
NORMA CUBANA

NC

775-8 2010

**BASES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
INVERSIONES TURÍSTICAS — PARTE 8: REQUISITOS DE
ESTRUCTURAS**

Design and Building Bases for Tourism Investment — Part 8: Requirements for
Structure

ICS: 03.200; 01.110

2. Edición Diciembre 2010
REPRODUCCIÓN PROHIBIDA

Oficina Nacional de Normalización (NC) Calle E No. 261 Vedado, Ciudad de La
Habana. Cuba. Teléfono: 830-0835 Fax: (537) 836-8048; Correo electrónico:
nc@ncnorma.cu; Sitio Web: www.nc.cubaindustria.cu



Cuban National Bureau of Standards

U

Prefacio

La Oficina Nacional de Normalización (NC), es el Organismo Nacional de Normalización de la República de Cuba y representa al país ante las organizaciones internacionales y regionales de normalización.

La elaboración de las Normas Cubanas y otros documentos normativos relacionados se realiza generalmente a través de los Comités Técnicos de Normalización. Su aprobación es competencia de la Oficina Nacional de Normalización y se basa en las evidencias del consenso.

La Norma Cubana NC 775

- Consta de las siguientes partes, bajo el título general de Bases para el diseño y construcción de inversiones turísticas:
 - Parte 1: Requisitos Básicos
 - Parte 2: Requisitos de Tecnología Turística
 - Parte 3: Requisitos de Localización
 - Parte 4: Requisitos de Arquitectura
 - Parte 5: Requisitos de Marinas
 - Parte 6: Requisitos para Instalaciones de Ofertas Extrahoteleras
 - Parte 7: Requisitos de Topografía, Movimiento de Tierra y Viales
 - Parte 8: Requisitos de Estructura
 - Parte 9: Requisitos de Mecánica
 - Parte 10: Requisitos de Electroenergética
 - Parte 11: Requisitos de Comunicaciones
 - Parte 12: Requisitos de Automatización
 - Parte 13: Requisitos de Hidráulica y Sanitaria
 - Parte 14: Requisitos de Organización de Obras

Esta NC 775-8:2010:

- Sustituye a la NC 45-5:1999 Bases para el diseño y construcción de inversiones turísticas — Parte 5: Requisitos de estructuras, topografía y movimiento de tierras, en lo referido a estructuras.
- Incluye los siguientes cambios:
 - se adiciona una Introducción,
 - se actualizan las referencias normativas
 - se perfeccionan algunos detalles del contenido
- Ha sido elaborada por los especialistas de las instituciones siguientes:

Dirección de Normalización del MICONS
Unidad Técnica de Inversiones del Turismo (UTIT)
Instituto de Investigaciones de Normalización (ININ)

NC/CTN 24 Construcción de Edificaciones
NC/CTN 38 Cálculo de Estructuras

- Consta de 24 Anexos (ver lista al final del Índice)

© NC, 2010

Todos los derechos reservados. A menos que se especifique, ninguna parte de esta publicación podrá ser reproducida o utilizada en alguna forma o por medios electrónicos o mecánicos, incluyendo las fotocopias, fotografías y microfilmes, sin el permiso escrito previo de:

Oficina Nacional de Normalización (NC)

Calle E No. 261, Vedado, Ciudad de La Habana, Habana 4, Cuba.

Impreso en Cuba.

Índice

	Página
0	6
1	7
2	7
3	9
3.1	9
3.2	10
3.3	13
3.4	12
3.5	14
3.6	14
3.7	17
3.8	18
3.9	18
3.10	19
4	19
4.1	19
4.2	21
4.3	22
5	22
5.1	22
5.2	25
5.3	26
5.4	27
5.5	27
5.6	27
5.7	27
5.8	28
5.9	29
5.10	29
5.11	29
5.12	30
5.13	30
5.14	30
5.15	30
6	31
6.1	31
6.2	31
6.3	32
6.4	33
6.5	35
7	35
7.1	35
7.2	36
7.3	36
7.4	37

7.5	<i>Distribución de presiones en un muro de carga que descansa sobre viga con apoyos aislados</i>	37
7.6	<i>Resistencia lateral de pórticos rellenos</i>	38
7.7	<i>Cálculo de la rigidez de los muros ante cargas laterales</i>	38
8	<i>Estructuras de madera</i>	38
8.1	<i>Generalidades</i>	38
8.2	<i>Materiales</i>	39
8.3	<i>Procedimiento de diseño</i>	39
8.4	<i>Requisitos de resistencia la fuego</i>	39
9	<i>Diseño de cimentaciones y subestructuras</i>	40
9.1	<i>Condiciones generales de diseño y construcción</i>	40
9.2	<i>Cimentaciones de muros</i>	44
9.3	<i>Cimentaciones de equipos, maquinarias e instalaciones</i>	44
9.4	<i>Pisos de hormigón sobre el suelo</i>	45
9.5	<i>Canales y túneles no conductores de líquidos y gases</i>	47
9.6	<i>Cisternas o depósitos</i>	48
9.7	<i>Sótanos</i>	49
9.8	<i>Protección de aguas subterráneas</i>	50
9.9	<i>Muros de contención</i>	51
10	<i>Diseño usando componentes de sistemas prefabricados</i>	52
10.1	<i>Prefabricados típicos</i>	52
10.2	<i>Prefabricados atípicos</i>	52
10.3	<i>Consideraciones generales para ambos tipos de prefabricados</i>	52
10.4	<i>Juntas y uniones de prefabricado</i>	53
10.5	<i>Paneles de fachada prefabricados</i>	54
10.6	<i>Dispositivos de izaje</i>	54
11	<i>Consideraciones especiales sobre el diseño de tanques o depósitos de agua</i>	54
11.1	<i>Generalidades</i>	54
11.2	<i>Cargas y combinaciones de cargas</i>	54
11.3	<i>Consideraciones para el diseño</i>	55
11.4	<i>Consideraciones constructivos</i>	55
12	<i>Consideraciones especiales sobre el diseño de piscinas</i>	56
12.1	<i>Generalidades</i>	56
12.2	<i>Para el cálculo de las solicitaciones. Dos estados de carga principales</i>	56
12.3	<i>Consideraciones de diseño y construcción</i>	56
13	<i>Consideraciones referentes a la defensa</i>	57
14	<i>Usos de nuevas tecnologías y materiales</i>	57
15	<i>Acciones estructurales en edificaciones existentes: rehabilitación, conservación, reparación y remodelación</i>	57
15.1	<i>Generalidades</i>	57
15.2	<i>Requisitos de diagnóstico estructural</i>	58
15.3	<i>Requisitos de cálculo y diseño estructural</i>	58
	<i>Bibliografía</i>	59
	<i>Anexos</i>	60 al 132

- Anexo 1 – Peso de materiales artificiales y componentes prefabricados usados en las construcciones** (informativo) – copia instrucción IT-111
- Anexo 2 – Asentamientos permisibles** (normativo) – copia instrucción IT-39
- Anexo 3 – Prefabricados – Despegue, izaje y montaje – Factor de carga** (normativo) - copia instrucción IP-55
- Anexo 4 – Especificaciones de uso de barras de acero para refuerzo del hormigón G-34, G-40 y G-60** (informativo) - copia instrucción IP-51C
- Anexo 5 – Recomendaciones de uso de barras de acero G-34, G40 y G-60 para refuerzo del hormigón por componente estructural** (informativo) - copia instrucción IP-122C
- Anexo 6 – Soldadura de barras de acero A-40 – Recomendaciones** (informativo) – copia instrucción IT-323^a
- Anexo 7 – Tamaño de los áridos a usar en componentes estructurales** (informativo) - copia instrucción IP-H5
- Anexo 8 – Armaduras de refuerzo en las zonas de cambio de dirección en componentes de hormigón armado** (informativo) – copia instrucción IP-125
- Anexo 9 – Armaduras en esquinas o en cambios de dirección en componentes de hormigón – Análisis y diseño** (informativo) - copia instrucción IP-222
- Anexo 10 – Anclajes mínimos de las barras corrugadas en apoyos extremos e intermedios en componentes a flexión** (informativo) – copia instrucción IP- 226
- Anexo 11 – Anclajes mínimos de las barras lisas en apoyos extremos e intermedios en componentes a flexión** (informativo) – copia instrucción IP- 227
- Anexo 12 – Anclaje de barras en extremo libre – Recomendaciones y especificaciones** (informativo) - copia instrucción IP-228
- Anexo 13 – Armadura de refuerzo mínima en componentes de hormigón armado – Especificaciones** (informativo) - copia instrucción IP-214A
- Anexo 14 – Armadura de refuerzo mínima en componentes masivos de hormigón armado** (normativo) - copia instrucción IP-57
- Anexo 15 – Ejecución de las estructuras de acero laminado en edificación – Tolerancias** (informativo) - copia instrucción EM-IT- 120
- Anexo 16 – Refuerzo de muros con pilares integrados de hormigón armado** (informativo) - copia instrucción IT- 337
- Anexo 17 – Distribución de cargas sobre vigas soporte de muros de fábrica o de carga** (informativo) - copia instrucción IT-347
- Anexo 18 – Cálculo de la rigidez de muros ante cargas laterales** (informativo) - copia instrucción IT- 339
- Anexo 19 – Información sobre máquinas perforadoras BENOTO** (informativo) - Copia instrucción IT- 355
- Anexo 20 – Sellos de cimentaciones – Especificaciones de uso y características de los mismos** (normativo) - copia instrucción IP-224
- Anexo 21 – Hormigón ciclópeo – Especificaciones de uso y diseño** (normativo) - copia instrucción IP-250
- Anexo 22 – Zapatas y vigas de asentamiento** (normativo) - copia instrucción IP-2B
- Anexo 23 – Cimientos de maquinarias con cargas estáticas** (normativo) - copia instrucción IP-5B
- Anexo 24 – Tipos de depósitos - Sistema Güira** (informativo) – copia instrucción IT- 356

0 Introducción

Esta norma es el resultado de un proceso de consultas y análisis de opiniones a las entidades inversionistas y explotadoras de las instalaciones turísticas, a las entidades proyectistas y a las entidades constructoras y contratistas de estas obras; así como a diversos organismos del Estado relacionadas con esta actividad. Todo lo cual se ha organizado y realizado en conjunto por la unidad técnica de inversiones del turismo del MINTUR y la dirección de normalización del MICONS.

En esta norma se han incorporado los conceptos y tendencias actuales de la evolución dinámica de la industria turística y se han actualizado los requisitos correspondientes a las nuevas normas de referencia, publicadas en el período transcurrido de 1999 al 2009, que deben ser aplicados en este programa. Con ello se espera lograr un producto turístico que cumpla satisfactoriamente con las actuales y futuras exigencias de la hotelería, como mínimo en los próximos 5 años.

El ahorro de recursos materiales y de portadores energéticos ha sido una premisa fundamental en la formulación de esta nueva edición; así como el incremento de los requisitos para la impermeabilización no solo de las cubiertas sino también de las zonas húmedas. Por otra parte, las instalaciones hidráulicas y sanitarias, las instalaciones eléctricas, la automatización y la envolvente arquitectónica deberán cumplir las especificaciones de la Norma Cubana NC 220 para una mayor eficiencia energética. Debe considerarse con sumo cuidado todo lo que se prescribe en la Norma Cubana NC 391 sobre la accesibilidad de todas las personas.

Por tanto, se considera que esta nueva edición debe servir a todas las partes involucradas en el proceso no solo de las nuevas inversiones turísticas sino también de otras acciones constructivas en las instalaciones existentes e incluso en la explotación de las instalaciones turísticas tanto de nueva creación como las existentes.

BASES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE INVERSIONES TURÍSTICAS — PARTE 5: REQUISITOS DE ESTRUCTURAS

1 Objeto

Esta Norma Cubana establece los aspectos básicos a considerar en la proyección de estructuras en los establecimientos de alojamiento turístico.

2 Referencias normativas

Los documentos que se mencionan seguidamente son indispensables para la aplicación de esta Norma Cubana. Para las referencias fechadas, solo se toma en consideración la edición citada.

NC 283:2003 Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño.

NC 53-84:1983 Acción de los tabiques y cargas concentradas sobre losas de hormigón – Método de cálculo.

NC 284:2003 Edificaciones – Cargas de uso.

NC 285:2003 Cargas de viento – Método de cálculo.

NC 46:1999 Construcciones sismo-resistentes – Requisitos básicos para el diseño y construcción.

NC 53-94:1983 Estructura de acero – Método de cálculo.

NC 53-83:1983 Piso de hormigón sobre el suelo – Método de cálculo y diseño.

NC 450:2006 Edificaciones – Factores de carga o ponderación – Combinaciones.

NC 120:2007 Cemento hidráulico – Especificaciones.

NC 7:2002. Barras de acero para refuerzo de hormigón. Especificaciones.

NC 252:2005 Mallas electrosoldadas para refuerzo del hormigón – Especificaciones.

NC 95:2001 Cemento Pórtland – Especificaciones

NC 251:2005 Áridos para hormigones hidráulicos – Requisitos.

NC-207:2003 Requisitos generales para el diseño y construcciones de estructuras de hormigón.

NC 250:2005 Requisitos de durabilidad para el diseño y construcción de edificaciones y obras civiles de hormigón estructural.

NC-96-02-01 Resistencia al fuego de las construcciones.

NC 360:2005 Ladrillos cerámicos de arcilla cocida – Requisitos.

NC 247:2010 Bloques huecos de hormigón – Especificaciones.

NC 409:2005 Ladrillos cerámicos huecos de gran formato – Designación y especificaciones.

NC 175:2002 Mortero de albañilería – Especificaciones.

NC 173:2002 Morteros – Determinación de la resistencia a flexión y compresión.

NC 172:2002 Morteros – Determinación de la resistencia a la adherencia por tracci.

NC 53-115:1984 Obras de Fabrica – Método de cálculo.

NC 53-179:1988 Estructura de Madera – Método de cálculo.

NC 722:2009 Edificaciones y obras civiles – Investigaciones ingenieras aplicadas – Requisitos de alcance y contenido de la documentación técnica.

NC 53-97:1989 Vasos en masa y armado para columnas prefabricadas – Método de cálculo y diseño.

NC 54-265:1984 Materiales y productos de la Construcción – Pilotes – Método de ensayo.

NC 53-153:1985 Empuje de Suelos – Procedimientos de cálculo.

NC 53-83:1983 Elaboración de proyectos de construcción – Estructuras de hormigón – Pisos sobre el suelo – Método de cálculo y diseño.

NC 53-153:1985 Empuje de suelos – Procedimientos de cálculo.

NC 439:2006 Componentes de prefabricados de hormigón – Dispositivos de izaje – Características y cálculo.

NC 53-07:1979 Estructura de hormigón – Pruebas de carga directa.

3 Cargas

3.1 Cargas permanentes

3.1.1 Para las cargas permanentes correspondientes al peso de los distintos tipos de materiales se utilizarán los valores señalados en la NC 283 y para los valores correspondientes al hormigón, véase Tabla 1.

Tabla 1

	Densidad	Unidad
Hormigón en masa	23.00	kN/m ³
Hormigón con refuerzo mínimo	23.00	kN/m ³
Hormigón ciclópeo	23.00	kN/m ³
Hormigón armado. Compactación normal	24.00	kN/m ³
Hormigón armado. Compactación mecánica intensa	25.00	kN/m ³

3.1.2 Donde se requiera en el cálculo la carga permanente del acero, se utilizará el valor de 78.50 kN/m³. Para el peso de los perfiles laminados se utilizarán los valores correspondientes según los catálogos, normas y otros de los fabricantes.

3.1.3 Para las cargas permanentes de materiales naturales y artificiales más comunes en la construcción, se usarán los valores señalados en la NC 283 y en el Anexo 1.

3.1.4 Para las cargas de tabiques y cargas concentradas permanentes sobre losas o pisos se usará la NC 53-84.

Para cargas de tabiques de otros materiales con pesos sustancialmente menores que los de ladrillos o bloques se utilizarán los pesos reales según catálogos o diseño arquitectónico.

3.1.5 Si se requiere usar materiales naturales y/o artificiales de importación, se usarán los valores de los catálogos, especificaciones o normas correspondientes.

3.1.6 Para las cargas permanentes correspondientes a equipos, accesorios, tuberías y otros se utilizarán los pesos reales según catálogos o diseños de las distintas especialidades.

3.2 Cargas características de uso

3.2.1 Para la determinación de las cargas características de uso, se usarán los valores señalados en la Tabla 2

Tabla 2 – Cargas características de uso

Denominación	Cargas (kN/m ²)
Local para guardar equipaje	4.0
Área para equipos dinámicos o estáticos. Ver Punto 3.3. Cargas tecnológicas	
Talleres: según uso pero no menos que	4.0
Boleras	4.0
Gimnasio, sauna y salas de vapor	4.0
Áreas de cocina	3.0
Cámaras frías: según su uso pero no menos que	4.0
Local para camarera	2.0
Dormitorios	1.5
Pasillos interiores de acceso a las habitaciones	1.5
Vestíbulos y galerías de circulación	4.0
Balcones y terrazas, independientes y con carga similar al de los dormitorios contiguos con el que están estructuralmente relacionados	2.0
Cabarets , salones de baile y reuniones	5.0
Oficinas	2.0
Locales de venta	4.0
Circulación de servicio	2.0
Restaurantes y comedores	4.0
Bares, cafeterías	3.0
Andenes	8.0
Zonas circundantes de piscinas	5.0
Solarium	2.0
Salas polivalentes	5.0
Parqueos de automóviles	2.5
Escaleras	3.0

Locales para almacenes diversos:

Los valores de las cargas de uso en estos locales dependerán del tipo de material, de la forma y altura de almacenamiento, concentración de la carga, equipos móviles de transporte del material y cualquier otro dato que se estime conveniente, pero en ningún caso se tomará menos de 4.0 kN/m².

Locales tecnológicos diversos:

Las cargas de uso de locales tecnológicos diversos, tales como: centro de corrientes débiles, local de pizarra telefónica, lavandería y tintorería, local eléctrico principal y otros, se determinarán según el apartado 3.3 Cargas tecnológicas.

Los casos que no aparezcan en el apartado 3.2.1 se determinarán según la NC 284.

3.2.2 Cualquier otra carga característica de uso que no esté señalada en el apartado 3.2.1, ni en la NC 284 se tomará de acuerdo con una Norma o Instrucción, de calidad y confianza reconocida que será presentada como parte del alcance de documentación correspondiente.

3.2.3 Reducción de las cargas características de uso

Se usarán en todos los casos señalados las reducciones autorizadas de las cargas características de uso según la NC 284 y que son las siguientes:

Para el diseño de vigas principales o secundarias sometidas a las cargas de uso indicadas en la Tabla del aparato 3.2.1, considerando cargada toda el área tributaria, se permite disminuir los valores de las cargas de uso, multiplicándolos por el coeficiente a dado por:

$$a = 0,5 + \frac{3}{\sqrt{A}} \geq 0,8$$

Donde:

a = es el coeficiente de reducción de la carga.

A = es el área tributaria de carga sobre la viga en m^2

Nota: Esta reducción es solo válida para A mayor de $36 m^2$

Para el diseño de columnas, muros y cimientos, las cargas de uso de la Tabla 2 del epígrafe 3.2.1 podrán disminuirse multiplicándolas por el coeficiente η , dado por:

$$\eta = 0,5 + \frac{0,6}{\sqrt{n}} \geq 0,6$$

Donde:

η es la cantidad de Pisos totalmente cargados por encima de la sección que se analiza.

Nota: Mínima cantidad de pisos a considerar es 2, es decir $\eta \geq 2$

3.3 Cargas tecnológicas

3.3.1 Para el cálculo de cargas tecnológicas se usarán los datos suministrados por el tecnólogo, o las normas y especificaciones del suministrador o datos de catálogos y prescripciones completas, de los equipos y tecnología a usar.

Deben analizarse las cargas tecnológicas suministradas y muy especialmente la posibilidad real de concurrencia y simultaneidad de las mismas entre sí, así como con las otras cargas señaladas.

3.3.2 Si existen cargas tecnológicas que determinen efectos dinámicos de importancia para la estructura, el suministrador proveerá las características de las mismas al proyectista.

3.3.3 Si las cargas tecnológicas corresponden a almacenamiento de materiales y equipos para el mantenimiento o reparación de maquinarias deben analizarse los valores suministrados en base de los pesos de los materiales, de la altura y tipo de almacenamiento.

3.4 Cargas de viento

3.4.1 Para la determinación de las cargas de viento, principalmente las debidas a huracanes sobre las estructuras y elementos de las mismas, se tomarán los valores de los distintos coeficientes y recomendaciones señalados en NC 285.

Para el cálculo de las solicitaciones en las cimentaciones de edificaciones no se considerará el coeficiente de ráfaga. En estructuras tipo torres o postes, si se considerará el coeficiente de ráfaga en las cimentaciones. Si se proponen coeficientes de formas para edificaciones cuyas características no están representadas en la NC 285, se cumplirá lo especificado en el epígrafe 2.1.

3.4.2 Para el cálculo de las edificaciones secundarias, de menor permanencia a la intemperie y exteriores a las edificaciones principales tales como: ranchones, barbacoas, bares y otros se usará la presión básica total de carga de viento de 50 Kg/m^2 correspondiente a vientos no extremos, tales como sures, vientos de los nortes, turbonadas de verano y otros. Es decir no corresponde a cargas de huracanes, excepto que se defina como resistente a tales vientos en el programa.

Si se define como resistente a los vientos de huracanes según la norma, se recomienda con una recurrencia de 25 años en vez de 50 años.

3.4.3 Las facilidades tecnológicas constructivas temporales y desmontables, requeridas durante la construcción como plantas hormigoneras, plantas de asfalto, molinos y otros, se proyectarán con la presión básica total de 50 kg/m^2 de viento no extremo constante e independiente de la altura. Se recomienda que para resistir las presiones de carga de viento debido a huracanes, deberán proveerse elementos de fijación y soportes adicionales a la estructura: tensores de viento, arriostramientos especiales, anclajes y otros; si los elementos de fijación y soportes adicionales no son susceptibles de colocarse, las estructuras y elementos serán calculadas y diseñadas como autoportantes a las cargas de viento de huracán de acuerdo con la NC 285 pero con una recurrencia de 25 años en vez de 50 años.

3.4.4 Para el cálculo de los ganchos o tipos de anclaje de las cubiertas ligeras bajo la acción de los efectos de succión de la acción de los vientos de huracanes se tomarán en cuenta las siguientes especificaciones:

1. Se calcularán todas las combinaciones de cargas que determinen la condición pésima de carga para la solicitud de anclaje de las cubiertas.
2. Se recomienda tomar un factor de reducción de la carga permanente de la cubierta del 10 %.
3. El factor global de seguridad del elemento de anclaje no será menor de 2.
4. Debe garantizarse al máximo la resistencia y durabilidad de los ganchos y elementos de sujeción.

3.4.5 Coeficiente de sitio

La selección del coeficiente de sitio señalado en la NC 285 deberá ser sometida a evaluación en la etapa establecida de aprobación de documentación de proyecto, debiendo presentarse el mismo como parte del alcance de la documentación correspondiente.

3.4.6 Las edificaciones cerradas o partes de la misma que tengan ventanas y puertas totalmente estancas en cada una de las fachadas serán consideradas como estructuras con permeabilidad menor al 2 % y por lo tanto no se considerará en el cálculo de las estructuras y elementos de

fachada, acciones interiores de presión o succión. Se analizará la posibilidad de ruptura o abertura brusca de las puertas o ventanas cerradas, debido al efecto de las presiones o succiones de viento de huracanes, determinando condiciones pésimas de permeabilidad. Se analizará la normativa de la NC 285 referente a la protección de las ventanas.

3.4.7 Se aplicarán en el cálculo de las estructuras y elementos, los coeficientes de reducción, muy especialmente el referente a los elementos estructurales vinculados a las áreas grandes expuestas al viento, es decir el coeficiente C_{ra} . Este coeficiente de reducción C_{ra} debe utilizarse por ser normativa, racional y de gran incidencia económica.

3.4.8 Durante la acción de los huracanes se analizará la combinación simultánea de las cargas de uso o accidentales en las cubiertas o techos de las edificaciones con las cargas de viento de huracán.

3.4.9 En los casos de fachadas con puertas abiertas permanentes por motivaciones tecnológicas u otras es necesario considerar las cargas de viento de huracanes que actúan sobre las superficies interiores, paredes y tabiques.

3.4.10 En los cálculos de estabilidad y resistencia las presiones del viento serán afectadas, mayoradas por el coeficiente de mayoración o ponderación correspondiente. Para los cálculos de deformaciones instantáneas debido a las cargas de viento, el coeficiente de carga o de mayoración será igual a la unidad, es decir igual a 1.

3.4.11 Debe precisarse y detallarse el anclaje de la carpintería de ventana y otros para la carga de viento de huracán donde corresponda la incidencia de fallos por esta omisión de cálculo y diseño es notable.

3.4.12 En el cálculo del espesor del vidrio de ventana a la carga de huracanes no se considerará el coeficiente reductor de área. En el cálculo de la presión/succión se tendrá en consideración la distancia de la ventana a puntos singulares de la fachada como aleros, esquinas y variación de ángulos como especifica la NC 285.

3.5 Cargas de sismo

3.5.1 Para la determinación de las cargas de sismo sobre las estructuras y elementos de las mismas se utilizará el método de cálculo y especificaciones de proyecto, diseño y otros, señalados en la NC 46.

3.5.2 Se aplicará a los proyectos de edificios y obras, consideraciones y cálculos sismo resistente cuando estén ubicados en zonas sísmicas, con grados sísmicos pertinentes según la NC 46, señalada en el epígrafe anterior.

3.5.3 Para la proyección de obras turísticas en el territorio de la ciudad de Santiago de Cuba, la de mayor peligrosidad sísmica del país, se consultará el mapa de micro zonificación sísmica de la misma.

3.5.4 El análisis de los efectos de las cargas sísmicas no será simultaneado con los efectos debido a vientos extremos.

3.5.5 Igualmente para la obtención de las cargas sísmicas no se tomarán en consideración las cargas dinámicas generadas por máquinas, las fuerzas de inercia horizontales debido a masas en suspensión flexibles y la influencia de las variaciones de temperatura.

3.6 Cargas debido a la acción de las variaciones de la temperatura

3.6.1 Serán variaciones de la temperatura climática las debidas a las condiciones climáticas de la zona o región.

Para las estructuras y sus elementos, las variaciones de incrementos o disminuciones de la temperatura climática, deben ser establecidas a partir de las temperaturas medias durante el período de construcción del elemento o estructura.

Para el cálculo de las cargas debidas a la acción térmica y para todos los elementos estructurales situados en la intemperie, se considerará un incremento o disminución promedio de 10 °C con respecto a la temperatura media de construcción.

3.6.2 En elementos estructurales que estén menos expuestos a variaciones de temperatura por estar protegidos por rellenos o disposiciones similares, las diferencias de temperaturas indicadas en el punto anterior podrán reducirse a un incremento y disminución promedio de 5 °C con respecto a la temperatura media durante el período de construcción.

3.6.3 Coeficiente de dilatación

En el cálculo de las deformaciones lineales y cargas térmicas por variación de la temperatura se usarán los siguientes coeficientes de dilatación térmica, por grados centígrados y unidad de longitud, véase Tabla 3.

Tabla 3 – Coeficiente de dilatación

Coeficiente de dilatación	
Materiales	Coeficiente
Hormigón	0,000010
Hormigón armado	0,000011
Acero	0,000012
Siporex	0,000008
Pared de ladrillos o bloques cerámicos	0,000005
Pared de bloques de hormigón	0,000010

3.6.4 Tensiones por variación de longitud

Se tendrán en cuenta las tensiones que surgen en estructuras por las variaciones de temperaturas, muy especialmente en estructuras hiperestáticas.

3.6.5 Juntas de dilatación

En todo proyecto se analizará y determinará la necesidad de juntas de dilatación para eliminar o reducir el efecto de las tensiones producidas por las cargas térmicas.

En la Tabla 4 se presentan de forma general las distancias de las juntas de dilatación o temperatura de las estructuras y elementos de hormigón armado y mampostería que si no se exceden permiten no calcular las tensiones por variaciones de temperatura.

3.6.6 Juntas de dilatación. Estructuras de acero

Según la NC 53-94, los efectos de la temperatura climática en construcciones de una planta no se considerarán si las dimensiones del bloque no superan los 130 m, sea en el ancho o en longitud.

3.6.7 Juntas de dilatación. Estructuras mixtas (componentes de hormigón y componentes de perfiles laminados)

Si los componentes verticales de los pórticos son de hormigón se considerará un 10 % de disminución de los valores fijados en la Tabla 4.

3.6.8 Si se exceden las distancias máximas de las juntas de dilatación señaladas en los puntos epígrafes anteriores se calcularán las cargas y tensiones que las variaciones térmicas introducen en la estructura, analizando y diseñando los refuerzos adicionales requeridos y otras soluciones.

Independientemente del refuerzo adicional y otra solución se analizará si las deformaciones son permisibles y cómo inciden sobre elementos componentes estructurales secundarios tales como: paredes, tabiques, ventanas, puertas, anclajes, soldaduras y otros.

Tabla 4

Estructuras de hormigón armado y estructuras de mampostería		
Material	Tipo de construcción	Distancia entre juntas en metros
Hormigón armado (no pretensado)	1. Naves de pórticos prefabricados y pórticos mixtos (prefabricados-monolíticos) con cubierta ligera; tejas de asbesto-cemento, tejas de acero galvanizado, paneles ligeros de cubierta, de chapas de metal, y materiales aislantes, cubierta de madera y otros.	96
	2. Naves de pórticos monolíticos y pórticos mixtos (prefabricados-monolíticos) con cubierta más rígida: siporex, cubierta pesada.	84
	3. Estructuras, vigas continuas prefabricadas.	78
	4. Vigas continuas mixtas (prefabricado monolítico)	72
	5. Estructuras, vigas continuas monolíticas.	66
	6. Estructuras tales como piscinas, depósitos de líquidos, muros de contención.	48
Mampostería	1. Muros de bloques de hormigón	30
	2. Muros de mampostería de ladrillos	40

Para estructuras de pórticos con componentes verticales muy rígidos las distancias de juntas señaladas deben reducirse en un 10 %.

3.6.9 Las juntas de dilatación o de temperatura deben ser impermeables.

3.6.10 Las tensiones por modificación de la curvatura de elementos por variaciones de temperatura, deben chequearse así como las tensiones que surgen por la variación de la curvatura del eje al deformarse. Este efecto tiene lugar muy especialmente para variaciones de temperatura por motivaciones tecnológicas o características particulares, como son los componentes de pequeño

espesor y con sustentaciones relativamente rígidas (losas, láminas y otros) sometidas a asoleamiento o a un caldeo artificial por una cara o paramento, o sometidas a enfriamiento por constituir superficies límites de cámaras frías.

3.6.11 Cuando se requiera determinar la conductividad térmica de los materiales de construcción se utilizarán los coeficientes señalados en la NC 53 -103

3.6.12 Las juntas de dilatación deben separar totalmente las estructuras incluyendo los componentes de cierre y tabiques. Se permite que la junta no pase a través de los cimientos.

3.6.13 Las juntas de temperatura o dilatación pueden ser proyectadas como estructuras dobles hasta la parte superior de la cimentación o como voladizos dobles de las losas o piso o cualquier otra solución que satisfaga los requisitos arquitectónicos y los estructurales.

3.6.14 Las juntas de dilatación para pisos de hormigón sobre el suelo no excederán los 120 m si el mismo se construye mediante paños alternos. Para pisos de hormigón continuo sobre el suelo, las juntas de dilatación no se excederán de 60m.

3.6.15 En edificios y construcciones altas, de características normales, puede prescindirse de considerar en los cálculos las variaciones de temperatura, en sentido vertical, muy especialmente si predominan las cargas axiales.

3.7 Cargas debido a la retracción

3.7.1 En la proyección se analizarán los efectos producidos por las cargas de retracción en los componentes de hormigón en masa, hormigón armado y pretensado. Este análisis es preferente en las estructuras hiperestáticas.

3.7.2 En la realización de los proyectos se analizará con detenimiento, el impedimento a la retracción del hormigón, que puedan ofrecer los suelos, columnas, muros, paredes, apuntalamientos y otros, muy especialmente a componentes de hormigón continuos, fundidos en el lugar, de gran longitud y volumen de hormigón, como vigas, muros de contención, pisos de hormigón, y otros.

3.7.3 Se determinarán las tensiones internas de tracción, que los impedimentos o limitaciones de la retracción libre, provocan en el hormigón, analizando y diseñando la mejor solución técnico-económica.

3.7.4 Entre estas soluciones pueden analizarse, las juntas de retracción, reducciones o modificaciones de los volúmenes del hormigón, armaduras adicionales de retracción, reducción o eliminación de los empotramientos o impedimentos a la libre retracción, curados intensos o especiales del hormigón, diseño de mezclas de hormigón con o sin aditivos, que reduzcan al máximo posible el efecto de la retracción.

3.7.5 Coeficiente de retracción unitario

En general para unas condiciones medias de los parámetros pueden admitirse como valor o coeficiente de la retracción unitaria del hormigón:

$$\epsilon_r = 0,00025$$

es decir 0,25 mm por cada metro de longitud.

Debido a la restricción que ofrecen las armaduras, la retracción de los componentes de hormigón armado es menor que la del hormigón solo. Para unas condiciones medias de los parámetros incluidos la cuantía y tipo de armaduras, puede admitirse como valor o coeficiente de la retracción unitaria del hormigón armado:

$$\epsilon_r = 0,00015$$

es decir 0,15 mm por cada metro de longitud.

3.7.6 Juntas de retracción

La necesidad de las juntas de retracción, su diseño y la distancia de las mismas serán decididos por el proyectista en base de su análisis y cálculo. Las distancias entre las juntas de retracción, se determinarán según los cálculos, con el objetivo de reducir al máximo las cantidades de las mismas. El cálculo puede no ser realizado si se realiza un curado intenso, la mezcla del hormigón es apropiada y si estas distancias no superan los valores señalados en la Tabla 5.

Tabla 5 – Distancia de las juntas de retracción

Distancia de las juntas de retracción	Metros
Pisos de hormigón	6
Paredes de canales, túneles, depósitos y otros de hormigón	10
Paredes de canales, túneles, depósitos y otros de hormigón armado	15
Muros de contención de hormigón armado	15
Muros de mampostería	12

Algunas de las juntas de retracción en edificaciones en general, pueden coincidir en distancia con las juntas de dilatación, cumplimentando las distancias recomendadas.

3.8 Cargas debido a asentamientos y/o giros de cimientos

3.8.1 Se considerarán todas las cargas y sollicitaciones que se produzcan en los componentes estructurales y en las estructuras debido a los asentamientos diferenciales y/o totales de los cimientos (tecnológicos y estructurales), dentro de los valores permisibles de acuerdo con limitaciones tecnológicas y estructurales.

3.8.2 Para los valores permisibles de asentamiento se tomarán los señalados en el Anexo 2

3.8.3 Se considerarán todas las cargas y sollicitaciones que se produzcan en los componentes estructurales y en las estructuras debido a los giros de los cimientos, dentro de los valores permisibles y de acuerdo con limitaciones tecnológicas y estructurales.

3.8.4 Tanto en la determinación de los asentamientos permisibles y/o totales y de los giros de los cimientos se considerará la permanencia y constancia de las cargas e interrelación con las características de los estratos soportantes. Hay que tener en cuenta que en Cuba un número elevado de cargas ecológicas que determinan las cargas y sus excentricidades corresponden a cargas instantáneas o de corta duración.

3.9 Cargas de construcción

3.9.1 Todos los componentes y estructuras deben ser diseñados y calculados para todas las cargas que aparezcan durante su construcción, transporte, erección, colocación y montaje.

3.9.2 Para todas las etapas señaladas en el Punto 3.9.1 epígrafe anterior se considerará la resistencia de los elementos componentes y estructuras a la edad de la aparición o aplicación de las cargas de construcción.

3.9.3 Se tendrá en consideración la acción de las cargas de anclaje de las grúas-torres, elevadores verticales, winches y otros soportadas en las estructuras en construcción y/o construidas.

3.9.4 En los elementos componentes prefabricados durante el despegue, izaje y montaje es frecuente la aparición de cargas de construcción que deben ser analizadas y calculadas según el Anexo 3 la Instrucción de Proyecto IP-55 Prefabricados, despegue, izaje, montaje. Factor de carga o instrucción normativa de reconocido prestigio.

3.9.5 En la instrucción de proyectos ip-55 se fija el factor de carga del prefabricado (f_p) como el factor de incremento del peso propio del elemento componente considerado para tener en cuenta las sobrecargas dinámicas de despegue, izaje, transporte y montaje tendrá los valores siguientes:

El factor de prefabricado (F_p) que se usará

Tipo de obra	F_p
A	1,5
B	2

Se considerará obra "A" aquella en la cual las características de industrialización del prefabricado determinen unas técnicas correctas en las etapas constructivas del componente elemento: uso de materiales químicos u otros para evitar o reducir la unión con moldes, equipos de izaje hidráulicos, operadores con calificación y experiencia en el equipo, control técnico en las operaciones, y otras. Se considerará obra "B" toda aquella que no cumpla los requisitos anteriores. En ausencia de acuerdo protocolizado se supondrá el tipo de obra "B".

3.9.6 En los prefabricados, la resistencia característica mínima del hormigón, para considerar los efectos del despegue, izaje y montaje será 100 Kg/cm^2 . La proyección analizará la necesidad de calcular la deformación en esta etapa.

3.9.7 El efecto de la adherencia, en la acción del despegue de los elementos componentes prefabricados, será equivalente a una fuerza mínima, por unidad de área de contacto entre el elemento componente y el encofrado, de 200 Kg/m^2 .

3.9.8 Las cargas de construcción no incluidas en el Punto epígrafe 3.9.5 serán afectadas por un factor de mayoración igual a 1.4. Cuando se combinen con otros tipos de cargas se aplicarán los factores de ponderación correspondientes.

3.10 Cargas debido a la acción de montacargas

3.10.1 Una de las cargas preferentes que se requiere considerar en el cálculo de los pisos de hormigón sobre el suelo, muy especialmente en almacenes e instalaciones, es la carga determinada por las ruedas de los equipos móviles que circulen sobre los mismos. En este grupo pertenecen los montacargas.

Para el cálculo de los pisos de hormigón para estas y otras cargas actuantes se usará la NC 53-83 Piso sobre el suelo. Método de cálculo y diseño.

3.10.2 Considerando el efecto dinámico de las condiciones de operación de los montacargas, se supondrá un incremento por impacto equivalente al 20 % de la carga, Por lo anterior para obtener la carga estática equivalente se afectará la carga por rueda por el factor de 1.2.

4 Consideraciones generales sobre diseño y construcción

4.1 Combinaciones de cargas

4.1.1 En el diseño resistente y funcional de cada elemento componente estructural o estructura se realizarán las combinaciones de cargas factibles y realmente simultáneas que produzcan las solicitaciones pésimas en cualquier sección del elemento componente o en la estructura en su conjunto y que tengan igualmente en consideración los aspectos funcionales, la durabilidad y otros.

Este señalamiento es válido para todos los elementos componentes y estructuras que estén expuestas a la acción de las cargas establecidas en el Punto epígrafe anterior (3) de estas bases norma y será de obligatorio cumplimiento por el proyectista.

4.1.2 No se considerará simultánea la acción de cargas de viento correspondiente a huracanes y la carga de sismo.

4.1.3 Para las combinaciones de carga se usará lo establecido en la Norma NC 450:2006 Edificaciones. Factores de carga o ponderación. Combinaciones.

En dicha norma se establecen, con las excepciones señaladas las combinaciones básicas de cálculo siguientes:

$$\begin{aligned}
 &1,4 (G + F) \\
 &1,2 (G + F + T) + 1,6 (Q + H) + 0,5 Q_c \\
 &1,2 G + 1,6 Q_c + (0,5 Q \text{ ó } 0,8 W) \\
 &1,2 G + 1,4 W + 0,5 Q + 0,5 Q_c \\
 &1,2 G + 1,4 E + 0,5 Q + 0,2 Q_c \\
 &0,9 G + 1,4 W + 1,6 H \\
 &0,9 G + 1,4 E + 1,6 H
 \end{aligned}$$

Excepciones

El factor de carga o ponderación de Q en la ecuación 3,4 y 5 será igual a 1,0 para garajes, áreas como lugares de reunión pública y todas las áreas donde la carga de uso variable Q, sea mayor que 5 Kn/m².

El factor de carga sobre H será fijado igual a cero en las ecuaciones 6 y 7 si la dirección de la acción estructural debido a H es contraria a la carga de W o E.

Donde la presión de la tierra lateral proporcione resistencia a las acciones estructurales de otras fuerzas, no será incluida en H pero será incluida en la resistencia de diseño

En las ecuaciones los símbolos son:

- G Carga permanente
- Q Carga de uso, servicio o función
- Qc Carga de uso de cubierta
- W Carga de viento
- E Carga sísmica
- H Carga lateral de material confinado
- F Carga de fluido
- T Carga reológicas y deformacionales

4.1.4 En la combinación de las cargas de viento de huracanes no serán simultáneos sus efectos con las cargas de uso o accidentales de la cubierta o techo debido a personas, mantenimiento y/o reparación del techo e instalaciones no fijas.

4.1.5 Los vientos no extremos (vientos que no corresponden a los huracanes) y que no exceden de una presión básica total de 50 Kg/m² no tienen limitaciones para la combinación con cualquier tipo de carga de uso o de servicio.

4.1.6 Las cargas accidentales o de uso (no de cubierta) serán simultáneas en su totalidad con las cargas del viento de huracán. El porcentaje de reducción de la carga accidental o de uso, será definido por la parte proyectista en atención a la presencia total o parcial de las cargas accidentales o temporales. Recordar que las cargas de viento de huracán no son imprevistas ni instantáneas. De forma aproximada se conoce ubicación y trayectoria. Debe analizarse el posible incremento de carga de uso de personas al usar las edificaciones como alberque temporal.

4.1.7 No se recomienda la combinación de las cargas ecológicas por variación de la temperatura climática con las correspondientes a cargas de vientos extremos (huracanes) o las cargas sísmicas.

4.2 Consideraciones constructivas

4.2.1 En la proyección de los distintos elementos componentes estructurales se adoptarán las posibilidades del mayor grado de mecanización de las operaciones constructivas.

4.2.2 El preensamblaje de las armaduras de refuerzo se hará de acuerdo con las condiciones del transporte e izaje, tratando de cumplir las mayores dimensiones y peso que las permitan y lo establecido en las condiciones de entrega del suministro.

En el caso de que el acero de refuerzo sea proyectado en mallas se tomarán las medidas necesarias en el diseño para facilitar el prefabricado de las mismas, fuera del lugar de colocación, debiendo tomarse las dimensiones máximas que compatibilicen con los largos de barras estipulados o divisiones enteras, sin exceder las posibles limitantes de equipos y vías de transporte.

Si el prefabricado de las armaduras se realiza fuera del área de la obra deben considerarse los gálipos para transporte por carretera y ferrocarril señalados en las condiciones de entrega del suministro.

Las armaduras de refuerzo de los elementos componentes de subestructuras y superestructuras serán de dimensiones tales que permitan su prefabricación y que cumplan lo estipulado de ser divisiones enteras de los largos de barra.

Si el preensamblaje de la armadura se hace en la obra las dimensiones máximas estarán limitadas por las condiciones existentes en la obra.

4.2.3 Las dimensiones de salientes, cajuelas y otros elementos componentes estructurales de hormigón, hormigón armado y hormigón pretensado, deberán ser preferentemente múltiples o divisiones enteras de las escuadrías típicas de madera. Cuando se utilicen moldes metálicos el proyectista se ajustará al sistema de moldes que va a ser utilizado.

4.2.4 En todas las estructuras ya sean metálicas o de hormigón armado pretensadas, prefabricadas, o fundidas *"in situ"* excepto en los elementos componentes típicos, se dejarán los insertos y/o pases necesarios para los soportes o el paso de las instalaciones de todas las especialidades de ingeniería que lo requieren. La ubicación y detalles de estos pases e insertos quedarán perfectamente definidos en la documentación de proyectos.

Se tendrán en cuenta además las previsiones necesarias de diseño y los requerimientos anteriores, en el caso de las ampliaciones previstas.

4.3 Deformaciones laterales de edificios de varios pisos

4.3.1 El índice de deformación relativa entre dos pisos consecutivos, i , es la relación entre la deformación Δ_i y la altura o puntal h_i medido piso a piso.

$$i = \frac{\Delta_i}{h_i}$$

Este índice no será superior de 0,002 para edificios de hormigón estructural ni de 0,003 para edificios de estructura metálica.

El índice de deformación total, i_t del último piso con respecto al primero, tampoco sobrepasará el valor de 0,002 tanto para edificios de hormigón estructural como de estructura metálica.

$$i_t = \frac{\Delta_t}{H} \leq 0,002$$

Estas relaciones están reflejadas en la Figura 1.

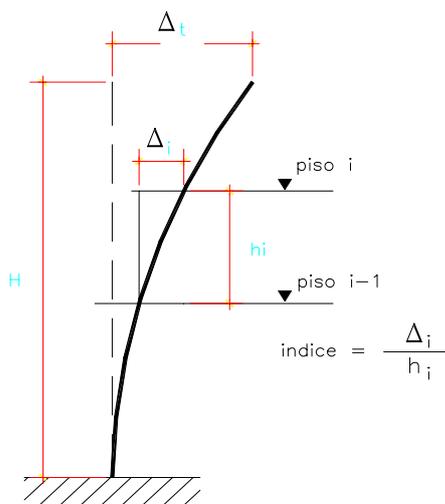


Figura 1

5 Estructuras de hormigón armado y pretensado

El cálculo y diseño de estructuras y elementos de hormigón requieren que se cumplan como mínimo las especificaciones y recomendaciones generales señaladas en la NC 120:2007 Hormigón hidráulico. Especificaciones.

5.1 Materiales**5.1.1 Barras de acero para refuerzo del hormigón**

Las estructuras de hormigón armado se proyectarán con barras de acero de producción nacional, cuyas características están reguladas por la NC-7:2002. Barras de acero para refuerzo de hormigón. Especificaciones. El uso de barras de acero de importación, debe responder al conocimiento de sus características de fluencia, rotura, ductilidad y soldabilidad y debe ser evaluado en la etapa de aprobación de la documentación de proyectos, debiendo reflejarse en el alcance de la documentación correspondiente.

La NC 7:2002 establece los requisitos de las barras circulares de acero laminados en caliente, con y sin corruga, utilizadas para el refuerzo del hormigón.

Las barras son de 3 niveles de fluencia mínima: normalmente, 240 MPa (2400 Kg/cm²), barras lisas y 300 MPa (3000 Kg/cm²) y 420 MPa (4200 Kg/cm²), barras corrugadas, designadas como grado 34 (G-34), grado 40 (G-40) y grado 60 (G-60) respectivamente.

La selección de los distintos grados de acero se hará atendiendo a la mejor fundamentación técnico-económica. A tenor de este principio debe propenderse a un mayor uso del grado G-60.

Como unas recomendaciones de uso de las barras de acero podemos utilizar lo que se incluye en los Anexos 4 y 5. las que proponen la IP-51.C y la IP-122.C.

Barras G-34, para cercos, estribos, gazas de izaje, anclaje de insertos, aceros de temperatura, retracción y distribución, aceros mínimos y/o constructivos, aceros por especificación, etc. Es el acero más dúctil, de menor costo, el más soldable y el más fácil de doblar.

Barras G-60 por sus mejores índices económicos (mayor resistencia por área colocada) y menor ductilidad, deben usarse preferentemente como armadura de refuerzo principal (armadura requerida por cálculo en barras rectas) en losas, vigas, columnas, muros, etc. No pueden usarse como gazas de izaje.

Barras G-40 no pueden usarse como gazas de izaje. Pueden usarse como armadura de refuerzo principal en la proyección de los elementos componentes indicados anteriormente, en elementos componentes con redistribuciones plásticas grandes o deformaciones diferidas altas.

En zonas sísmicas y en elementos componentes o estructura, con notorias cargas y/o deformaciones dinámicas, se proyectará con los aceros de mejores características de ductilidad. Para nuestras producciones de acero los grados G-34 y G-40. El uso del grado G-60 para estos casos requiere de justificación.

Para la simultaneidad del uso de los grados de acero se utilizarán las recomendaciones fijadas en el Anexo 4. la IP-51 C.

Los diámetros más aproximados de las barras en mm son:

Barras lisas G-34	10, 13, 16, 19, 25
Barras corrugadas G-40, G-60	10, 13, 16, 19, 25, 32, 36

Las longitudes nominales de las barras en metros son 6, 7,5, 9 y 12 con una desviación límite de + 100 mm.

Los cortes de las barras de acero de refuerzo serán en lo posible fracciones enteras de los largos normalizados.

La NC 7:2002 determina con respecto a la soldabilidad de los tres grados lo anterior.

“Las barras de acero G-60 en todos sus diámetros no son soldables con técnicas corrientes de soldadura, debiéndose aplicar técnicas específicas a partir de la composición real de las barras. En el caso del G-34 se garantiza la soldabilidad y en el G-40 la soldabilidad depende de su composición química real que el productor informará a solicitud del Cliente”.

A partir de la información anterior se recomienda el uso mínimo de la soldadura en las barras G-60 y G-40. El uso de la soldadura requiere de experimentación, fijando técnicas, tipo de electrodos, codificación del soldador, etc. A este fin se recomienda el análisis de la información reflejada en el Anexo 6. la IT-323 A - Soldaduras de barras grado A-40. Informe de ensayos. Recomendaciones. Las barras: grado A-40 son similares a las barras G-60.

5.1.2 Mallas de acero soldadas

Se usarán, donde las condiciones de abastecimiento lo permitan, las mallas de acero de producción nacional NC 252:2005 Mallas electrosoldadas para refuerzo del hormigón. Especificaciones. La posibilidad de uso de estas mallas quedará definida en la etapa de aprobación de la documentación de proyecto que corresponda.

Para proyectar con las mallas señaladas en el punto anterior, debe definirse consultarse en la norma las características de los aceros y las especificaciones propias de las mallas, incluyendo las uniones, separaciones, soldaduras y otras. Para su uso en obra deben fijarse las especificaciones de control de calidad.

Si el proyecto requiere el uso de mallas de acero soldadas de importación, se señalarán las especificaciones de uso y calidad de las mismas. El uso de estas mallas se definirá en las etapas establecidas de aprobación de la documentación de proyectos.

5.1.3 Hormigón. Materiales constituyentes

1 Cemento.

- El cemento nacional que se usará preferentemente serán los cementos tipo Pórtland en las marcas P-250 y P-350 referido en la NC 95:2001 Cemento Portland. Especificaciones. El uso del cemento Portland P-450 debe ser aprobado en la etapa de aprobación de la documentación de proyecto que corresponda.
- El uso de otros tipos de cemento de producción nacional debe ser aprobado en la etapa de evaluación de la documentación de proyecto que corresponda a partir del conocimiento actualizado de sus propiedades, sus posibilidades de producción y de especificaciones de uso específicas.
- Para las recomendaciones y limitaciones de uso de los cementos producidos en el país se usarán las que prescribe el fabricante y las que prescribe la NC 95. Regulaciones vigentes referidas al Cemento. Recomendaciones de uso.
- Si se recomiendan cementos específicos de importación se señalarán las especificaciones y recomendaciones de uso de los mismos. El uso de estos cementos se determinará en la etapa de aprobación de la documentación de proyecto que corresponda.

2 Áridos para hormigón hidráulico.

- Para la determinación de las características que han de reunir los áridos finos y gruesos utilizados en la fabricación de distintos tipos de hormigón hidráulico, así como los ensayos a realizar y las reglas de aceptación se usará la norma NC 251:2005 áridos para hormigones hidráulicos. Se recomienda ver Anexo 7.
- Aun cuando hay variación en la clasificación y graduación de los áridos con respecto a la norma derogada NC 54 -125 áridos para hormigón, se recomienda para el uso de los tamaños de áridos a usar en cada tipo de elemento aproximar a los valores señalados en la IP-H5.

3 Aditivos

El uso de aditivos con sus especificaciones y recomendaciones particulares de uso debe ser señalado y evaluado en las distintas etapas de proyección y reflejado en la documentación de proyectos.

5.1.4 Hormigón refractario

Todas las estructuras de hormigón armado sometidas constantemente o por largos períodos de tiempo a temperaturas superiores a los 50°C, se proyectarán con hormigones termo-resistentes o refractarios. El proyecto especificará las características y propiedades de este hormigón refractario.

5.1.5 Acero de alto límite elástico para pretensado

Deben conocerse las características físico-mecánicas de este tipo de acero. Estas características pueden ser suministradas por los fabricantes o determinadas mediante experimentación. Este último, fundamentalmente como comprobación, corresponde a aceros de uso no habitual o desconocido. Para los diferentes tipos que habitualmente se importan y utilizan, la caracterización de los aceros, puede basarse en información técnica actualizada.

5.2 Hormigón armado. Resistencia característica, marcas y durabilidad

5.2.1 La resistencia característica a compresión será determinada mediante probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro por 300 mm de alto, a los 28 días y de acuerdo con la NC 244.

En aquellos casos en los que el hormigón en los primeros noventa días a partir de su puesta en obra no vaya a estar sometido a solicitaciones mayores del 50% de las solicitaciones de servicio, podrá referirse la resistencia característica a compresión a la edad de noventa días.

El uso de resistencias características del hormigón a edades inferiores a los 28 días y la fijación del coeficiente de conversión correspondiente deberá ser evaluado en las etapas establecidas de aprobación de la documentación de proyecto y presentado como parte del alcance de la documentación.

5.2.2 La expresión de resistencia característica a compresión señalada correspondiente a la Norma Cubana, viene expresada en la NC 207:2003.

5.2.3 Cuando sea necesario hacer la conversión de la resistencia expresada en probetas cúbicas de 20 cm con respecto a la probeta cilíndrica normada de 15 cm de diámetro, se utilizará la relación promedio de 0,85, por tanto:

Resistencia probeta cilíndrica = 0,85 Resistencia probeta cúbica

5.2.4 Para izaje, transporte y almacenamiento de elementos prefabricados atípicos antes de los 28 días, la documentación de proyecto especificará en sus planos la resistencia mínima característica

que debe tener el hormigón en el instante del despegue del plan y destensado de los elementos pretensados.

Como resistencia característica mínima se utilizará el valor fijado en el epígrafe 3.9.6.

5.2.5 En los proyectos se especificará la consistencia deseada de los hormigones. Para la consistencia de los hormigones se usarán los valores fijados en la NC 250:2005.

5.2.6 Hormigón Armado. Durabilidad

En el cálculo y diseño de las estructuras de hormigón armado se incluirán no solo los aspectos concernientes a la capacidad resistente, deformación y fisuración de cada uno de los elementos componentes estructurales, sino también los concernientes a su durabilidad, por lo cual la selección de $f'c$: resistencia a compresión específica por proyecto (equivalente al valor R'_{bk} , empleado en las Normas Cubanas vigentes) y de recubrimientos, entre otros, estarán condicionados a esta exigencia, teniendo para ello en cuenta, el grado de acción agresiva del medio y particularmente, el mapa de agresividad de la República de Cuba (Ver NC 45-1) BB

En todo proyecto se indicará el grado de acción agresiva del medio, en dependencia de la ubicación de la obra. Además, se darán por elementos componentes estructurales las especificaciones siguientes:

- relación máxima agua/cemento (A/C);
- resistencia característica a compresión del hormigón especificada por proyecto $f'c$.
- recubrimientos estipulados;
- contenido mínimo de cemento;
- consistencia del hormigón (asentamiento en el Cono de Abrams);
- uso de aditivos plastificantes o superplastificantes, de ser requeridos;
- tamaño máximo del árido;
- características y tiempo del curado;
- características generales de la compactación.

La elección de la resistencia característica a compresión del hormigón para el cálculo y diseño de los distintos elementos componentes estructurales se hará teniendo en cuenta que esté en correspondencia con la relación máxima A/C requerida por requisitos de durabilidad, además de cumplimentar los requerimientos de resistencia.

Las 4 categorías de nivel de agresividad están definidas en la tabla 7.1.3 de la NC 250:2005.

En la concepción de formas, pendientes, huecos, etc., se cumplirá para todos los elementos componentes estructurales, con los requisitos de un drenaje adecuado y posibilidad de acceso, para trabajo de mantenimiento.

5.3 Resistencia de cálculo de los materiales en este tipo de estructuras

5.3.1 Para la resistencia de cálculo de los materiales de hormigón armado: hormigón y barras de acero de refuerzo de producción nacional se usarán los valores señalados en la Norma Cubana NC 207-2003 o los valores correspondiente a la normativa aprobada y presentados los mismos como parte del alcance de la documentación.

De acuerdo con dicha norma la Norma Cubana la resistencia de cálculo de las barras de acero de producción nacional para un valor mínimo garantizado y un control sistemático en obra se obtendrá con un coeficiente de minoración γ_a de 1,15.

Para barras de acero de producción nacional que no cumplan los requisitos señalados, γ_a valdrá 1,20.

Para el hormigón la resistencia de cálculo a compresión estará definido por:

$$f'c^* = \frac{f'c}{\gamma_b}$$

El coeficiente de minoración γ_b tendrá los valores siguientes:

1,50 = Fabricación y colocación muy controlada. Hormigón tipo A.

1,60 = Fabricación y colocación normalmente controlada. Hormigón tipo B

1,70 = Con poco control y/o fundiciones verticales de elementos. Hormigón tipo C.

5.3.2 Para la resistencia de cálculo de los materiales en estructuras de hormigón pretensado se usarán las especificaciones de la NC 207-2003 o los valores correspondientes a la normativa aprobada y presentados los mismos como parte del alcance de la documentación.

5.4 Solicitaciones de cálculos

5.4.1 Para la determinación de las acciones y solicitaciones de cálculo o mayoradas actuantes sobre los elementos componentes y estructuras se utilizarán los coeficientes señalados en el epígrafe 4.1.3.

5.4.2 En la utilización de otros coeficientes determinados por otras normas de cálculo y diseño se cumplirá lo especificado en el epígrafe Punto 2.1.

5.5 Recubrimientos y separaciones de las armaduras de refuerzo

5.5.1 En el diseño de elementos componentes de hormigón armado y hormigón pretensado se usarán los recubrimientos mínimos señalados en la tabla A.1 de la NC 250-2005 atendiendo a los elementos siguientes estructurales y a la categoría de agresividad.

5.5.2 En el diseño de elementos componentes de hormigón armado y hormigón pretensado se usarán las separaciones mínimas entre barras señalados en la NC 207-2003.

5.6 Flechas límites y contraflechas

5.6.1 Los elementos componentes de hormigón armado se proyectarán de forma que sus deformaciones por flexión no superen los valores máximos señalados en la NC 207-2003.

Las flechas que por requerimientos tecnológicos deban ser inferiores a las anteriores se señalarán en la memoria descriptiva o en los planos correspondientes.

5.6.2 Superficies que drenan agua.

Si las pendientes de las superficies no exceden del 4% se recomienda que los elementos componentes estructurales de dichas superficies no tengan una flecha superior al 1/250 de la luz correspondiente.

5.6.3 Se analizará el cálculo y el señalamiento de las contraflechas correspondientes de los elementos componentes a flexión.

5.7 Fisuraciones

5.7.1 Los elementos componentes de hormigón armado se diseñarán de forma que las fisuras no superen los valores señalados en la Tabla B.1 de la NC 250-2005. La fisuración se comprueba para el estado límite de utilización.

5.7.2 Se podrá incrementar un 30 % sobre los valores señalados para la totalidad de las acciones combinadas, cuando una de estas corresponda a huracanes, sismos o cargas excepcionales de muy corta duración.

5.8 Módulo de deformación longitudinal del hormigón

El módulo de deformación longitudinal del hormigón para hormigón de peso normal, puede tomarse como:

$$E'b = 4800\sqrt{f'c}$$

Donde: $f'c$ y $E'b$ en MPa

Correspondiente a un módulo secante, definido como la pendiente de la línea trazada, desde un esfuerzo igual a cero hasta un esfuerzo a la compresión de $0,45 R'bk$.

Los valores aproximados correspondientes a la expresión anterior se presentan en el cuadro siguiente:

$f'c$	10,0	15,0	17,5	20,0	25,0	30,0	35,0
$E'b$	15200	18600	20100	21500	24000	26300	28400

5.8.1 Para la determinación de las flechas límites y fisuraciones, donde se requiere conocer, el módulo de elasticidad de los hormigones, se usarán los valores señalados en la NC 207-2003. La Norma específica:

a) Módulo de elasticidad bajo cargas instantáneas o rápidamente variables de compresión:

En presencia de cargas instantáneas o rápidamente variables el módulo tangente en el origen de deformación longitudinal $E'bj$ del hormigón a la edad de j días, puede evaluarse mediante la fórmula siguiente:

Hormigones con áridos normales:

$$E'bj = 21000\sqrt{f'cj}$$

Donde: $E'bj$ y $f'cj$ se expresan en Kg/cm²

Válida en la medida en que las tensiones en las condiciones de utilización no sobrepasen de las cuatro décimas de la resistencia a compresión a los j días. En esta expresión $f'cj$ es la resistencia característica de compresión del hormigón a la edad de j días.

b) Módulo de elasticidad bajo cargas de corta duración:

Para los hormigones de áridos normales se utiliza un módulo secante de deformación en la región de tensiones de servicios igual a:

$$E'_{bj} = 19000\sqrt{f'_{cj}}$$

Donde: E'_{bj} y f'_{cj} están en Kg/cm^2

c) Módulo de elasticidad bajo cargas de larga duración:

Para la determinación de las solicitaciones provocadas por la fluencia, el módulo de elasticidad o de deformación, es el módulo secante E'_{b28} definido para la edad j de 28 días.

Como valor promedio para hormigones de áridos normales se utiliza un módulo secante de deformación igual a:

$$E'_{bj} = 14000\sqrt{f'_{cj}}$$

Donde: E'_{bj} y f'_{cj} están en Kg/cm^2

5.9 Armadura de refuerzo en las zonas de cambio de dirección

Se dedicará especial atención al diseño de la armadura de refuerzo en las zonas de cambio de dirección, para resolver correctamente los estados tensionales complejos que se originan y los anclajes requeridos. Ver Anexos 8 y 9. Se usarán especificaciones de norma reconocida y los señalamientos de la IP-125 Armadura de refuerzo en las zonas de cambio de dirección en elementos de hormigón armado y la IP-222 armaduras en esquinas o en cambios de dirección en elemento de hormigón. Análisis y diseño.

5.10 Insertos y pases

5.10.1 En la proyección y diseño de las estructuras de hormigón armado, hormigón pretensado se deberán prever todos los insertos y pases necesarios para las uniones, fijación y paso de instalaciones y otras.

5.10.2 El número de tipos de insertos y pases debe ser el mínimo técnico-económico posible, facilitando su construcción y colocación.

5.10.3 En los proyectos se señalará con detalle la protección de los insertos, muy especialmente los expuestos al medio ambiente. La solución técnica y los materiales de protección de los insertos será reflejada en la documentación de proyectos y aprobada en la etapa correspondiente.

5.10.4 Para la soldadura de los anclajes de los insertos y de los insertos entre sí, se señalarán las características de las soldaduras, los tipos de electrodos y la calificación de los soldadores.

Las barras de acero de los anclajes serán de los grados G-34 y G-40, preferentemente de la marca G-34 de mejores características de ductilidad y soldabilidad.

5.10.5 Las dimensiones y ubicación de los pases en los elementos componentes estructurales deben producir la mínima afectación a la resistencia y estabilidad de los mismos y deben ser compatibilizados con las especialidades correspondientes.

5.11 Empalmes y anclajes de las barras de refuerzo

5.11.1 Los empalmes de barras de refuerzo serán los mínimos posibles, siendo preferible el empalme por solape mediante soldadura. En el Proyecto Ejecutivo se señalará la ubicación de los empalmes, se señalará tipo, largo y características de la soldadura.

5.11.2 Para los largos de los empalmes por solape se usarán las especificaciones de la NC 207:2003

5.11.3 En las secciones de empalmes a solape se cumplirán las especificaciones de separación de barras, considerando la duplicación de diámetros que genera dicho empalme.

5.11.4 De proyectarse empalmes a tope mediante soldadura se señalarán los detalles de preparación de las barras, así como características de la soldadura.

5.11.5 En el cálculo y diseño de estructuras de hormigón y hormigón armado se cumplirán las longitudes de anclaje de las barras de refuerzo señaladas en la NC 207:2003. Se recomienda ver Anexos 10, 11 y 12.

Se recomiendan de no estar precisados en la NC 207:2003, los valores señalados en la IP-226 Anclajes mínimos de las barras corrugadas inferiores en apoyos extremos e intermedios en elementos a flexión, la IP-227 Anclajes mínimos de las barras lisas en apoyos extremos e intermedios en elementos a flexión, la IP-228 Anclaje de barras en extremo libre. Recomendaciones y especificaciones.

5.12 Elaboración y soldadura de las armaduras

5.12.1 Las armazones de armaduras, jaulas, deben ser proyectadas preferentemente para soldadura en el taller.

5.12.2 Para estructuras prefabricadas de pequeños espesores, las armazones de armaduras o jaulas, y las mallas de armadura que el proyecto requiera deben ser diseñadas preferentemente para soldadura a punto.

5.12.3 Para la soldadura a tope del acero de refuerzo grado G-60 se debe utilizar preferentemente la soldadura a baño con señalamiento de la tecnología correspondiente y la calificación del soldador. Se recomienda ver Anexo 6.

Se recomienda la información de la IT-323-A. Soldaduras de barras grado A-40 Informe de ensayos. Recomendaciones.

5.13 Armadura de refuerzo mínima

5.13.1 La armadura de refuerzo mínima se analizará para el diseño de las armaduras de refuerzo de los elementos componentes estructurales de hormigón armado. Se recomienda ver Anexo 13.

la IP-214 A Armadura de refuerzo mínima en elementos de hormigón armado. Especificaciones.

Se recomienda que estas armaduras de refuerzo mínimo se realicen con barras de acero grados G-34 y G-40.

5.13.2 Para la armadura de refuerzo mínima en elementos masivos de hormigón armado se analizará el uso de las especificaciones del Anexo 14. de la IP-57 Armadura de refuerzo mínima de elementos masivos de hormigón armado.

5.14 Puesta a tierra de la instalación electroenergética

Cuando el refuerzo del hormigón vaya a ser utilizado como parte del sistema de puesta a tierra de la instalación electroenergética, se dejarán en los elementos componentes prefabricados o "in situ" los insertos necesarios; además las armaduras de acero del hormigón se diseñarán y confeccionarán con los detalles específicos para este objetivo.

La información necesaria para incluir estos aspectos en el proyecto se obtendrá del trabajo conjunto con el proyectista de las instalaciones eléctricas.

5.15 Encofrados

En el diseño de los encofrados se utilizará esta norma n estas Bases de Diseño y las normas vigentes donde sean aplicables. Para la utilización de otras normas o especificaciones de cálculo y diseño se cumplirá lo establecido en el punto epígrafe 2.1.

6 Estructuras de acero

6.1 Análisis y diseño

6.1.1 Para el análisis y diseño de las estructuras de acero se usará fundamentalmente la norma cubana de diseño vigente NC 53-94.

El conveniente uso de métodos de cálculos plásticos o el uso de normas extranjeras o procedimientos de cálculos y diseños, más actualizados, serán sometidos a evaluación para su aprobación en las diferentes etapas establecidas de la documentación de proyecto.

Si en la obtención de las cargas y sus combinaciones utilizando otras normas, los resultados no concuerdan con lo establecido en la NC 53-94, Norma Cubana vigente de cálculo de estructuras de acero prevalecerán los criterios más exigentes.

Para la utilización de otras normas o manuales de cálculo y diseño, se cumplirá lo establecido en el Punto epígrafe 2.1.

6.1.2 Las estructuras de acero de edificios y otras obras, se proyectarán en lo posible con perfiles conformados en frío de producción nacional.

6.1.3 En el caso de estructuras o parte de las mismas en que sea necesario utilizar perfiles de acero importados se propondrán para el cálculo y diseño los perfiles y laminados de acero de mejores índices técnico-económicos y certificados de calidad correspondientes. Su uso se determinará en la etapa de aprobación de la documentación de proyectos que corresponda.

6.2 Recomendaciones de diseño para edificios de estructura de acero

6.2.1 Edificios de poca altura (cabañas, bungaloes, centros comerciales y otros) o zonas específicas de una edificación (cubierta de vestíbulos en hoteles, almacenes u otros).

Se usarán en el diseño perfiles conformados en frío de producción nacional en la medida que el suministro o las solicitudes lo permitan de acuerdo a las características geométricas del surtido real de los mismos.

El uso de perfiles conformados en frío importados tendrá que estar técnica y económicamente justificado y aprobado en la etapa de la documentación de proyectos que corresponda.

6.2.2 Edificios de varias plantas

Las conexiones de los miembros estructurales de acero son de suma importancia. Una conexión inadecuada puede ser el eslabón débil en una estructura, ha sido la causa de numerosas fallas, la mayoría de las fallas estructurales son el resultado de conexiones deficientemente diseñadas o detalladas. Aunque en muchos casos el fabricante puede dar recomendaciones respecto a la relación de las mismas, el Ingeniero proyectista es el responsable absoluto del diseño de la estructura incluidas todas las conexiones.

Las uniones o conexiones vigas columnas serán rígidas o flexibles según convenga técnico-económicamente a la solución estructural adoptada.

Se tendrá en cuenta para la solución de los pisos el uso de perfiles conformados en frío de producción nacional como vigas secundarias o viguetas si así lo permite la solución adoptada.

Las columnas irán cambiando de sección, en función de la altura a partir de cada fraccionamiento, pero previendo en el diseño que las dimensiones exteriores de los perfiles no cambien o que dicho cambio sea el adecuado para el desarrollo de la unión de columna.

Las uniones de columnas se diseñarán a no menos de 600 mms mm por encima del nivel del piso que se trate.

Todos los elementos componentes soporte de falso techo, en galerías de circulación para mantenimiento y otros se proyectarán preferentemente con perfiles conformados en frío de producción nacional.

6.3 Recomendaciones de proyección de diseño para los elementos componentes de la estructura de acero

6.3.1 Los perfiles utilizados deben ser de uso común en las construcciones y aprobados en la práctica usual de la ingeniería.

6.3.2 La efectividad económica del sistema elegido debe estar como mínimo avalada por más de una alternativa.

6.3.3 En la proyección Para el diseño de edificaciones de estructuras de acero, el proyectista cuidará que las deformaciones laterales de las estructuras a las distintas cargas cumplan las especificaciones y no produzcan afectaciones al funcionamiento de las estructuras y elementos de fachadas y tabiques.

Para las estructuras metálicas en pórtico de un solo nivel para las edificaciones sin puente grúa y sin exigencias particulares de limitación de la flecha o deformación horizontal (fachadas sin fragilidad, ausencia de equipos sensibles se permitirá una relación máxima de Δ/H de 150 ó $\Delta = \frac{H}{150}$

Para estructura en pórtico de un solo nivel para edificaciones con exigencias particulares el valor máximo de deformación se reducirá a $\Delta = \frac{H}{300}$

H total = altura total del edificio.

6.3.4 Para la definición de los tipos de dimensiones se debe considerar no solo un edificio en particular, sino todo el combinado o conjunto de edificaciones de acero, para unificar al máximo los elementos componentes, las soluciones y los nudos de las estructuras (cerchas, elementos componentes de construcción reticulada, cubierta y otros) atendiendo a los índices técnico-económicos.

6.3.5 La resistencia y estabilidad de las estructuras de acero tienen que estar aseguradas en todas las etapas:

- durante el transporte;
- durante el montaje;
- durante la operación;
- durante el mantenimiento.

6.3.6 La proyección de las estructuras de acero se realizará considerando soluciones prefabricadas y pre-ensambladas (antes del montaje). La proyección debe propender a disminuir hasta un mínimo la cantidad de elementos componentes a montar y a evitar condiciones inseguras durante el montaje.

6.3.7 Al proyectar edificios con grandes áreas de cubierta, el montaje de la cubierta puede ser previsto mediante módulos, cuando este montaje se justifique técnico-económicamente. La tecnología adoptada será aprobada en la etapa de la documentación de proyectos que corresponda.

6.3.8 Para la tolerancia de montaje que se requiere en las proyecciones se recomienda usar los valores señalados en el Anexo 15. la EM-IT-120 Ejecución de las estructuras de acero laminado en edificación. Las tolerancias o los valores propuestos por el proyectista deben ser aprobados en la etapa de la documentación de proyectos que corresponda.

6.3.9 Las dimensiones de las estructuras de acero y el peso de los elementos componentes a transportar, se seleccionarán de acuerdo a las condiciones de transportación tanto por ferrocarril, carretera como por barco.

Para transporte por barco se especificarán condiciones especiales. Para transporte por ferrocarril o carretera las dimensiones de las estructuras se determinarán de acuerdo al tipo de vehículos y gálibos del país del suministrador y de Cuba.

6.3.10 Las uniones definitivas de los elementos componentes de estructura de acero serán usando pernos de precisión normal, pernos de alta resistencia, o soldadura. La unión mediante pernos de alta resistencia será preferente, muy especialmente en las uniones importantes. En las uniones secundarias como viguetas, arriostres y otros, se podrá analizar el uso de pernos de resistencia normal.

De forma general la selección del tipo de unión será propuesta por el proyectista y aprobada en la etapa de la documentación de proyectos que corresponda.

En los planos deben especificarse el largo de los tornillos u otros en cada conexión.

6.3.11 Las uniones hechas en el taller se efectuarán mediante soldaduras. Se especificarán las características de la soldadura y el tipo de electrodo a usar. No se usará ningún acero que presente dificultades en la soldadura sin señalar muy concretamente todas las especificaciones y precauciones necesarias.

6.3.12 Para las uniones de estructuras de chapas (Ej. tanques, depósitos) las uniones serán soldadas con iguales señalamientos del punto anterior.

6.3.13 Cuando se requieran y decidan fraccionamientos de estructuras por consideraciones de transporte, montaje y otras, se proyectarán de forma de obtener la solución con el mínimo de

elementos componentes y uniones, determinando los mayores elementos componentes posibles en longitud y peso.

6.4 Orientaciones de protección y durabilidad de las estructuras de acero

6.4.1 En el cálculo, diseño y elaboración de las estructuras de acero además de los factores señalados para las cargas ecológicas de viento y sismo, se tendrán en cuenta los factores ecológicos siguientes:

- Intensidad de corrosión, según NC 45 Parte 1. las BB. Agresividad corrosiva de la atmósfera.
- Humedad relativa promedio, según datos de NC 45 Parte 1. las BB.

6.4.2 Las estructuras de acero deberán protegerse contra la corrosión por medios adecuados y reconocidos. Estos deberán ser aprobados en la etapa de la documentación de proyectos que corresponda y cumplir lo establecido en NC 45 Parte 4 y 9 las BM y en las BA. La mínima protección mediante galvanizado será un calibre G-90.

No se proyectarán incrementos de sección de perfiles, por concepto de pérdida de sección debido a la corrosión.

6.4.3 El diseño de las piezas y elementos componentes de estructuras de acero debe proporcionar la posibilidad de poderlos examinar periódicamente, y de ser limpiados y pintados en toda la superficie expuesta a la corrosión.

6.4.4 Para aquellas estructuras en que su diseño, ubicación y forma hagan del mantenimiento una operación de difícil realización (por ejemplo estereocelosis, estructuras de acero ocultas por falsos techos, tabiques interiores y otros) deberán ser proyectadas con protecciones de más largo plazo de duración, tales como galvanización, tratamiento con pinturas epóxicas, aceros o tratamientos especiales u otros. Estas protecciones deben igualmente aplicarse a las estructuras de acero de edificaciones de mayor importancia, complejidad, dimensiones, cargas y pronósticos de vida útil largos, ubicadas en las zonas de agresividad 1 y 2, ver NC 45 Parte 1 BB. Estas protecciones de mayor duración deben ser propuestas y aprobadas en las etapas de aprobación de la documentación de Proyectos que corresponde.

6.4.5 Se cumplirá lo establecido en la norma NC-96-02-01 - Resistencia al fuego de las construcciones, en cuanto a límites de resistencia al fuego y grupo de combustibilidad de materiales y elementos de construcción.

A continuación se resumen aspectos fundamentales de esta norma, específicamente exigidos en el diseño de estructuras de acero:

Para los edificios de estructura de acero con alturas hasta 5 plantas, sus elementos componentes se comportarán en su resistencia al fuego según se relaciona a continuación:

Componente estructural	Límites en hrs.	Combustibilidad
Columnas	2,0	Incombustible
Vigas de cubierta	0,5	Incombustible
Vigas pisos	1,0	Incombustible

Debido a lo anterior será necesaria la protección de los mismos para alcanzar los límites de resistencia al fuego exigidos.

Para los edificios con alturas mayores de 5 plantas sus elementos componentes se comportarán en su resistencia al fuego según se relaciona a continuación:

Componente estructural	Límites en hrs.	Combustibilidad
Columnas	2,5 (1)	Incombustible
Vigas	1,0 (2)	Incombustible
Escaleras de evacuación	1,0 (3)	Incombustible

Notas al Punto 2.

(1) Con recubrimiento no menor de 60 mm de hormigón, ladrillos de cerámica, mortero, yeso, masilla sobre malla metálica.

(2) Con recubrimiento de 20 mm de hormigón o mortero o falso techo de yeso, siporex y otros. En el caso de uso del yeso el espesor mínimo será de 25 mm.

(3) Con recubrimiento de 10 mm de mortero.

Se podrán alcanzar los límites exigidos tomando las disposiciones durante el diseño de los edificios, de forma tal que se consideren como recubrimientos los paneles divisorios de yeso entre habitaciones u otros locales que oculten la estructura, falso techo de yeso, siporex u otros materiales no combustibles con los espesores establecidos en el anexo A de la NC 96-02-01.

Se podrán utilizar recubrimientos o métodos de recubrimientos de suministro exterior siempre que se cumplan las exigencias establecidas en las normas y se garantice el comportamiento por medio de los certificados de calidad y los resultados debidamente certificados de los ensayos. Estos recubrimientos deberán ser aprobados en la etapa de la documentación que corresponda.

6.5 Plataformas de trabajo, niveles intermedios, escaleras, barandas de protección, puentes y soportes de tuberías y otros elementos componentes

6.5.1 Para estas estructuras son válidas todas las normas, Bases de diseño señaladas para la estructura de acero principal, y enmarcadas en la sección referida en el epígrafe 6 de esta norma.

6.5.2 Para piso de acero el proyectista analizará con el tecnólogo el uso de metal desplegado (rejillas) o chapas antirresbalables. La selección del tipo de piso de acero será aprobada en la etapa de la documentación que corresponda.

6.5.3 Las escaleras verticales por requerimientos tecnológicos o de proyección deberán proveer la seguridad de los usuarios.

6.5.4 Las escaleras en vestíbulos u otras áreas públicas se diseñarán en base a las concepciones de diseño arquitectónico.

6.5.5 Se usarán preferentemente y siempre que técnica y económicamente se permita, perfiles conformados en frío de producción nacional en el diseño de las partes del edificio referidas en este epígrafe 6.5. mencionados en este Punto 6.5.

7 Estructuras de obra de fábrica u obras de mampostería

7.1 Generalidades

Estas bases de esta norma regulan el proyecto de muros de carga en edificaciones construidos con bloques de hormigón, hormigón ligero, ladrillos de barro cocido y bloques cerámicos aligerados. Estos muros de carga podrán reforzarse con elementos componentes de hormigón armado de forma conveniente para mejorar sus condiciones resistentes tanto a fuerzas verticales como horizontales. Con el mismo fin se pueden incorporar barras verticales a través de los huecos de las piezas de mampostería y barras horizontales en las juntas entre hiladas o en piezas especiales de mampostería tipo canal.

Regulan además el diseño de otros elementos componentes de estas construcciones tales como tabiques, antepechos, barandas, pretilas, columnas y pilares construidos con estos materiales.

7.2 Materiales

7.2.1 Piezas componentes Productos

En la construcción se prevé la utilización de los productos siguientes: piezas componentes

- ladrillos comunes de barro cocido según la NC 54-224 Ladrillos estándar; NC 360
- bloques huecos de hormigón según la NC-54-209 Bloques huecos de hormigón; NC 247
- bloques de hormigón ligero según la NC 54-246 Bloques de hormigón ligero;
- bloques cerámicos aligerados según la NC 409 NC 54-277 Elementos aligerados de cerámica roja;
- otros bloques huecos de hormigón de reciente producción según catálogo nacional.

7.2.2 Morteros

Los morteros para asiento y vinculación de las piezas los productos de una obra de fábrica serán seleccionados de acuerdo con la resistencia que se necesita y de los materiales disponibles. La resistencia de los morteros se expresarán claramente en los planos.

Se recomienda el uso de la norma vigente de los morteros NC 175:2002. Morteros de albañilería. Especificaciones. La resistencia mecánica se determinará por medio de ensayos normalizados según las normas NC 173:2002, NC 172:2002 y en la Tabla 1 de la NC 175:2002, que se copia a continuación, se fijan las dosificaciones generales y propiedades de los morteros de albañilería.

En la norma se señalan los siguientes tipos de morteros.

Tipo Mortero	Resistencia a los 28 días MPa
I	2,4
II	3,5
III	5,2
IV	8,9
V	12,4

7.3 Procedimiento de diseño

7.3.1 Cargas

Las cargas se determinarán de acuerdo con lo establecido en la Sección el epígrafe 3.

7.3.2 Para el cálculo y diseño de estas estructuras se utilizará la NC 53-115 Obras de fábrica. Método de cálculo. En los casos no previstos en esa norma ni en el resto de este epígrafe, se podrá utilizar procedimientos o criterios de otras normas, siempre que estos cumplan con lo establecido en el Punto epígrafe 2.1.

7.3.3 Las solicitaciones en este tipo de estructuras se determinarán por los procedimientos usuales de la teoría de estructuras en los casos donde estos sean aplicables.

7.3.4 La resistencia característica a compresión de muros construidos de ladrillos o bloques de hormigón con mortero ordinario, se calculan con las ecuaciones:

De bloques

$$f'_{mk} = \left(\frac{100 + f'_{bl}}{100 + 2,5 f'_{bl}} \right) \left(1 - \frac{0,3}{0,6 + \frac{f'_{Mk}}{f'_{bl}}} \right) \cdot f'_{bl}$$

De ladrillos

$$f'_{mk} = \left(\frac{100 + f'_{bl}}{100 + 3,3 f'_{bl}} \right) \left(1 - \frac{0,4}{0,6 + \frac{f'_{Mk}}{f'_{l}}} \right) \cdot 1,2 f'_{l}$$

Donde:

f'_{mk} es la resistencia característica a la compresión del muro

f'_{bl} es la resistencia característica de la pieza (bloques)

f'_{l} es la resistencia característica de la pieza (Ladrillo)

f'_{Mk} es la resistencia característica del tipo de mortero.

*. Todas las unidades en kg/cm². cm²

7.4 Refuerzo de muros con pilares integrados de hormigón armado

La resistencia de un muro a carga vertical puede ser aumentada si se intercalan en su longitud pilares de hormigón armado; la separación de estos pilares dependerá del incremento de resistencia que se desea obtener. En la IT-337 Refuerzo de muros con pilares integrados de hormigón armado, se describe como orientación un procedimiento a seguir

Para el diseño de muros con este tipo de refuerzo ver la norma NC 53-115 y consultar Anexo 16. Obras de fábrica. Método de calculo esta en proceso de revisión. En la nueva propuesta se presentan disposiciones relativas a muros de fábrica armados y muros de fábrica confinados

7.5 Distribución de presiones en un muro de carga que descansa sobre viga con apoyos aislados

El cálculo de la distribución de estas presiones se realizará de acuerdo con un procedimiento que tenga en consideración el efecto de la rigidez del muro, de la viga que lo soporta y las dimensiones de los apoyos de esta viga, debiendo cumplir con lo establecido en el Punto epígrafe 2.1.

En la IT-347. Distribución de cargas sobre vigas soporte de muros de fábrica o de carga se describe un método de cálculo a este fin.

Estas presiones no sobrepasarán en ningún punto el valor máximo que establece la norma NC 53-115, o la propuesta de la nueva norma: Obra de mampostería. Código de buenas practicas y se usarán tanto para la comprobación del muro como para el diseño de la viga soporte. Se recomienda ver Anexo 17.

7.6 Resistencia lateral de pórticos rellenos

Cuando en un pórtico de hormigón armado, los espacios entre vigas y columnas se rellenan con un muro, puede considerarse el aporte de este a la resistencia de cargas laterales.

Podrá aplicarse cualquier procedimiento que se proponga siempre que sea aprobado en la etapa establecida de aprobación de la documentación de proyecto, donde corresponda.

7.7 Cálculo de la rigidez de los muros ante cargas laterales

Este cálculo puede realizarse consultando el Anexo 18. según la IT- 339 - Cálculo de la rigidez de los muros ante cargas laterales.

8 Estructuras de madera

8.1 Generalidades

8.1.1 En este punto se establecen las regulaciones para el diseño de estructuras o elementos componentes estructurales construidos con madera aserrada o rolliza.

Cuando se utilice madera encolada o contrachapada, el procedimiento de diseño deberá ser aprobado en la etapa establecida de aprobación de la documentación de proyecto donde corresponda.

El uso de madera en las construcciones que no constituyan elementos de estructuras, será regulado por la NC 45 Parte 4. las BA.

8.1.2 Toda la madera a usar en las construcciones será debidamente tratada contra los agentes o microorganismos que producen su destrucción.

Los protectores a usar deberán ser aprobados en la etapa establecida de aprobación de la documentación de proyecto y especificados en el proyecto. Se aplicarán por el método de impregnación por inmersión en el taller, no permitiéndose su aplicación con brocha o rociado salvo en los lugares donde el tratamiento original se haya alterado en la obra al realizar barrenos o ranuras en los elementos componentes.

El procedimiento a usar en la impregnación de la madera deberá también ser aprobado en dicha etapa.

8.1.3 En las estructuras podrá utilizarse madera aserrada, cepillada o no y rollizos con o sin corteza según se especifique en el proyecto de arquitectura.

Si se emplea madera aserrada, cepillada, el cálculo se hará en base a las dimensiones netas después del cepillado.

En los planos se acotarán las dimensiones reales de los elementos componentes en sus diferentes partes, pero en la identificación de los mismos se hará en base a las dimensiones nominales que son las de la pieza sin cepillar.

En el caso de los rollizos, estos se identificarán expresando el diámetro de sus extremos y la longitud; los diámetros se medirán sin incluir la corteza tomándose para cada extremo el promedio de dos diámetros, perpendiculares entre sí. Aún cuando se utilicen rollizos sin descortezar, las dimensiones que se acoten en los planos y las utilizadas para los cálculos no incluirán la corteza.

8.2 Materiales

8.2.1 Antes de comenzar el diseño de los elementos componentes de la estructura, en el Programa se definirá la procedencia de la madera, si es nacional o de importación y se pondrá a disposición del Proyectista el listado de especies disponibles, peso unitario y peso específico para muestras secadas en la estufa.

Se suministrarán además las propiedades mecánicas siguientes:

- tensión máxima en la fibra extrema en flexión;
- resistencia a compresión paralela a las fibras;
- resistencia a compresión perpendicular a las fibras;
- resistencia a tracción perpendicular a las fibras;
- resistencia a cortante paralelo a las fibras;
- módulo de elasticidad.

En caso de adquirirse madera aserrada se deberá suministrar las escuadrías y largos disponibles. Cuando se trate de madera de importación se señalará además el país de procedencia.

8.2.2 Los elementos componentes de conexión, puntillas, tornillos tirafondo, pernos y conectores se seleccionarán en base a los catálogos del suministrador y deberán ser resistentes a la corrosión o protegidos de la misma. Siempre que sea posible se usarán los correspondientes al surtido establecido en la NC 57-76 Elementos de fijación.

8.3 Procedimiento de diseño

8.3.1 Las cargas se determinarán de acuerdo con lo establecido en la Sección el epígrafe 3 de esta norma estas Bases de Diseño y en la NC 284 53-38.

8.3.2 Para el cálculo y diseño de estas estructuras se utilizará la norma NC 53-179 Estructuras de Madera. Método de cálculo.

8.4 Requisitos de resistencia al fuego

8.4.1 Durante la elaboración de la documentación del Proyecto Ejecutivo, a partir de la etapa de Anteproyecto, se aplicarán las medidas necesarias para cumplir con el requisito del límite de resistencia al fuego establecido en la NC 96-02-01, incluyendo el cumplimiento de las estipulaciones de las normas vigentes al respecto y se harán las consultas necesarias a los especialistas de la APCI. Esta etapa concluye con la evaluación de este organismo para comprobar si el proyecto satisface los requisitos establecidos. De ser así se hará constar en documento.

8.4.2 Cuando sea necesario para lograr el objetivo anterior, la madera se someterá a tratamiento químico por inmersión de algún producto que retarde incrementemente el tiempo de combustión de las piezas los componentes. Se procurará usar productos que sirvan además para preservarla de los otros agentes que producen su destrucción. La aprobación del producto que se proponga para tal fin,

debe ser en la etapa de documentación de proyecto que corresponda.

La cantidad de sustancia de preservación que deberá impregnarse a la madera dependerá del grado de resistencia requerido y de la sección transversal del elemento componente.

Cuando se empleen estas sustancias de preservación se reducirá la resistencia de diseño de la madera en un 10 %.

8.4.3 Se tendrá en cuenta también cualquier disposición constructiva que tienda a limitar la extensión de un incendio o retardar el tiempo de combustión, como es el empleo de muros cortafuego, utilización de elementos componentes estructurales robustos y otros.

9 Diseño de cimentaciones y subestructuras

9.1 Condiciones generales de diseño y construcción

9.1.1 Los cimientos de edificios, construcciones y de equipos y/o maquinarias se proyectarán en base al análisis de las soluciones que para el sitio de implantación se recomienden o se establezcan en los resultados de las investigaciones ingeniero geológicas del terreno, a partir del Alcance y Contenido de las Tareas Técnicas correspondientes.

La profundidad de la cimentación será determinada en las investigaciones mencionadas y adecuada a las exigencias tecnológicas, constructivas y estructurales.

El Alcance y Contenido de las Tareas técnicas para investigaciones aplicadas y de la Documentación resultante de las Investigaciones deben cumplimentar las normativas vigentes la norma NC 722.

9.1.2 Los cimientos para columnas se proyectarán preferiblemente aislados, directa o indirectamente soportados en el terreno. Se determinará en el caso de cimentaciones indirectas la solución más económica, teniendo en cuenta las recomendaciones del informe ingeniero-geológico y las posibilidades de ejecución que en Cuba son:

- pilotes prefabricados de hormigón armado o pretensado;
- pilotes hormigonados en el lugar con equipos Benotto y otros. Ver Anexo 19 IT-355. Información sobre máquinas perforadoras Benotto;
- pilarotes de hormigón en masa o armado, hormigonados en el lugar, de diámetro inferior a 1,0 m y longitud que no exceda 6 m;
- pilotes realizados con dos tabla-estacas de acero Larsen;

el uso de otras técnicas de cimentación tendrá que ser propuesto por el proyectista y aprobado en las etapas de aprobación de la documentación de proyectos establecidas.

9.1.3 Los cimientos se diseñarán para no exceder los asentamientos totales y diferenciales permisibles, entre sí y con la estructura, de acuerdo con las características técnicas de los equipos, tuberías y otros elementos componentes y la estructura del edificio. Para el asentamiento total y diferencial de las cimentaciones de la estructura se considerarán los valores señalados en el Anexo 2. en la Información Técnica IT-39A -Asentamientos permisibles ó Instrucción Normativa similar de reconocido prestigio.

9.1.4 En el caso de que los cimientos para columnas requieran profundizar más de 3 m, se elaborarán dos variantes. Una de las variantes debe cumplir como condición que la cota de

cimentación esté lo menos profunda posible. La selección de la variante se realizará en la etapa de aprobación de la documentación de proyecto que corresponda.

9.1.5 En los casos en que los cimientos de columnas se encuentren cerca de los cimientos de maquinarias, que por condiciones tecnológicas estén profundizadas a más de 3 m. se analizará con cuidado no afectar de forma importante, ni la resistencia ni el asentamiento de los cimientos de maquinarias, ni que estas afecten de forma perjudicial la cimentación de la columna del edificio.

9.1.6 En el diseño del tipo, forma y dimensiones de los cimientos se considerará de forma fundamental la utilización al máximo de la mecanización de las operaciones constructivas.

9.1.7 Para las columnas de hormigón prefabricado, se diseñarán preferentemente uniones tipo vaso. Cualquier otra solución, será aprobada en la etapa de aprobación de documentación de proyecto que corresponda.

9.1.8 Los platos de los cimientos y pedestales serán preferentemente fundidos "in situ". Los vasos serán fundidos "in situ" o prefabricados. Las soluciones de estos elementos componentes de cimentación total o parcialmente prefabricados tendrán que ser aprobadas en la etapa de la documentación de proyecto que corresponda.

Los cimientos serán preferentemente de un escalón. El diseño de cimientos de más de 2 escalones debe ser aprobado en la etapa de aprobación de documentación de proyecto que corresponda.

Los cimientos podrán diseñarse con la cara superior del plato en forma de talud con una pendiente no mayor del 20 %.

Los cimientos tipo vaso con más de un escalón serán preferentemente de comportamiento rígido.

Para el cálculo y diseño de los vasos de los cimientos se usará la NC 53-97 Estructuras de hormigón. Vasos en masa y armado para columnas prefabricadas.

Para calcular y diseñar utilizando normas o instrucciones extranjeras se cumplirá lo estipulado en el epígrafe 2.1.

9.1.9 El nivel superior de los pedestales y vasos quedará determinado por los requisitos del proyecto arquitectónico y de las instalaciones.

9.1.10 Los cimientos de edificios, bases para equipos y maquinarias, cimientos de muros de contención, canales, tanques y otros serán diseñados en base a los informes y recomendaciones obtenidas a través de los estudios ingeniero-geológicos del suelo.

Las áreas de sustentación de las cimentaciones directas aisladas u otras, serán obtenidas en base de las normativas nacionales vigentes. De no existir las mismas se cumplimentará lo establecido en el punto epígrafe 2.1. Dichas áreas no serán excedidas sin justificación tecnológica o estructural fundamental, es decir; en el cálculo y diseño de los cimientos se debe utilizar al máximo la capacidad soportante de los suelos. Debe suministrarse el valor y características de las cargas utilizadas para el diseño de los cimientos.

9.1.11 La unificación del área de apoyo de los cimientos, es obligatoria cuando la diferencia de área de los cimientos no excede del 15% entre el mayor y el menor de los cimientos.

9.1.12 En el diseño de todo tipo de cimentaciones, se tomarán todas las medidas de proyección y construcción que se requieren, para la protección y durabilidad de los mismos en todo tiempo contra la acción del manto freático, suelos y aguas agresivas, variaciones de temperaturas, congelación del suelo (frigoríficos), vibraciones y otros efectos.

9.1.13 Cuando sea imprescindible la construcción o colocación de cimientos bajo agua, se señalarán las recomendaciones del proyecto y construcción, necesarias al respecto.

9.1.14 En el diseño de cimentaciones indirectas (pilotes) deben señalarse las condiciones de hinca y de hormigonado en el lugar así como y los parámetros para su construcción y en ambos casos la colocación y replanteo exacto de los pilotes.

9.1.15 En el caso donde se considere una ampliación futura de la estructura o en las juntas de dilatación que determinen columnas y cargas dobles sobre un cimiento único, el mismo se proyectará para esta condición de doble carga.

9.1.16 Las cimentaciones corridas de sección, rectangular o T invertidas, se recomiendan que se diseñen de sección constante en toda su longitud no debiendo tener ensanchamiento, ni incrementos de sección, que compliquen la necesaria mecanización de la excavación y el hormigonado de la cimentación continua, siempre que correspondan a índices técnico-económicos apropiados.

9.1.17 El tipo y diseño de los pilotes y de las cimentaciones indirectas, serán aprobados en la etapa de la documentación de proyectos que corresponda y si los cálculos se realizan en base a una norma o procedimiento no nacional se cumplimentará lo especificado en el Punto epígrafe 2.1.

9.1.18 La selección del tipo de pilote se hará de acuerdo a las condiciones del suelo, basada en los informes ingeniero-geológicos y la correspondiente fundamentación técnico-económica. Las pruebas y controles a ejecutar deberán ser discutidos y aprobados en la etapa de aprobación que corresponda.

En caso de pilotes de hormigón hincado deben realizarse pruebas de hinca cuando el número de pilotes a usar sea igual o mayor de 100. Para la determinación del tamaño de la muestra y los métodos de ensayo a realizar se usará la NC 54-265. Pilotes. Métodos de ensayo

9.1.19 En los cimientos aislados en terrenos húmedos o terrenos expuestos a alteraciones, se fundirá un sello protector de hormigón con las características requeridas en el Anexo 20. señaladas en la Instrucción de Proyecto IP-224 -Sellos de cimentaciones, especificaciones de uso y características de los mismos.

En cimientos sobre terrenos muy secos, resistentes y estables se prescindirá del sello señalado en el párrafo anterior. En este caso el recubrimiento externo del hormigón del acero del fondo y lateral será de 70 mm.

9.1.20 En el diseño de la armadura de refuerzo de los cimientos aislados para columnas, para cualquier dimensión de lado de 4 ó más metros, si hay justificación técnico-económica, se analizará el corte del refuerzo de dicho lado.

El por ciento de barras cortadas será el 50% del total de barras de la armadura o malla de refuerzo, haciendo la comprobación por adherencia y anclaje.

9.1.21 El peralte total del cimiento será el mínimo requerido y se ajustará para hacerlo a un múltiplo de 50 mm y sus lados serán múltiplos de 100 mm.

9.1.22 El método de construcción de edificaciones y estructuras subterráneas (con profundidades grandes de 10 metros o más) en excavaciones abiertas, o en soluciones tipo pozo o cajón, se seleccionará en base de los índices técnico-económicos, tomando en consideración las condiciones geológicas e hidrogeológicas del área, así como las particularidades constructivas de la obra y de la densidad de las obras del lugar. La solución seleccionada debe ser aprobada en la etapa de la documentación de proyecto que corresponda.

9.1.23 Para el caso concreto de cimentaciones sobre materiales de relleno de mejoramiento, se requerirá la aprobación en la etapa de la documentación de proyecto que corresponda.

Los rellenos y rellenos de excavaciones y soporte de los pisos como regla general, se construirán de los propios materiales excavados, siempre que técnicamente sea aceptable, compactándose en capas cuyo espesor dependerá del equipo o medio a emplear.

El uso para estos fines de gravilla de origen natural, gravas de suelo rocosos (mejoramiento) u otros materiales debe ser fundamentado y aprobado en la etapa de la documentación de proyecto que corresponda.

El relleno bajo los cimientos hasta el estrato resistente donde se requiera, se proyectará con hormigones $f'_c = 50 \text{ Kg/cm}^2$, con el uso preferente de áridos gruesos hasta 150 mm y deberá ser aprobado en la etapa correspondiente de aprobación de la documentación de proyectos.

9.1.24 Los cimientos para columnas de acero de edificios, se proyectarán teniendo en cuenta la colocación de las columnas, con un mortero de nivelación de aproximadamente 50 mm de espesor. La cota superior de los pedestales de hormigón armado debe ser determinada en base a la ubicación y solución de los bajantes pluviales u otras condicionales del proyecto tanto tecnológicas como arquitectónicas.

9.1.25 Los pernos de anclaje se colocarán en reservaciones dejadas a ese efecto en los pedestales de hormigón armado. Se utilizará para la fijación de los pernos un mortero a base de arena sílice y resina epóxica. Existen en el mercado internacional productos específicos para la sujeción de pernos de anclaje. Si estos productos son usados deben ser aprobados en la etapa de la documentación de proyecto que corresponda.

Cuando la precisión de la estructura de acero lo permita, los pernos se dejarán anclados en el hormigón al construir las bases.

9.1.26 En el cálculo y diseño de canales, túneles, cisternas, sótanos, total o parcialmente soterrados, así como en los muros de contención, se aplicarán donde correspondan los empujes del suelo según la NC 53-153 Empuje de suelos. Procedimientos de cálculo. En dichos cálculos se tendrá en cuenta la magnitud de la deformación de las paredes y el efecto de las sobrecargas exteriores, muy especialmente las producidas por los equipos a utilizar en la compactación del relleno circundante.

9.1.27 En el cálculo y diseño de canales, túneles, cisternas, muros de contención, se aplicarán las especificaciones de la NC 207:2003.

9.1.28 En la proyección de canales, túneles y cisternas, donde estudios técnico-económicos determinen posibilidades adecuadas de construcción y uso, podrá evaluarse, en la etapa de aprobación de la documentación de proyecto que corresponda, el diseño de estos con ferrocemento. Se utilizarán las normas o procedimientos internacionalmente reconocidos cumplimentándose lo especificado en el Punto epígrafe 2.1.

9.1.29 El nivel del fondo de la cimentación, o cota inferior de canales, túneles, cisternas, sótanos, en lo posible se seleccionará de forma que no actúe el efecto de las aguas subterráneas. De no poderse obviar este efecto, por corresponder el nivel del fondo de estas estructuras, por debajo del nivel de las aguas subterráneas o manto freático, se tomarán las medidas pertinentes tanto en la proyección como en el proceso constructivo y en la etapa de funcionamiento debe comprobarse la seguridad a la flotación de la estructura durante su vida útil.

9.1.30 Cuando la armadura de refuerzo del hormigón vaya a ser utilizado como parte del sistema de puesta a tierra de la instalación electro-energético, el proyecto de la cimentación tendrá en cuenta los

requisitos que se establezcan, como resultado del trabajo conjunto con el proyectista de estas instalaciones.

9.2 Cimentaciones de muros

9.2.1 Las cimentaciones de muros de carga sobre suelos resistentes, hasta una profundidad máxima de 1,00 m del nivel del piso terminado, pueden ser calculadas y diseñadas como cimientos continuos de hormigón armado, sobre cimientos continuos de hormigón ciclópeo o cimentaciones continuas de hormigón armado de sección rectangular o T invertidas. Estas cimentaciones serán preferentemente fundidas "in situ". Para el diseño de cimientos de hormigón ciclópeo se usarán las especificaciones del Anexo 21. de la IP-250 – Hormigón ciclópeo. Especificaciones de uso.

9.2.2 Las cimentaciones de muros de carga sobre suelos resistentes a profundidades mayores de 1,00 m del nivel del piso terminado, deben ser analizadas y calculadas como vigas de hormigón armado prefabricados o fundidas in situ, con las dimensiones mínimas resistentes requeridas, apoyadas en cimientos aislados de hormigón u hormigón armado o pilarotes.

9.2.3 En el cálculo y diseño de las cimentaciones de muros de carga, tabiques y muros de fachada, se usarán las recomendaciones y especificaciones que correspondan. (ver Anexo 22). de la IP-2B *Zapatas y vigas de asentamiento*.

9.2.3 Para la cimentación de paredes o tabiques interiores de carga o no, se analizará la posibilidad sobre los pisos de hormigón mediante recrecimiento del piso o la construcción de zapatas. se analizará el uso del Anexo de la Instrucción de Proyecto IP-208 - *Cimentaciones de paredes y tabiques interiores, en edificaciones industriales*.

9.2.4 No se proyectarán cimentaciones de mampostería ordinaria.

9.3 Cimientos de equipos, maquinarias e instalaciones

9.3.1 Para el diseño de las cimentaciones de equipos y maquinarias con cargas estáticas se tendrán en consideración las recomendaciones señaladas en el Anexo 23. en la Instrucción de Proyectos IP-5B. Cimientos de maquinarias con cargas estáticas.

9.3.2 Los cimientos de equipos y maquinaria, en función del tipo de maquinaria serán de hormigón en masa y hormigón armado.

9.3.3 Las cimentaciones de los equipos y maquinarias auxiliares se proyectarán de hormigón con refuerzo localizado donde se requiera por cálculo. Los equipos ligeros si esto se admite por los cálculos, se colocarán sobre los pisos de hormigón si estos existen. Estos no tendrán espesores menores de 100 mm.

9.3.4 En los proyectos de cimentaciones deben incluirse todos los insertos y sus anclajes. Los mismos deben diseñarse para ser colocados antes de la fundición de los cimientos.

9.3.5 Las dimensiones de los pernos de anclaje y la forma de su colocación en los cimientos deben ser determinadas por la organización que proyecta la maquinaria. En los casos que los pernos de anclaje no son suministrados por el fabricante de la maquinaria, se deben proyectar por la tarea tecnológica.

Los pernos que deban ser colocados antes de la fundición de los cimientos, se pondrán en la posición definida en el Proyecto Ejecutivo con la ayuda de aparatos o accesorios de fijación. El proyecto debe fijar las características y equipos de fijación.

El Proyecto Ejecutivo debe precisar totalmente la posición de los pernos, así como las tolerancias permisibles de los mismos en los ejes ortogonales correspondientes.

9.3.6 Las partes de los cimientos que sean sometidas a agresiones corrosivas, ácidos y aceites, deben ser protegidas con capas especiales.

El tipo de protección que se elija debe ser aprobado en la etapa de aprobación de la documentación de proyectos que corresponda.

9.3.7 De todas las cajuelas de los cimientos cuando sea necesario se proyectará el drenaje de las aguas imprevistas.

9.3.8 Los cimientos de maquinarias que sean atravesados por redes de ingeniería (pluvial, drenajes, cables, aire comprimido y otros) serán proyectados de forma que las conexiones necesarias se realicen fuera de los límites del cimiento.

9.3.9 Cuando se proyecten cimientos de maquinarias con cargas dinámicas, se deberán tomar las medidas para no permitir que la acción de las cargas dinámicas se transmita a la estructura del edificio, equipos y obras y estructuras cercanas, con valores superiores a los permisibles.

9.3.10 La proyección de protección contra vibraciones, aislamientos térmicos e impermeabilización de las cimentaciones de equipos y maquinarias se propondrá por el proyectista y se aprobará en la etapa establecida de aprobación de la documentación de proyectos donde corresponda.

9.3.11 Se considerará, analizará y resolverá en todos los casos, con sumo cuidado, la transmisión del calor o el frío que equipos tecnológicos o cámaras y locales especiales transmitan al suelo, estudiando la afectación y modificación de las características y propiedades de los suelos en períodos de corta y larga duración de afectación. Ejemplo: hornos, calderas, cámaras de frío y otros. La solución será aprobada en la etapa de documentación de proyecto que corresponda.

9.3.12 Se analizará la distancia entre los pernos de anclaje y las caras exteriores de las bases de cimentación de maquinarias o equipos, en función del diámetro de los pernos, tipo de los mismos, la marca de hormigón y el carácter estático o dinámico del equipo. Se recomienda una cota mínima del centro del perno al paramento o cara de la base de 150 mm.

9.4 Pisos de hormigón sobre el suelo

9.4.1 En los locales de equipos, talleres, almacenes y otros, siempre que las condiciones tecnológicas lo permitan, se usarán preferentemente pisos de hormigón. Estos se diseñarán de acuerdo con la NC 53-83 -Estructuras de hormigón. Pisos sobre el suelo. Método de cálculo y diseño. Cuando no sean de hormigón se utilizarán las especificaciones de la NC 53-113 Pisos para obras industriales. Especificaciones de proyecto. El uso de otras normas o regulaciones, cumplimentará lo establecido en el punto 2.1.

9.4.2 Para las cargas de montacargas de capacidad de elevación de 3,2 t y 5,0 t o cargas distribuidas uniformemente de hasta 4,0 t/m² se analizará el uso de los pisos típicos de hormigón monolítico. y se tendrán en consideración las recomendaciones que corresponden a la IP-60 Pisos típicos de hormigón para almacenes y naves industriales.

9.4.3 Los pisos de hormigón no típicos serán diseñados de acuerdo con la NC 53-83.

9.4.4 Los pisos de hormigón armado solo se proyectarán para los siguientes casos particulares con la previa aprobación en la etapa establecida de la documentación de proyectos donde corresponda.

- a) En zonas donde es probable que puedan existir por condiciones tecnológicas, notables variaciones de temperaturas.
- b) Cuando no sea posible asegurar una sub-rasante de la calidad deseada y las cargas a soportar y la importancia de la construcción lo ameriten.
- c) Cuando la importancia del piso y la baja calidad del suelo natural justifiquen hacerlo estructural y no se confía ya en la capacidad de la sub-rasante bajo el piso. En este caso el piso trabajará como piso estructural.
- d) Cuando existan supresiones que se equilibren total o parcialmente con el diseño de pisos de hormigón armado

9.4.5 La terminación de los pisos de hormigón corresponderá en cada caso a los requerimientos tecnológicos y de durabilidad requeridos. El proyectista propondrá la terminación, señalando materiales y técnicas constructivas, siendo aprobado en la etapa que corresponda.

9.4.6 Para las juntas de dilatación para pisos de hormigón incluyendo los detalles típicos se analizarán las recomendaciones señaladas del Anexo 26. la IP-62 Juntas de dilatación para pisos de hormigón. Especificaciones y detalles típicos. Las juntas de dilatación para pisos de hormigón se usarán a partir de longitudes de piso superiores a los 120 m.

9.4.7 Los pisos de hormigón sin armaduras deben de construirse con juntas de retracción determinando un área máxima de 18 m². El lado máximo del rectángulo será de 6 m. Las variaciones de estas especificaciones constructivas deben ser propuestas por el proyectista y aprobadas en la etapa que corresponda.

9.4.8 El uso y diseño de pisos de hormigón prefabricados sobre el suelo será propuesto por el proyectista y aprobado en la etapa de aprobación de la documentación de proyecto donde corresponda a partir de índices técnico-económicos.

El proyecto definirá dimensiones y refuerzos, métodos de izaje y el correspondiente método de colocación y terminación sobre el suelo con las características de las capas de apoyo para garantizar la nivelación y durabilidad.

9.5 Canales y túneles no conductores de líquidos y gases

9.5.1 Los canales no conductores de agua, otros líquidos o gases, es decir, canales para llevar tuberías eléctricas, de aire comprimido de combustible, de fluidos o energías, no líquidas, o conductos específicos, deberán proyectarse preferentemente total o parcialmente prefabricados.

9.5.2 El proyecto en todo caso garantizará la perfecta impermeabilidad y los asentamientos diferenciales permisibles de los canales o túneles.

9.5.3 A pesar del Punto epígrafe 9.5.1 los canales de pequeñas dimensiones y de fácil fundición que no ameriten la prefabricación podrán ser de hormigón en masa y hormigón armado fundidos "in situ". En estos casos se analizarán las juntas de retracción y la garantía de impermeabilidad.

9.5.4 Los canales y túneles deberán ser proyectados con los elementos componentes de fijación o soluciones de apoyo de los elementos componentes que soportarán.

9.5.5 Los insertos, elementos componentes de fijación y/o soluciones de apoyo deberán ser lo más uniformes posibles y de ser factible, únicos en forma, dimensiones y espaciamientos, permitiendo en el caso de prefabricados la acumulación de los elementos componentes.

9.5.6 El proyecto garantizará la perfecta impermeabilidad de dichos canales, por lo cual señalará distancias, formas y métodos constructivos particulares de las juntas de expansión, de retracción y las de construcción. Se aplicarán las prescripciones posibles señaladas en la Sección el epígrafe 3 donde corresponda.

9.5.7 Igualmente el proyecto proveerá los drenajes adecuados para la eliminación de aguas de salideros y roturas de tuberías, condensaciones y otros. Se fijará una pendiente mínima de 0,5%. En caso que la longitud de la canal sea mayor de 15 metros, se colocarán partidores para la pendiente, espaciados a esta distancia.

9.5.8 El diámetro mínimo del drenaje de los canales será de 100 mm con rejilla protectora de los mismos.

9.5.9 Las intersecciones de canales necesarias para los desvíos de cables, tuberías y/o conductos deberán ser diseñadas de acuerdo a los radios permisibles de estos elementos y las operaciones y mantenimientos a ser realizados en ellas. Deberán dejarse especialmente embebidos, los ganchos o accesorios para el anclaje para facilitar el alumbrado en los lugares que se requieren: registros y túneles.

9.5.10 Los túneles deben tener condiciones adecuadas de ventilación, tanto para la etapa de los trabajos de montaje como durante la etapa de explotación.

9.5.11 Cuando los túneles no pueden ser prefabricados, deben ser preferentemente diseñados de forma tal que el refuerzo sea pre-ensamblado y los moldes sean lo más prefabricados y repetitivos posible.

9.5.12 El ancho y alto de los túneles de paso, de transporte y comunicaciones se tomarán de acuerdo con los requerimientos tecnológicos o normas de reconocido valor. La altura de los túneles de paso, no será menor de 2,20 m.

9.5.13 Los túneles de comunicaciones destinados para la colocación de tuberías de líquidos inflamables, se proyectarán con unos muretes de 300 mm mínimo sobre el piso a distancias máximas de 60 m, para conformar áreas restringidas de contención de dicho líquido.

9.5.14 En los túneles anchos donde es posible la acumulación de líquidos, se proyectarán pendientes transversales además de las longitudinales. La pendiente transversal tiene que ser no menor del 1%. Se analizará con los especialistas hidráulicos la necesidad de proyectar canaletas longitudinales de conducción a los tragantes.

9.5.15 Las tapas de los canales instalados dentro de locales de talleres, serán de losas de hormigón armado prefabricadas o de chapas de acero corrugadas según las exigencias técnicas.

9.5.16 Se analizará y resolverá con la máxima atención la acción del manto freático sobre los canales y túneles, tanto durante la vida útil de servicio como durante la construcción. Se considerará tanto la resistencia, la flotabilidad y la impermeabilidad.

9.5.17 En el cálculo de los canales y túneles se determinarán las combinaciones pésimas, teniendo muy en cuenta los empujes del suelo y las sobrecargas exteriores, producidas por los equipos a

utilizar en la compactación de relleno circundante, así como la de servicio y uso. Se usará la NC-53-153 Empuje de suelos. Procedimiento de cálculo.

9.6 Cisternas o depósitos

9.6.1 Las cisternas o depósitos de almacenamiento de agua o líquidos deberán proyectarse preferentemente total o parcialmente prefabricados.

Deberán señalarse las técnicas constructivas que garanticen la continuidad y los asentamientos diferenciales permisibles, de los elementos componentes prefabricados o fundidos en el lugar, constituyentes del conjunto.

9.6.2 Donde las capacidades, alturas y características tecnológicas lo permitan, se usarán las cisternas prefabricadas típicas. El uso de cisternas atípicas será sometido a aprobación en la etapa de la documentación de proyecto que corresponda. El proyecto deberá precisar la compatibilización de la interconexión hidráulica de las mismas, con la instalación hidráulica exterior.

9.6.3 Las cisternas o depósitos serán preferentemente sobre el suelo. Las cisternas o depósitos pueden ser igualmente total o parcialmente soterrados. La decisión final del tipo de cisterna con respecto al nivel del terreno será definida y aprobada en las etapas de la documentación de proyecto que corresponda.

Las cisternas total o parcialmente soterradas, deben ser comprobadas a la estabilidad de flotación en correspondencia al nivel del manto freático, muy especialmente en la etapa de construcción.

9.6.4 Las cisternas o depósitos podrán ser totalmente de hormigón armado, hormigonado en el lugar (fondo y paredes), avalados por una justificación técnico-económica de las alternativas estudiadas y aprobadas en la etapa de la documentación de proyecto que corresponda.

9.6.5 Las cisternas o depósitos, tanto prefabricados como hormigonados "in situ" deberán ser proyectados con los insertos, elementos componentes de fijación o soluciones de apoyo a los elementos que albergarán, así como las necesidades de montaje, erección y apoyo que la solución estructural determina.

Los insertos, elementos componentes de fijación y las soluciones de apoyo deberán ser lo más uniformes posible y, de ser factible, únicos en forma, dimensiones y espaciamientos permitiendo en el caso de prefabricados la acumulación de los elementos componentes.

9.6.6 El proyecto garantizará la perfecta estanqueidad de las estructuras, por lo cual precisará el modo, sistema y materiales de impermeabilización. El proyecto igualmente señalará distancias, formas y métodos constructivos particulares de las juntas de expansión, de retracción y las de construcción. Se aplicarán los puntos de la Sección del epígrafe 3 de esta norma, en las partes que correspondan. Cuando las paredes estén en contacto con el terreno se calculará el empuje del mismo utilizando la norma NC 53-153. Empuje de suelos. Procedimiento de cálculo. Se tendrá en cuenta en el cálculo del coeficiente de empuje, la magnitud de la deformación de la pared; se tendrá en cuenta el efecto de la sobrecarga exterior, tanto la producida por los equipos a utilizar en la compactación del relleno circundante, como la de servicio o uso.

En las juntas de construcción se colocarán preferentemente láminas corta-agua de cobre, bronce o latón de un ancho no menor de 300 mm simétricamente respecto a la junta. El uso de otra solución será aprobado en la etapa que corresponda. Debe señalarse que no se permitirá ninguna junta de construcción, que no esté señalada en el proyecto o sea autorizada por el proyectista.

9.6.7 El proyecto de las cisternas y de los depósitos proveerá medios de acceso al interior de los mismos, así como la eliminación del agua o los líquidos para limpiezas, inspecciones, reparaciones y otros fines.

Donde se considere necesario se analizará y proveerá la ventilación de las cisternas.

9.6.8 Las paredes de cisternas o depósitos podrán ser de bloques de hormigón ó ladrillos, avalados por una justificación técnico-económica de las alternativas estudiadas y aprobadas en la etapa de la documentación de proyecto que corresponda.

Se cumplirán las especificaciones señaladas en los epígrafes 9.6.6 y 9.6.7 de esta norma. Se garantizará la no posibilidad de flotación si es total o parcialmente soterrada.

9.7 Sótanos

9.7.1 La estructura de los sótanos que se requieren por tecnología y/o requerimientos del plan general cumplirá las especificaciones del Punto epígrafe 9.6 de esta norma, señaladas para las cisternas o depósitos, donde corresponda.

9.7.2 Como regla general los sótanos deben ser de una sola planta. Sótanos de más de una planta deben ser aprobados en la etapa establecida de la documentación de proyecto que corresponda.

9.7.3 Los sótanos podrán ser de una o varias luces y como regla general de forma rectangular y altura constante. Las dimensiones y luces de los sótanos deben ser preferentemente las del sistema modular uniforme.

9.7.4 El puntal libre de los sótanos-tecnológicos bajo losa deberá ser múltiplo de 0,60 m pero no menor de 3,00 m. El puntal mínimo de los sótanos para paso de un tránsito regular debe ser de 2,10 m y para el paso solo del personal de servicio de 1,8 m.

9.7.5 Los pisos de los sótanos deben tener pendientes que determinen el drenaje de los líquidos hacia los puntos de extracción.

La continuidad estructural entre los muros laterales y la losa de techo y de piso, puede resultar deseable sobre todo cuando debe procurarse estanqueidad. Este es el caso de mantos freáticos altos.

9.7.6 La solución de sótanos monolíticos deberá ser justificada técnico-económicamente en la documentación de proyectos para su evaluación y aprobación.

9.7.7 Si los sótanos se utilizan total o parcialmente para parqueo de máquinas, el puntal libre de los sótanos debe cumplir las especificaciones normadas y garantizar la no afectación de las instalaciones que cuelguen del piso del sótano.

9.7.8 Si los sótanos se utilizan como parqueo debe preverse la no entrada de agua por las rampas de acceso y salida. Deben proyectarse rejillas. Igualmente deben evitarse las filtraciones por la acción de las aguas del manto freático o inundaciones de frecuencia conocida.

9.7.9 La terminación de los pisos de sótanos utilizados como parqueo, deben ser resistentes al desgaste y a la existencia de materiales perjudiciales producto de salideros tales como: aceites, gasolina, etc.

9.8 Protección de aguas subterráneas

9.8.1 La protección de las construcciones de hormigón armado y los locales subterráneos, de la presión hidrostática y la acción agresiva de las aguas subterráneas se puede realizar mediante distintos sistemas: drenajes exteriores, aislamientos e impermeabilización de los elementos componentes mediante materiales especiales, o con el uso de hormigones de alta compacidad y hormigones impermeables.

La selección del método de protección se basará en los índices técnico-económicos y teniendo en cuenta las condicionales ingeniero-geológicas e hidrogeológicas de la zona y las particularidades constructivas de la obra.

9.8.2 Cuando la solución sea mediante drenaje, no es necesario tomar ningún tipo de medidas de protección en las zonas de construcción, situadas por encima del nivel del drenaje, contra la presión hidrostática y de agresividad de las aguas subterráneas.

9.8.3 Cuando la protección de los locales subterráneos, sea mediante aislamiento o impermeabilización de los elementos componentes, se analizarán las siguientes soluciones:

Cuando la acción agresiva, corresponde a agua de lluvia debido a la acción de la capilaridad bajo el nivel del terreno, se pintarán los paramentos exteriores con 2 capas de pintura bituminosa.

Para casos de mayor complejidad, de mayor presión de agua subterránea, o locales subterráneos que sean de gran importancia o donde la filtración del agua pudiera acarrear graves daños o peligros estructurales o tecnológicos, el proyectista analizará y propondrá la solución que deberá ser aprobada en la etapa de la documentación de proyecto que corresponda.

9.8.4 La protección de todas las construcciones subterráneas de hormigón armado (Ej. cimientos, zapatas, canales, sótanos, sistemas soterrados y otros) de las aguas agresivas se efectuará con materiales y técnicas apropiados propuestos por el proyectista.

9.8.5 En las juntas de construcciones de los sótanos y túneles que llevan aislamientos para protegerlos de las aguas subterráneas, el proyectista propondrá juntas aislantes de goma, planchas de plomo, cobre u otros materiales, que serán aprobadas en la etapa de la documentación de proyecto donde corresponda.

9.8.6 Dentro de la protección de aguas subterráneas, debe analizarse en ciertas construcciones las inundaciones debidas a lluvias extremas ocasionadas por temporales, nortes, frentes fríos u otros eventos, que determinan acciones extremas. En algunas ocasiones determinan sub-presiones fuertes. Puede analizarse la eliminación de estas sub-presiones mediante técnicas especiales, aún aceptando inundaciones parciales.

9.9 Muros de contención

9.9.1 Las estructuras de los muros de contención que se requieren por tecnología y/o requerimientos del plan general, cumplirán con esta norma y en lo fundamental las Bases de Diseño señaladas, para los canales no conductores de líquidos o gases, según el Punto epígrafe 9.5 de esta norma en los aspectos que sean aplicables.

9.9.2 Los muros de contención podrán ser de hormigón en masa o de gravedad, hormigón armado fundido en el lugar o prefabricados o de mampuestos u otros materiales, previo análisis y justificación técnico-económica, aprobado en la etapa correspondiente. Los muros de contención con altura menor de 1,5 m se recomienda que se proyecten de hormigón armado monolítico o de mampostería de bloques de hormigón reforzado o no, según la magnitud de las cargas y las sollicitaciones.

9.9.3 En muros de contención de más de 4 m de altura, se analizarán las soluciones de muros con contrafuertes, anclajes, pantallas y otras.

9.9.4 En el diseño de los muros de contención se evitará la acumulación de agua subterránea, con el consiguiente incremento de presión sobre el muro. Se estudiará y proyectará el drenaje correspondiente.

9.9.5 Se estudiará el drenaje de las áreas adyacentes, sistemas pluviales, alcantarillas, pendientes naturales del terreno, edificaciones y construcciones que pueden alterar el drenaje natural de los muros y provocar presiones no calculadas.

9.9.6 Para el cálculo y diseño de muros de más de 6 m, se presentará más de una alternativa de solución, con señalamiento de los índices técnico-económicos de consumo de materiales. Una de las soluciones propuestas será prefabricada. La solución será aprobada en la etapa que corresponda.

9.9.7 En muros de contención de gran longitud y con variaciones del nivel recomendado de cimentación, la proyección de la cimentación será escalonada.

9.9.8 Muros de contención apoyados en la parte superior deben garantizar el correcto anclaje de los mismos.

9.9.9 En el proyecto de los muros de contención se tendrá en cuenta la impermeabilización y protección a las aguas subterráneas.

9.9.10 En muros que tengan el intrados, la parte interior, con posible contacto parcial o total con el suelo de características rocosas sanas, se recomienda su diseño mediante el hormigonado in situ contra dicha roca, reduciendo parcial o totalmente el empuje del suelo.

9.9.11 De existir una separación constructiva entre el muro y el suelo rocoso, debe analizarse la acción real efectiva del empuje del suelo-relleno que se coloque.

9.9.12 En los casos señalados en 9.9.10 y 9.9.11 debe analizarse y garantizarse la impermeabilización del muro a la acción de aguas subterráneas.

9.9.13 Según la técnica constructiva no debe olvidarse la acción de la retracción del hormigón u hormigón armado y por lo tanto calcular y diseñar, la ubicación y características de las juntas de retracción y su tratamiento de impermeabilización.

10 Diseño usando componentes de sistemas prefabricados de la tipificación nacional y prefabricados atípicos

10.1 Prefabricados de la tipificación nacional típicos

10.1.1 Se usarán siempre que sea posible los elementos típicos los componentes típicos de proyección y construcción nacional, actualizados su vigencia y producción para las zonas de macrolocalización y fecha de construcción del establecimiento de alojamiento.

10.1.2 El diseño con componentes de sistemas prefabricados de la tipificación nacional típicos se realizará utilizando toda la documentación que rige sus aplicaciones.

10.1.3 Al elaborar los proyectos es necesario unificar al máximo posible el uso de los componentes de la tipificación nacional típicos.

10.2 Prefabricados atípicos

10.2.1 El uso de elementos y componentes de sistemas prefabricados atípicos, será fundamentado adecuadamente por razones tecnológicas o condiciones específicas y aprobadas en las etapas de la documentación de proyectos que corresponda.

10.2.2 Cuando se proyecten elementos componentes atípicos, se tratará de usar para los encofrados al máximo posible, los moldes de los elementos típicos existentes.

10.2.3 El número de tipos de elementos componentes prefabricados debe ser el mínimo técnico-económico posible.

10.2.4 En la proyección de los elementos componentes prefabricados se considerarán las limitaciones particulares (dimensiones y peso de los elementos) según la fabricación corresponda al área o no de la obra.

10.2.5 Siempre que sea posible se debe tratar en el diseño de elementos componentes prefabricados, que la fundición de los mismos sea acumulable. En todos los casos el proyecto debe especificar las limitaciones de estas fundiciones acumulables, bien sea por su peso o por su altura.

10.2.6 En el diseño de elementos componentes atípicos prefabricados se deben dar las especificaciones y planos que determinen el correcto proceso de hormigonado y montaje y corresponda al cálculo y diseño realizado.

10.3 Consideraciones generales para ambos tipos de prefabricados

10.3.1 Tanto en los componentes prefabricados típicos como en los atípicos se deben cumplir los requisitos que se expresan a continuación

10.3.2 En los planos de elementos componentes prefabricados atípicos se deben señalar la resistencia mínima del hormigón para el despegue y/o destensado. Para este señalamiento se usará el valor establecido en el epígrafe 3.9.6 de esta norma.

En los planos de elementos componentes prefabricados típicos o atípicos deben relacionarse las tolerancias de producción.

10.3.3 Las columnas de hormigón armado sometidas a la acción simultánea de sollicitación de carga axial de compresión y flexión, se proyectarán, con un refuerzo simétrico, siempre que dicho refuerzo simétrico no determine un incremento de la armadura de refuerzo, superior al 15% con respecto al diseño con refuerzo asimétrico. Cuando exista reversión aproximada de las sollicitaciones, el refuerzo será simétrico.

10.3.4 Al proyectar las estructuras de hormigón armado no típicas, debe preverse la utilización máxima posible de los insertos típicos existentes. El diseño de insertos atípicos debe ser el mínimo posible.

10.3.5 En estructuras con prefabricados típicos y atípicos, es necesario unificar al máximo posible los elementos componentes, tanto típicos como especiales atípicos. Para lo anterior deben ser tomados en consideración el peso y las dimensiones máximas de las estructuras típicas y las atípicas que más se repitan.

10.3.6 Al diseñar las uniones de elementos componentes no típicos atípicos deben usarse al máximo posible las uniones de la tipificación nacional componentes típicos.

10.3.7 Los anclajes mediante disparos de pistolas para la construcción, se utilizarán preferentemente para construcciones y elementos componentes secundarios de poco peso (falso techo, lámparas, conductos de aire y otros) siempre que dichas cargas se consideren en los cálculos.

10.4 Juntas y uniones de prefabricados

En el diseño de elementos componentes de hormigón armado y pretensado prefabricado, deben solucionarse de forma correcta las juntas y uniones, garantizando que cumplan las características de función estructural, facilidad y posibilidades constructivas, estanqueidad y uniformidad de las mismas.

Las juntas garantizarán la perfecta y total impermeabilidad de los elementos componentes estructurales y la estructura en general.

Para obtener las premisas anteriormente señaladas, el proyecto señalará las especificaciones de los materiales particulares y especiales que se usen en las juntas, tanto las de importación como las nacionales. Las de importación deben ser aprobadas en las etapas de la documentación de proyecto donde corresponda.

Las uniones o juntas podrán ser secas (soldadas, atornilladas) o húmedas (anclaje de barras de acero y mortero u hormigón de gravilla). Si se usa la junta seca el proyecto señalará en planos y memorias la proyección y protección adecuada a la misma. Se recomienda utilizar preferentemente las juntas secas.

Si la junta es mediante soldadura, la misma mostrará todos los datos requeridos: largo, espesor, características de los electrodos y otras. El proyecto se acompañará de las especificaciones constructivas correspondientes.

Si la junta es atornillada o con pernos de alta tensión, se indicarán en los planos y/o en las memorias descriptivas las especificaciones correspondientes: largo, diámetro, marcas de acero, arandelas requeridas, tensión de torque y otras.

Si la junta es húmeda se indicarán en el plano correspondiente, las especificaciones y características del mortero y hormigón de gravilla, dosificación, asentamiento, tratamiento posterior, y otros. En la junta húmeda se garantizará la protección de las armaduras de anclaje de la corrosión.

En las juntas donde se requiere mortero y hormigón sin retracción, se señalará el uso de materiales con esta característica, requiriendo la aprobación en la etapa que corresponda.

La proyección de la solución técnica para la protección anticorrosiva de los insertos así como los materiales a utilizar, será aprobada en la etapa que corresponda.

10.5 Paneles de fachadas prefabricadas

Si se proyectan paneles de fachada prefabricados de hormigón de espesor constante con y sin aberturas, no típicos, cumplirán en lo posible las siguientes especificaciones generales de diseño y construcción:

La abertura estará centrada en el panel de fachada.

Si existe más de una abertura, el área total de las mismas no excederá del 40 % del área total de panel.

El diseño proveerá la colocación de insertos y sistemas de izaje, transporte, colocación y unión con la estructura, así como las armaduras resistentes que garanticen el mejor comportamiento estructural, la mínima fisuración y deformación, para todas las cargas y etapas de construcción y montaje a las cuales estarán sometidos, con los mejores índices técnico-económicos.

10.6 Dispositivos de izaje

Para el diseño y cálculo de los dispositivos de izaje de los elementos prefabricados se usarán las especificaciones de la NC 439. NC 54-21 Elementos prefabricados de hormigón. Dispositivos de izaje, tipos, parámetros y dimensiones principales.

2) Se indicarán también los esquemas para el izaje, transporte, almacenamiento y montaje de los elementos componentes atípicos.

11 Consideraciones especiales sobre el diseño de tanques o depósitos de agua

11.1 Generalidades

Estas consideraciones se aplicarán a los tanques para agua localizados en las edificaciones y para tanques elevados ubicados fuera de las mismas.

Los tanques soterrados o apoyados sobre el terreno se diseñarán de acuerdo con el epígrafe 9 de esta norma. a la Sección 9 de estas BC.

11.2 Cargas y combinaciones de carga

11.2.1 Se usarán en el análisis las cargas y combinaciones de las mismas de acuerdo a lo establecido en el epígrafe 4 de esta norma. en la Sección 4 de estas BC.

11.2.2 En el caso de tanques típicos o atípicos, el uso de los mismos como miradores tendrá que ser previsto en el Programa o propuesto en el proyecto para su aprobación.

11.2.3 Se preverá un reboso, con capacidad de evacuación superior en un 20 % de la capacidad nominal de llenado del tanque.

11.3 Consideraciones para el diseño

11.3.1 Siempre que sea posible se utilizarán los tanques elevados típicos Güira, con capacidades de 100 m³ hasta 400 m³ y alturas del fuste desde 15 m hasta 30 m, variando según la capacidad del tanque. Las características de los tanques están reflejadas en el Anexo 24. la IT-356. Tanques elevados tipo Güira. Dimensiones generales y solicitudes.

Para capacidades y alturas menores, se analizará el uso de tanques típicos de las tipificaciones nacionales y siempre condicionadas al proyecto arquitectónico.

11.3.2 Para tanques atípicos el proyectista presentará más de una alternativa, considerando variantes de hormigón armado y/o pretensado, con el mejor uso de las tecnologías constructivas y el menor gasto de materiales económicamente justificado.

11.3.3 Cuando la solución adoptada sea prefabricada se requerirá la aprobación en la etapa de la documentación de proyecto donde corresponda.

11.3.4 En caso de diseños que conlleven el izaje utilizando gatos u otra técnica constructiva se tendrán en cuenta los equipos para este fin existentes en el país y su disponibilidad.

Se tendrá en cuenta para el diseño lo establecido en el epígrafe 5 de esta norma. lo planteado en la Sección 5 de estas BC aplicable a estas estructuras.

11.3.5 En el caso de tanques en edificaciones se conjugarán el diseño arquitectónico y las condicionales hidráulicas con la ubicación racional de los mismos de acuerdo a la resistencia y estabilidad de los elementos estructurales.

11.4 Consideraciones constructivas

11.4.1 El uso de encofrados, de diseño y materiales especiales, de moldes deslizantes y otras tecnologías tendrá que ser justificado técnica y económicamente y aprobado en la etapa de la documentación de proyecto donde corresponda.

11.4.2 Tanto el proyecto como la ejecución garantizarán la estanqueidad de los tanques mediante el uso de aditivos, recubrimientos interiores, juntas y otros que sean justificados técnico-económicamente y aprobados en la etapa que corresponda.

11.4.3 Todo suministro de importación utilizado en la construcción de tanques tendrá que ser acompañado por las especificaciones técnicas y de utilización de los mismos.

11.4.4 Se tendrá en cuenta en el proyecto la necesidad de juntas temporales que faciliten la construcción y minimicen los efectos de la retracción. Para lograr la estanqueidad de estas juntas de construcción se colocarán preferentemente láminas corta-agua de P.V.C. u otros materiales de propiedades adecuadas con un ancho requerido y en la posición apropiada. Se pueden igualmente colocar láminas de goma, cobre, bronce ó latón de un ancho no menor de 300 mm colocadas simétricamente respecto a la junta. No se permitirá ninguna junta de construcción que no esté señalada en el proyecto o sea previamente autorizada por el proyectista.

11.4.5 En el caso de tanques construidos de ferrocemento se utilizarán las normas o procedimiento internacionalmente reconocido cumplimentando lo especificado en el epígrafe Punto 2.1 de esta norma.

12 Consideraciones especiales sobre el diseño de piscinas

12.1 Generalidades

12.1.1 Las piscinas para instalaciones turísticas se construirán ajustándose a los requisitos del proyecto arquitectónico y las condiciones impuestas por las instalaciones hidráulicas y eléctricas.

Se podrán construir de hormigón armado, de ferrocemento ó de bloques de hormigón, según resulte más conveniente de acuerdo a un análisis comparativo técnico y económico.

Las paredes podrán ser prefabricadas cuando esto resulte conveniente.

La prefabricación del fondo requerirá de su aprobación en la etapa de documentación de proyecto que corresponda.

12.1.2 El nivel de emplazamiento se seleccionará de forma tal, que no sea necesario considerar en el diseño el efecto de las aguas subterráneas, situándose el nivel inferior del fondo en la parte más profunda 60 cm por encima del nivel máximo probable del agua subterránea.

Se deberá aprobar expresamente, en la etapa que corresponda, cualquier emplazamiento que requiera la consideración en el diseño, de las aguas subterráneas.

12.2 Para el cálculo de las solicitaciones. Dos estados de carga principales

12.2.1 Piscina vacía. En este estado, cuando las paredes estén en contacto con el terreno, se calculará el empuje del mismo utilizando la norma NC 53-153 Empuje de suelos. Procedimiento de cálculo, teniendo en cuenta en el mismo el coeficiente de empuje, la magnitud de la deformación de la pared. Además se incluirá el efecto de la sobrecarga exterior, principalmente la producida por los equipos a utilizar en la compactación del relleno circundante.

12.2.2 Piscina llena. En este caso se considerará el efecto de la presión del agua actuando sin tener en cuenta la contribución favorable de las presiones del relleno.

Se considerará que la piscina está llena hasta el borde superior de la misma independientemente del nivel a que esté colocado el reboso.

12.4 Consideraciones de diseño y construcción

12.4.1 En los casos de piscinas de hormigón armado el diseño de sus elementos se hará de acuerdo con lo establecido en la Sección 5 de esta norma.

12.4.2 Cuando se construyan de ferrocemento, se podrá utilizar cualquier norma o procedimiento internacionalmente reconocido, cumplimentando lo especificado en el epígrafe Punto 2.1 de esta norma.

12.4.3 Se tendrá en cuenta en el proyecto la necesidad de juntas temporales, que faciliten la construcción y minimicen los efectos de la retracción. Estas juntas no se situarán a más de 12,5 metros tanto en las paredes como en el fondo.

Para lograr la estanqueidad de estas juntas de construcción se colocarán láminas corta-agua de cobre, bronce, latón u otro material apropiado, de un ancho no menor de 300 mm colocada simétricamente respecto a la junta. No se permitirá ninguna junta de construcción, que no esté señalada en el proyecto o sea previamente autorizada por el proyectista.

12.4.4 La necesidad de producir juntas de dilatación se determinará mediante el cálculo, tomando una variación de temperatura de ± 10 grados centígrados. La estanqueidad y movilidad de estas juntas se garantizarán con un estudio adecuado de las mismas, y de los materiales utilizados en su construcción. Su diseño deberá ser aprobado en la etapa correspondiente.

12.4.5 Cuando la piscina lleve revestimiento interior, el espesor del mismo se tendrá en cuenta al detallar sus dimensiones, para lograr que ellas concuerden con las especificadas en el proyecto de arquitectura.

12.4.6 Cuando se vaya a utilizar agua de mar en la piscina, el recubrimiento del acero mínimo por el interior será de 5 cm. Además se usará el cemento y los materiales adecuados para este caso.

13 Consideraciones referentes a la defensa

Se compatibilizarán todas las normativas, regulaciones, instrucciones de la defensa que inciden en las bases de diseño referentes a la proyección estructural, muy especialmente las que se relacionan con las cargas actuantes; las usuales y las excepcionales, como las inundaciones por lluvias, las penetraciones del mar, cargas de plataformas de helicópteros de carga y/o de pasajeros, explosiones accidentales de equipamientos tecnológicos, calderas, cocinas, etc. Igualmente se compatibilizarán los requerimientos acordados correspondientes a la defensa con propósitos militares.

14 Usos de nuevas tecnologías y materiales

El uso de nuevas tecnologías y materiales requiere que hayan sido aprobadas por las autoridades designadas a ese efecto, para garantizar la idoneidad y justificación técnico-económica de las mismas.

A ese respecto deben comprobarse los requisitos establecidos en esta norma Bases de Diseño, muy especialmente lo referente a la durabilidad y a las cargas ecológicas de vientos de huracanes y de las cargas de sismo.

El uso de nuevas tecnologías y materiales requiere que hayan sido aprobadas por las autoridades designadas a ese efecto, para garantizar la idoneidad y justificación técnico-económica de las mismas.

A ese respecto deben comprobarse los requisitos establecidos en esta norma Bases de Diseño, muy especialmente lo referente a la durabilidad y a las cargas ecológicas de vientos de huracanes y de las cargas de sismo.

15 Acciones estructurales en edificaciones existentes: rehabilitación, conservación, reparación, remodelación

15.1 Generalidades

Las acciones en edificaciones existentes para su utilización en el turismo requiere además de los principios generales y particulares establecidos esta norma en estas Bases de Diseño, especificaciones y funciones propias correspondientes a las características y funciones de la edificación existente y las correspondientes a la nueva instalación turística.

Es de señalar la importancia del conocimiento de los materiales resistentes y su estado actual de comportamiento y/o en estado de deterioro por su alta incidencia en la requerida resistencia y durabilidad de toda estructura de forma integral.

15.2 Requisitos de diagnóstico estructural

15.2.1 Para el diagnóstico estructural se utilizará la metodología disponible en el País. Se cumplimentará la metodología elaborada por el Grupo de Trabajo de Diagnóstico del Frente de Proyectos FRENPROY. La misma esta reflejada en los documentos: Tarea Técnica y el Diagrama de Flujo copiados en el Anexo

15.2.2 Debe propenderse al máximo la realización de ensayos no destructivos. Las afectaciones estructurales por ensayos destructivos deben ser corregidas de forma rápida y total y ser previstas en su planificación.

15.3 Requisitos de cálculo y diseño estructural

Cuando se actúe sobre una estructura existente se debe tener en cuenta los siguientes requisitos y/o recomendaciones de cálculo y diseño estructural.

15.3.1 En todo lo posible deben reducirse las cargas existentes en la edificación, muy especialmente las cargas gravitatorias permanentes, tales como rellenos, terminaciones, tabiques, etc y otros, sin producir afectaciones resistentes por posibles reducciones de masa o rigidez para algún tipo de sollicitación.

15.3.2 Si se hacen ampliaciones en sentido vertical, debe tratarse de continuar en lo posible la estructura resistente existente de las cargas verticales.

15.3.3 En la eliminación de elementos componentes verticales que se proyectaron como elementos no de carga, no resistente a las cargas, tales como tabiques divisorios, paredes o muros de fachada y otros, etc, deberá evaluarse el real y verdadero comportamiento estructural al que se someterán los

elementos componentes que hayan estado conectados de alguna manera con los elementos componentes que se eliminan durante cortos o largos periodos de tiempo. El análisis debe considerar tanto factores tensionales como deformacionales

La aplicación de prueba de carga de elementos a flexión debe realizarse cumplimentando la Norma NC 53-07:1978 o normativa vigente según requisitos del punto 2.1.

15.3.4 El uso de materiales especiales de reparación, rehabilitación y/o reforzamiento deben respetar las fichas técnicas correspondientes y debe garantizarse su correcta aplicación y control. Debe extremarse lo anterior en lo que respecta al anclaje de elementos estructurales.

15.3.5 En general en las demoliciones se procede en el sentido inverso al que se usó para la construcción. Debe evitarse o reducirse al máximo la aparición de cargas no específicas del proyecto original. El nuevo proyecto debe analizar y considerar la eliminación rápida o soporte provisional de estas cargas de demolición.

15.3.5 Los apuntalamientos provisionales que se requieran durante el proceso constructivo, deben corresponder a las reales solicitudes de las cargas permanentes y de uso. Hay que evaluar técnicamente las cargas que son resistidas por la estructura existente o la apuntalada y que por lo tanto no inciden directamente en el.

Anexo 1
(informativo)

PESO DE MATERIALES ARTIFICIALES Y COMPONENTES PREFABRICADOS USADOS EN LAS CONSTRUCCIONES

(es copia de la instrucción IT-111)

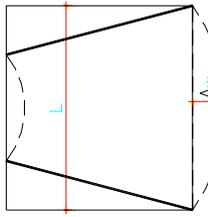
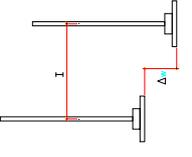
Contenido

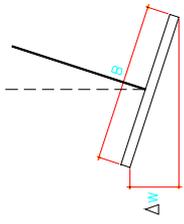
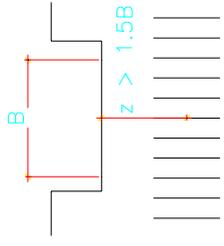
Esta Información Técnica amplía la información ofrecida en la NC 283:2003 y en la Información Técnica IT - 29 "Pesos de materiales naturales, artificiales y elementos de construcción".

Elementos para cubiertas y/o pisos		
Losa doble T de entrepiso (6,00 x 1,50 m)	2 400	kg/u
Losa doble T de cubierta (6,00 x 1,50 m)	1 670	"
Losa Spiroll de 1,20 y 0,15 m de espesor	240	kg/m ²
Losa Spiroll de 1,20 y 0,20 m de espesor	275	"
Losa Spiroll de 1,20 y 0,30 m de espesor	335	"
Teja Francesa	48	"
Impermeabilizante de Cubiertas o Techos		
Teja criolla con mortero	75	kg/m ²
Papel de aluminio	0,17	"
Cielo Raso y Falsos Techos		
Losa de yeso (500 x 1 000 x 10 mm)	12	kg/m ²
Bloques y Paredes		
Bloque hueco de hormigón de 20 x 20 x 40 cm	20	kg/u
Bloque hueco de hormigón de 15 x 20 x 40 cm	16	"
Bloque hueco de hormigón de 10 x 20 x 40 cm	10	"
Bloques huecos de multiblock de 20 x 20 x 40 cm	23	"
0,10 x 0,25 x 0,50 m	7,5	"
0,15 x 0,25 x 0,50 m	11,25	"
0,20 x 0,25 x 0,50 m	15	"
0,25 x 0,25 x 0,50 m	18,75	"
0,75 x 0,50 x 0,50 m	11,25	"
0,10 x 0,50 x 0,50 m	15	"
0,15 x 0,50 x 0,50 m	22,5	"
0,20 x 0,50 x 0,50 m	30	"
0,25 x 0,50 x 0,50 m	37,5	"

Anexo 2
(normativo)

ASENTAMIENTOS PERMISIBLES
(es copia de la instrucción IT- 39)

Nota: Los asentamientos permisibles deben ser comprobados con los calculados por la norma CSN 731001	Tipo de Objeto	El subsuelo consolida				El asentamiento diferencial está definido por la inclinación $= \frac{\Delta W}{L}$
		Rápidamente (por ejemplo:)	Asentamiento diferencial	Lentamente (por ejemplo:)	Asentamiento total	
Edificios de	Figura 1 a) Paneles. La curvatura se define sobre la envolvente de deformación del nivel de cimentación b) Ladrillos y bloques prefabricados c) Ladrillos y bloques reforzados con vigas comunes de hormigón armado d) Esqueletos de hormigón armado con paneles de mampostería	$\frac{\Delta W}{L}$	$\frac{\Delta W}{L}$	$\frac{\Delta W}{L}$	W cm	 <p>Figura 1</p>
		0,0005	0,0007	0,0007	8	
		0,0007	0,0010	0,0010	8	
		0,0010	0,0013	0,0013	10	
Estructuras aporricadas	Figura 2 a) Isostática b) Hiperestática de acero c) Hiperestáticas de hormigón armado	$\frac{\Delta W}{I}$	$\frac{\Delta W}{I}$	$\frac{\Delta W}{I}$	W cm	 <p>Figura 2</p>
		0,0030	0,0030	0,0030	10	
		0,0015	0,0020	0,0020	8	
		0,0010	0,0015	0,0015	6	
Vías soporte de grúa-puente. Movimiento en las direcciones de ambos ejes (longitudinal y transversal)	Figura 2	$\frac{\Delta W}{I}$	$\frac{\Delta W}{I}$	$\frac{\Delta W}{I}$	W cm	-
		0,0015	0,0015	0,0015	-	

Nota: Los asentamientos permisibles deben ser comprobados con los calculados por la norma CSN 731001	El subsuelo consolidada				El asentamiento diferencial está definido por la inclinación $\frac{\Delta W}{B}$
	Rápidamente (por ejemplo:)		Lentamente (por ejemplo:)		
	Asenta -miento diferen	Asenta -miento total	Asenta -miento diferen	Asenta -miento total	
Tipo de Objeto	$\frac{\Delta W}{B}$	W cm	$\frac{\Delta W}{B}$	W cm	 <p>Figura 3</p>
Figura 3					
Estructuras rígidas con cimientos masivos (Placa de cimentación, chimeneas, silos), placa	0,0050	20	0,0050	20	
a) Hasta 20 m de altura b) Más de 20 m de altura (Torres de enfriamiento, chimeneas, silos)	0,0020	10	0,0020	10	 <p>Suelo más compresible</p>
Nota: El asentamiento promedio de un cimiento flexible se establece como promedio de asentamientos de puntos particulares de este cimiento. Para la determinación del asentamiento promedio de un cimiento se usa el cálculo de esfuerzos verticales bajo el punto característico. Si el estrato que contribuye con la mayor parte del asentamiento total, se encuentra a mayor profundidad de $Z > 1,5 B$ bajo el nivel de cimentación, es posible incrementar hasta 1,5 los valores límites de deformación indicados en la tabla. B = Lado menor de cimentación Z = Distancia desde la cota inferior de cimentación hasta la mitad del espesor del estrato de mayor influencia en el asentamiento total					

Es copia de la Tabla 20 de la Norma checoslovaca CSN 731001 de 1966

Anexo 3
(normativo)

PREFABRICADOS, DESPEGUE, IZAJE y MONTAJE – FACTOR DE CARGA
(es copia de la instrucción IP-55)

1 Contenido

2

El uso cada vez más extendido del prefabricado determina la necesidad del análisis estructural y el cálculo de elementos componentes prefabricados en condiciones diferentes para las cuales se proyectan, diseñan y calculan. Estos estados diferentes corresponden esencialmente a los métodos constructivos, fundición, despegue, izaje, almacenaje, transporte, colocación, y otros.

Esta Instrucción de Proyección fija los factores de carga, correspondientes a los parámetros señalados, así como instrumenta su aplicación mediante oportunas recomendaciones.

2 Consideraciones generales

2.1 Los elementos componentes que en su proceso constructivo no modifiquen esencialmente sus parámetros de sustentación: luces, tipos de apoyo, empotramientos, cargas, y otros, serán diseñados sin incrementar los factores resistentes del elemento componente: calidad del hormigón, calidad del acero de refuerzo, cantidad de hormigón, espesores, dimensiones, cantidad de refuerzo.

2.2 El no cumplimiento del Punto 1.1 anterior requerirá la aprobación en la etapa correspondiente de la documentación de proyecto.

2.3 En todos los elementos componentes prefabricados se analizará el comportamiento de dichos elementos con respecto a estas cargas constructivas. En los planos de encofrado, refuerzo y de detalles se indicarán los ganchos de izaje, conductos u otras soluciones de izaje. Para el cálculo de los ganchos de izaje se usará la NC 439 NC 54-21 "Componentes de hormigón. Dispositivos de izaje. Características y calculo".

2.4 Se mostrarán gráficamente los esquemas de izaje para todo elemento componente que por sus dimensiones, peso, forma no común, o método específico de análisis y cálculo lo requiera. El proyectista del elemento componente determinará este requerimiento de información gráfica en el proyecto.

3 Factor de carga del prefabricado

3.1 Los elementos componentes, que en su proceso constructivo, modifiquen esencialmente sus parámetros de sustentación: luces, clases de apoyo, empotramiento, cargas, otros (ejemplos: pilotes, columnas, paneles de pared) serán diseñados para mantener su resistencia y estabilidad para su peso propio afectado de un factor de incremento de despegue, izaje, transporte y montaje, factor de prefabricado (Fp) para las condiciones de sustentación y de izaje supuestas.

3.2 El factor de prefabricado (Fp) que se usará tendrá los valores siguientes:

Tipo de Obra	Factor de Prefabricado (Fp)
A	1,5
B	2,0

Se considerará Obra "A" aquella en la cual las características de industrialización del prefabricado determinen unas técnicas correctas en las etapas constructivas del elemento componente consideradas en esta Instrucción: uso de materiales químicos u otros para evitar o reducir la unión con los moldes, equipos de izaje hidráulicos, operadores con calificación y experiencia en el equipo, control técnico en las operaciones, y otras.

Se considerará Obra "B" todas aquellas que no cumplan los requisitos anteriores.

Anexo 4
(informativo)

ESPECIFICACIONES DE USO DE BARRAS DE ACERO PARA REFUERZO DEL HORMIGÓN G-34, G-40 y G-60
(es copia de la instrucción IP-51C)

1 Contenido

Esta Instrucción de Proyecto, presenta unas especificaciones de uso de las barras de acero para refuerzo del hormigón de producción nacional grado G-34, G-40, G-60

La misma recoge el mejor conocimiento de las propiedades y el uso más racional y económico de los grados de acero tanto en Cuba como en el extranjero. Debe señalarse que estas especificaciones de uso reflejan conocimientos técnicos y económicos, mas no determinan ni fijan las probabilidades reales de fabricación y abastecimiento.

2 Campo de aplicación

Estas especificaciones de uso se aplican a elementos componentes, estructuras y objetos de obra de hormigón armado y hormigón pretensado.

Estas especificaciones de uso no se aplican a:

- Elementos componentes de hormigón ligero;
- Elementos componentes y estructuras con temperaturas constantes iguales o superiores a 70 °C.

3 Criterios y principios de selección

En la selección del grado de las barras de acero de producción nacional, el proyectista evaluará con cuidado los criterios, principios y parámetros que determinan el uso racional o técnico-económico de los mismos. Una relación de los mismos son:

3.1 Interrelación de deformaciones y tensiones de los materiales, hormigón y armadura, bajo la acción de las cargas y sollicitaciones de servicio, las correspondientes de agotamiento y de cargas repetidas.

3.2 Características predominantes de las sollicitaciones actuantes: tracción, compresión, flexocompresión, torsión, y otras.

3.3 Cumplimiento de las aberturas máximas permisibles de fisuras, en función de la agresividad del medio y la permanencia de las cargas.

3.4 Interrelación racional de las características de los materiales, hormigón y acero.

3.5 Características de las dimensiones de los elementos componentes y facilidad de puesta en obra del hormigón.

3.6 Características del método constructivo: fundido *in situ*, prefabricado en planta, moldes deslizantes, y otros.

3.7 Características constructivas de la armadura de refuerzo: anclaje, empalme, doblado, mazo de barras, número de camadas, soldaduras, ganchos, y otros.

3.8

4 Especificaciones de uso de las barras lisas grado G-34

4.1 Armaduras por especificaciones constructivas y cuantías mínimas no resistentes.

- cuantía mínima de compresión axial;
- cuantía mínima por variaciones de temperatura climática y retracción en losas;
- yugos, separadores de camadas de armadura;
- armadura longitudinal lateral en vigas de gran peralte;
- otros.

4.2 Armadura de repartición, de distribución, en losas.

4.3 Armaduras de refuerzo transversal: cortante, torsión, y otras.

- cuantía mínima de armadura transversal;
- estribos, cercos, por especificaciones de espaciamiento máximo;
- estribos para vigas de hormigón armado, sin requerimiento de barras dobladas para resistir tracción diagonal por cortante;
- estribos, cercos (cerrados) requeridos por cálculo.

4.4 Armaduras de pisos, pavimentos, patios, aceras y otros, sobre el terreno, (donde se requiera y apruebe el uso de dichas armaduras).

4.5 Armaduras en elementos componentes de hormigón de resistencia característica igual o inferior a 150 kg/cm^2 .

4.6 Armaduras para izaje, uniones, y otros.

- ganchos de izaje;
- anclaje de insertos;

4.7 Armaduras superficiales de piel.

Nota: Las barras de acero G-34 son lisas, luego las barras aisladas sometidas a tensiones de tracción con incidencia alta en la resistencia por agotamiento del elemento componente, o con incidencia alta para la fisuración con cargas de servicio terminarán en gancho según norma. Se exceptúan las mallas de acero soldadas y que cumplan las especificaciones de anclaje.

5 Recomendaciones de uso de las barras corrugadas G-60

Las barras corrugadas G-60 tienen un uso generalizado excepto:

5.1 El correspondiente a los elementos componentes donde se especifica y recomienda de forma particular el uso de las barras grado G-34.

5.2 Elementos componentes con hormigones de resistencia característica igual o inferior a 200 Kg/cm².

5.3 Elementos componentes donde el diseño está basado fundamentalmente en evitar la pérdida o reducción de su función por fisuración no permisible para las cargas de servicio con predominio de las cargas permanentes o casi permanentes; ejemplo depósitos: de líquidos, tanques, cisternas, y otros, donde el grado G-60 y los diámetros de las barras posibles no garanticen el cumplimiento de la fisuración.

6 Recomendaciones de uso de las barras corrugadas G-40

Las barras corrugadas G-40 tienen características y propiedades intermedias entre las G-34 y las G-60, por lo que su uso es generalizado excepto:

6.1 El correspondiente a los elementos componentes donde se especifica y recomienda de forma particular el uso de las barras grado G-34.

6.2 Elementos componentes con hormigones de resistencia característica igual o inferior a 200 kg/cm².

6.3 Elementos componentes de hormigón cuyas dimensiones, características de materiales y especificaciones constructivas, para acero G-40 determinarían espaciamientos, anclajes, empalmes, mazos de barras, y otros que dificultarían la colocación y compactación del hormigón.

6.4 Elementos componentes de hormigón armado donde el uso del grado G-60 ofrezca mejores índices técnico-económicos, garantizando resistencia y serviciabilidad, muy especialmente la fisuración permisible.

7 Recomendaciones para la simultaneidad de uso de distintos grados de acero en un mismo elemento componente de hormigón armado

7.1 Los proyectistas analizarán con sumo cuidado dicha simultaneidad desde todos los puntos de vista: resistencia, estabilidad, índices técnico-económicos, características de construcción, incluyendo inspección y control de los grados de acero.

7.2 No se simultanearán más de dos grados de acero para cada elemento componente estructural específico. Ejemplo: en viga (G-60 refuerzo longitudinal, G-34 refuerzo transversal), en columna (G-40 refuerzo longitudinal, G-34 refuerzo de cercos).

Anexo 5
(informativo)

RECOMENDACIONES DE USO DE BARRAS DE ACERO G-34, G-40 y G-60 PARA REFUERZO DEL HORMIGÓN POR COMPONENTE ESTRUCTURAL
(es copia de la instrucción IP-122C)

Contenido

Esta propuesta de Instrucción de Proyecto presenta las recomendaciones de uso de barras de refuerzo G-34, G-40 y G-60 de producción nacional por elemento componente estructural. Esta instrucción se basa en la IP-51C *Especificaciones de Uso de Barras de Acero para Refuerzo del Hormigón G-34, G-40 y G-60* que ofrece las especificaciones generales de uso.

Recomendaciones de uso de los grados G-34, G-40, G-60					
No.	Componente estructural	G-34	G-40	G-60	Observaciones
1	Cimientos aislados rígidos hormigonados en el lugar.				
	1.1 Base	X	X*		
	1.2 Pedestal rígido				
	• Armadura transversal	X			
	• Armadura longitudinal	X	X*		
	1.3 Vaso rígido.				
	• Armadura transversal	X			
2	Cimientos aislados flexibles hormigonados en el lugar.				
	1.1 Base	X	X*		
	• Armadura transversal	X			
	• Armadura longitudinal	X	X*		
	1.2 Vaso flexible				
	• Armadura transversal	X*	X		
	• Armadura longitudinal	X	X*		
3	Cimientos aislados rígidos o flexibles, prefabricados.				
	• Base, pedestal, vasos,				Igual que No.1 y No.2
	• Ganchos de izaje	X			
4	Zapatas hormigonadas en el lugar.				
	• Armadura longitudinal	X	X*		

Recomendaciones de uso de los grados G-34, G-40, G-60					
No.	Componente estructural	G-34	G-40	G-60	Observaciones
	• Armadura transversal	X			
5	Zapatas prefabricadas.				
	• Armadura longitudinal		X	X*	
	• Armadura transversal	X*	X		
	• Ganchos de izaje	X			
6	Columnas hormigonadas en el lugar.				
	• Armadura longitudinal		X	X*	
	• Armadura transversal	X			
7	Columnas prefabricadas.				
	• Armadura longitudinal		X	X*	
	• Armadura transversal	X			
	• Ganchos de izaje	X			
8	Vigas y viguetas hormigonadas en el lugar.				
	• Armadura longitudinal		X	X*	
	• Armadura transversal	X			
9	Vigas y viguetas prefabricadas.				
	• Armadura longitudinal		X	X*	
	• Armadura transversal	X			
	• Ganchos de izaje	X			
10	Losas hormigonadas en el lugar.				
	• Armadura principal		X*	X	
	• Armadura de retracción, temperatura, distribución	X			
11	Losas prefabricadas.				
	• Armadura principales longitudinales		X*	X	
	• Armadura de retracción, temperatura, distribución	X*	X		
	• Ganchos de izaje	X			
12	Típanos y diafragmas.				

	<ul style="list-style-type: none"> • Hormigonados en el lugar o prefabricados 				
	<ul style="list-style-type: none"> • Armaduras longitudinales 		X	X*	
	<ul style="list-style-type: none"> • Armadura transversal 	X*	X		
	<ul style="list-style-type: none"> • Ganchos de izaje 	X			
Recomendaciones de uso de los grados G-34, G-40, G-60					
No.	Componente estructural	G-34	G-40	G-60	Observaciones
13	Muros de contención				
	<ul style="list-style-type: none"> • Hormigonados en el lugar o prefabricados 		X*	X	
	<ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales longitudinales 		X*	X	
	<ul style="list-style-type: none"> • Armaduras de retracción, temperatura, distribución 	X			
	<ul style="list-style-type: none"> • Ganchos de izaje 	X			
14	Rampas y escaleras.				
	<ul style="list-style-type: none"> • Hormigonadas en el lugar o prefabricados 				
	<ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales longitudinales 		X*	X	
	<ul style="list-style-type: none"> • Armaduras de retracción, temperatura, distribución 	X			
	<ul style="list-style-type: none"> • Ganchos de izaje 	X			
15	Tensores.				
	15.1 Con fisuración.				
	<ul style="list-style-type: none"> • Armadura longitudinal 		X	X*	
	<ul style="list-style-type: none"> • Armaduras transversal 	X			
	15.2 Sin fisuración.				
	<ul style="list-style-type: none"> • Armadura longitudinal 		X*	X	
	<ul style="list-style-type: none"> • Armadura transversal 	X			
16	Tanques, cisternas, fosas.				
	<ul style="list-style-type: none"> • Hormigonados en el lugar o prefabricados 				
	<ul style="list-style-type: none"> • Armadura principal longitudinal 		X*	X	

	• Armadura de retracción, temperatura, distribución	X*	X		
	• Armaduras transversales	X*	X		
	• Ganchos de izaje	X			
17	Pisos estructurales sobre suelos y balsas.				
	• Armadura principal longitudinal		X*	X	
	• Armadura de retracción, temperatura, distribución	X			
18	Canales no conductores de agua, líquidos o gases.				Igual que 16
19	Hormigón ciclópeo armado.	X			
20	Postes para cercas.				
	• Armadura longitudinal		X*	X	
Recomendaciones de uso de los grados G-34, G-40, G-60					
No.	Componente estructural	G-34	G-40	G-60	Observaciones
	• Armadura transversal	X			
21	Túneles para instalaciones industriales.				Igual que 16
22	Silos (paredes).				
	• Armadura longitudinal		X	X*	
	• Armadura transversal		X*	X	
23	Pilotes hormigonados en el lugar y prefabricados.				
	• Armadura longitudinal		X	X*	
	• Armadura transversal	X			
	• Ganchos de izaje	X*			
24	Cimientos de maquinarias (con cargas estáticas).	X	X*		
25	Cimientos de maquinarias (con cargas dinámicas).		X*	X	
26	Pretensados (pretesados y postesados).				
	• Armadura longitudinal		X	X*	
	• Armadura transversal	X			
	• Ganchos de izaje	X			

27	Armaduras o cerchas.				
	• Armadura longitudinal		X	X*	
	• Armadura transversal	X			
	• Ganchos de izaje	X			
28	Otros .				
	28.1 Anclaje de insertos	X			
	28.2 Mallas de compresión local		X*	X	
	28.3 Tensores sin hormigón		X	X*	
	28.4 Yugos, separadores en cámaras de armaduras	X			
	28.5 Armaduras superficiales de piel	X*	X		

Notas aclaratorias de la aplicación de las recomendaciones.

1. El asterisco * señala la recomendación prioritaria.
2. Los elementos componentes señalados corresponden a elementos componentes, estructuras y objetos de obra de hormigón armado de valores promedio de luces, puntales, cargas, solicitaciones, técnicas constructivas, calidades de materiales, condiciones apropiadas y normales de control de la ejecución y calidad de las construcciones. Cualquier modificación notable de los parámetros señalados determinará el análisis exhaustivo por parte del proyectista de los grados de acero recomendados.
3. Las barras de acero G-34 son lisas, luego las barras sometidas a tensiones de tracción (tensores, elementos con predominio de flexión) terminarán en un anclaje mediante ganchos de 180 grados.

Se exceptúan las mallas de acero soldadas y que cumplan las especificaciones de anclaje de dicha norma. Dichas especificaciones pueden limitar el uso de las G-34 por posibilidades reales de anclaje, índices técnico-económicos y decisiones de uniformar las armaduras de refuerzo.

4. En principio todas las armaduras de cuantías mínimas, o por especificaciones técnicas o constructivas serán de la marca G-34 siempre que las condiciones de limitación señaladas en la Nota 3 no sean determinantes.

Anexo 6
(informativo)

SOLDADURA DE BARRAS DE ACERO A-40
RECOMENDACIONES
(es copia de la instrucción IT-323A)

1 Contenido

Esta Información Técnica presenta una serie de recomendaciones referentes a la soldadura de las barras de acero para refuerzo A - 40 que se producen actualmente en nuestro país. Estas recomendaciones son copia de un resultado de una investigación realizada por el Ing. Juan Rubiera C. Dr. (Resultado 017.12.60 Etapa 02).

Estas recomendaciones se basan en el estudio de la información sobre el tema, así como producto de las soldaduras y ensayos realizados por el CTDMC en distintos lugares, equipos y métodos. Estas recomendaciones se aplican a las soldaduras de las barras de Acero A - 40 que se realicen a pie de obra y en planta, para lo cual se han tenido en cuenta las limitaciones de nuestro acero.

Esta Información Técnica amplía las recomendaciones copiadas en la IT-323 de Febrero de 1988 donde además se daba información de ensayos realizados por el Centro de Investigaciones Metalúrgicas CIME.

El Ing. J. Rubiera propone como no aplicable estas recomendaciones a:

- Elemento componente sometidos a fatiga.
- Elementos componentes sometidos a temperatura constante, iguales o superiores a 70⁰ C.

Esta Información Técnica 323 A, solo recoge de estas recomendaciones las referentes a la proyección y que deben formar parte de la documentación gráfica y escrita (memoria descriptiva, especificaciones generales y específicas, etc.)

En acápite aparte se copian las que corresponden fundamentalmente a la parte constructora, a partir de su equipamiento, materiales y calificación del personal, pero que recomendamos constituyan especificaciones de la Documentación de Proyecto.

2 Recomendaciones de uso (Proyecto)

1. El número y posición de las uniones soldadas, deben figurar en los planos. Conviene plantear también el método de soldadura.
2. Las uniones soldadas deben proyectarse en zonas alejadas de fuertes tensiones y preferiblemente en zonas de momentos nulos.
3. No se deben concentrar en una misma sección más del 20% de empalmes soldados.
4. Las recomendaciones 2 y 3 no son necesarias en elementos componentes que trabajen en compresión centradas.
5. No deben proyectarse soldaduras en codos, ángulos o zonas de trazados curvos de las armaduras.
6. Distanciar las soldaduras de barras contiguas en más de 10 diámetros.
7. En esta etapa no deben usarse en estructuras sometidas a esfuerzo dinámico.
8. Si se usara soldadura a solape deben rodearse de estribos adicionales para tomar las tensiones tangentes que aparecen en sus entornos y al solape darle la inclinación adecuada.

9. Conviene plantear también el tipo de soldadura, es decir a tope, a solape y dentro de estos tipos de ser posible los correspondientes subtipos: a tope en punta, a tope en X, a tope en V, a baño, etc., a solape con cubrejuntas u otros. Figuras 1 y 2.

No obstante la recomendación del Punto 2, si se debe soldar en puntos de tensiones fuertes debe recomendarse:

- usar electrodo YOHN 55 o similar para puntos de soldadura de máximas tensiones.
- las barras que requieran ser soldadas en puntos de tensiones de trabajo, por no existir otra posibilidad, deben cumplir con el carbono equivalente y el carbono según la NC-53-39. Soldabilidad del acero. Se considerará la clase B de acero.
- acero soldable bajo ciertas limitaciones. El Ing. Rubiera propone $C_{eq} = 0,58$ y $C = 0,34$ (Valores máximos).

3 Recomendaciones de Métodos de Soldaduras y Electrodo a utilizar. Especificaciones del proyecto para el constructor (Documentación escrita)

3.1 Soldadura a tope

3.1.1 Por arco eléctrico

1. Usar electrodos de alta resistencia (por ejemplo YOHN - 45, YOHN - 55, LB - 52 o similar) si la soldadura es a tope por arco eléctrico.
2. Cuando se realice soldadura a tope por arco eléctrico debe ejecutarse preferentemente en forma simétrica (en punta o X). Si no es posible voltear las barras pueden utilizarse también las en V, pero solo para diámetros medios, para asegurar una penetración completa y una raíz sana de la soldadura.
3. Se debe utilizar YOHN 55 o similar para los puntos de máximas tensiones.

3.1.2 Por resistencia eléctrica

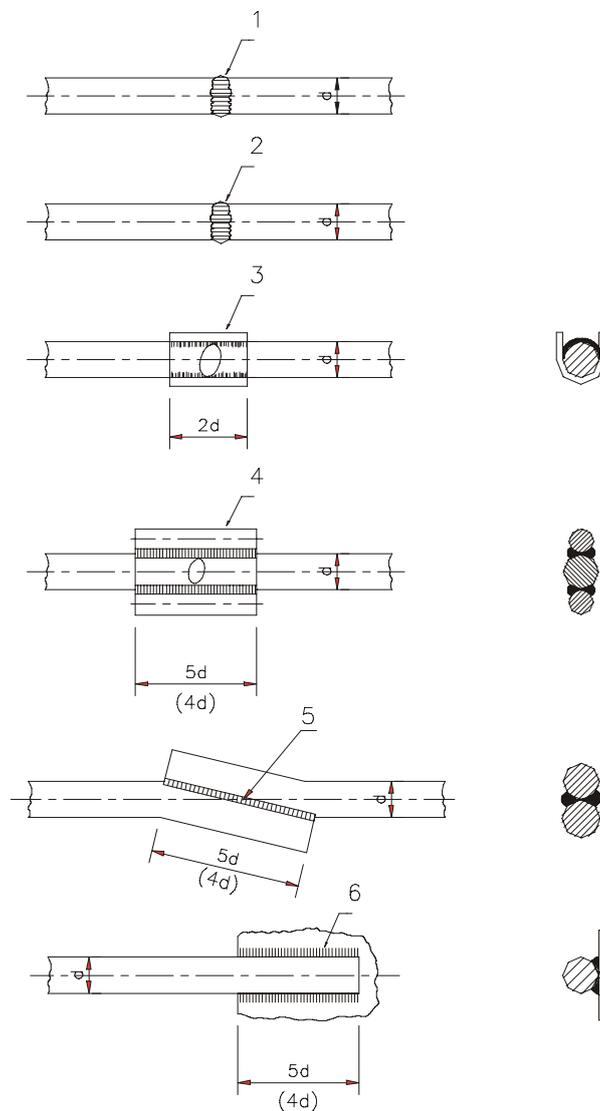
Es necesario asegurar, para las soldaduras a tope por resistencia eléctrica con máquinas de regulación automática, la potencia y ajustes adecuados según los diámetros como garantía de la perfecta ejecución de todo el ciclo.

Las secciones que vayan a unirse deberán estar cuidadosamente limpias y cortadas perpendicularmente al eje de la barra.

3.2 Soldadura a solape

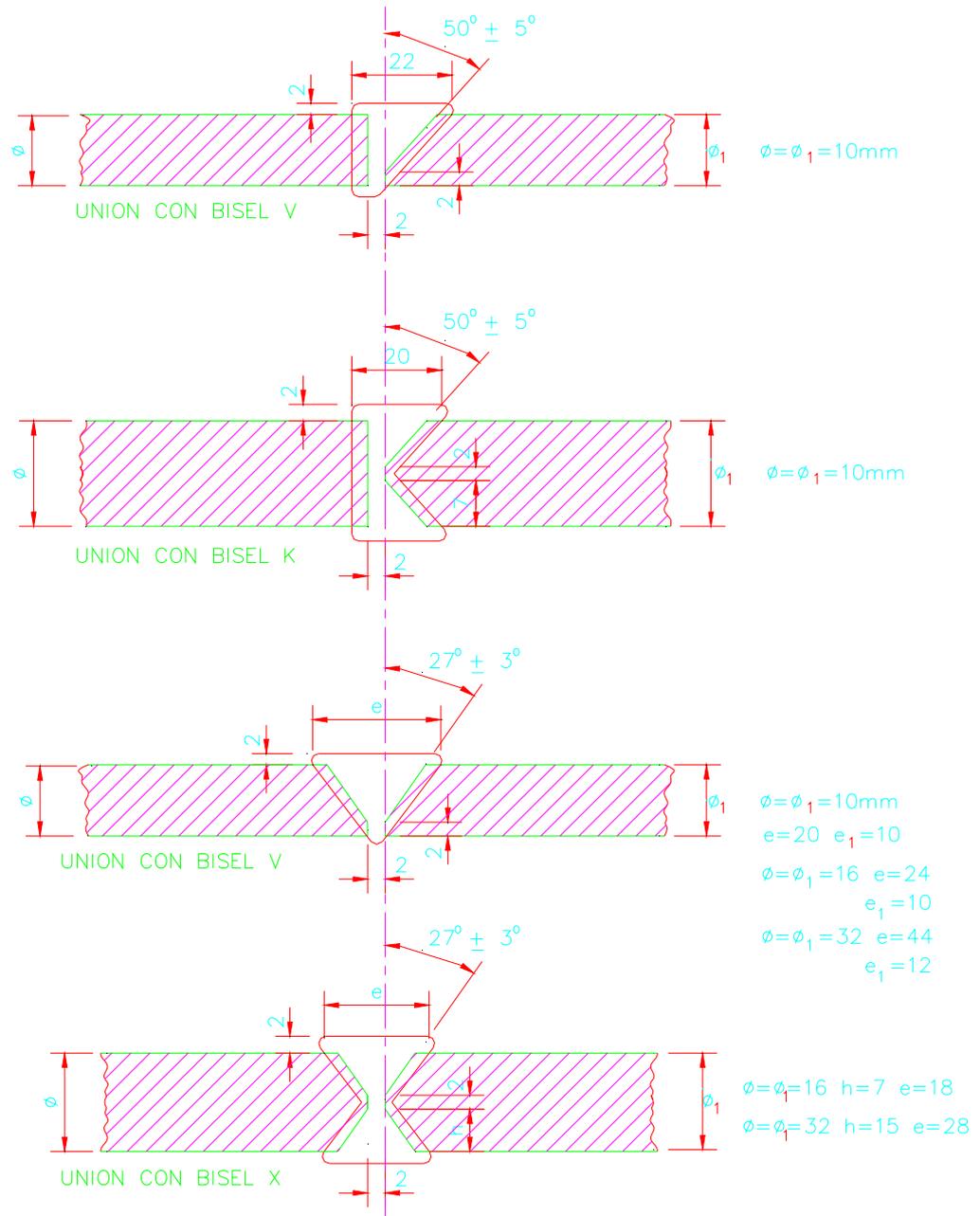
1. Han dado buenos resultados la soldadura a baño con métodos automáticos y/o semiautomáticos.
2. Siempre que sea posible se deben realizar uniones soldadas a solape con cubrejuntas (CH-1) empleando electrodos YOHN - 45 o similar. Esta soldadura ha resultado la más segura.
3. En el caso de empalme a solape por soldadura eléctrica:
 - deberá asegurarse la penetración del cordón a lo largo de la zona de contacto. Para ello conviene soldar por ambos lados de la generatriz de contacto.
 - cuando menos el espesor de garganta será igual a la mitad del diámetro de la barra.
4. Se debe usar YOHN 55 o similar para los puntos de máximas tensiones.

Figura 1



1. Soldadura a tope con varilla por arco eléctrico.
2. Soldadura por contacto a tope.
3. Soldadura de baño con placa de apoyo en forma de canal.
4. Soldadura por arco con cubrejuntas (CH-1).
5. Idem. A solapo (dos costuras de flanco).
6. Soldadura de barras por arco con acero en bandas, angular y perfilado. (dos costuras de flanco).

Figura 2
Tipos de soldadura a tope con varilla por arco eléctrico



Anexo 7
(informativo)

HORMIGÓN
TAMAÑO DE LOS ÁRIDOS A USAR EN COMPONENTES ESTRUCTURALES
(es copia de la instrucción IP-H5)

Contenido

Esta Instrucción Técnica de Proyecto presenta las recomendaciones de uso de los tamaños de áridos a usar en los hormigones en masa, hormigón armado y hormigón pretensado por elementos componentes estructurales. Esta Instrucción está relacionada con las especificaciones de las Normas Cubanas de cálculo de hormigón NC-207:2003 y NC-250:2005 especialmente en la parte referente a recubrimientos y separación de barras. Esta Instrucción actualiza recomendaciones anteriores, aún cuando las dimensiones de áridos señaladas en esta Instrucción corresponden a la NC 54-125:1985 que está en proceso de análisis y actualización. El uso de tamaños de áridos diferentes a las especificadas en esta Instrucción deben ser claramente señaladas en la Memoria Descriptiva y en los planos de los elementos componentes correspondientes.

Recomendaciones de uso de los áridos o agregados de piedra triturada en mm

No.	Componente estructural	Aridos o agregados de piedra triturada		
		Pequeños	Medios	Grandes
		5 a 10 5 a 13 10 a 19	13 a 38 19 a 38	38 a 63 38 a 76
1	Cimientos aislados rígidos hormigonados en el lugar 1.1. Base 1.2. Pedestal rígido 1.3. Vaso rígido		X X X	X* X* X*
2	Cimientos aislados flexibles hormigonados en el lugar 2.1. Base 2.2. Pedestal flexible 2.3. Vaso flexible		X* X* X*	X X
3	Cimiento aislado rígido o flexible prefabricado Base, Pedestal, Vasos	X	X*	
4	Zapata hormigonada en el lugar		X*	X
5	Zapata prefabricada	X	X*	
6	Columna hormigonada en el lugar		X*	X
7	Columna prefabricada	X	X*	
8	Viga y vigueta hormigonadas en el lugar		X*	X
9	Viga prefabricada	X	X*	

No.	Componente estructural	Aridos o agregados de piedra triturada		
		Pequeños	Medios	Grandes
		5 a 10 5 a 13 10 a 19	13 a 38 19 a 38	38 a 63 38 a 76
10	Vigueta prefabricada	X*	X	
11	Losa hormigonada en el lugar	X	X*	
12	Losa prefabricada	X*	X	
13	Tímpano o diafragma hormigonado en el lugar		X*	X
14	Muro de contención de gravedad		X	X*
15	Muro de contención prefabricado	X	X*	
16	Muro de contención hormigonado en el lugar		X*	X
17	Rampa		X*	X
18	Escalera hormigonada en el lugar	X	X*	
19	Escalera prefabricada	X	X*	
20	Tensor		X*	X
21	Tanque sobre el suelo, cisterna, fosa, fundidos en el lugar		X*	X
22	Tanque, cisterna, fosa, prefabricadas	X	X*	
23	Piso estructural sobre el suelo y balsa 23.1 Hasta de 14cm de espesor 23.2 Más de 14cm de espesor	X	X* X*	X
24	Canal no conductor de agua, líquido o gas		X*	X
25	Poste para cerca prefabricada	X*	X	
26	Túnel para instalación industrial		X*	X
27	Silo (paredes)	X	X*	
28	Pilote prefabricado	X	X*	
29	Pilote tipo Benoto		X	X*
30	Cimiento de maquinaria (con cargas estáticas)		X	X*
31	Cimiento de maquinaria (con cargas dinámicas)		X	X*
32	Pretensado (pretesado y postesado)	X	X*	
33	Armadura y cercha prefabricada	X	X*	
34	Arco y bóveda hormigonados en el lugar		X	X*
35	Arco y bóveda prefabricadas	X	X*	
36	Relleno y sello de cimentaciones		X	X*

Notas aclaratorias de la aplicación de las Recomendaciones:

- 1) El asterisco (*) señala la recomendación prioritaria.
- 2) Los elementos componentes señalados corresponden a elementos componentes, estructuras y objetos de obra de hormigón en masa, armado y pretensado de valores promedio de luces, puntales, cargas, soluciones técnicas constructivas, calidades de materiales, condiciones apropiadas y normales de control de la ejecución y calidad de las construcciones. Cualquier modificación notable de los parámetros señalados determinará el análisis exhaustivo por parte del proyectista del tamaño de los áridos recomendados.

Cualquier elemento componente estructural no señalado en el listado debe ser analizado casuísticamente y como recomendación utilizar la propuesta del elemento componente más semejante del listado.

- 3) La mayor producción de áridos y el mayor número de canteras corresponde a piedra triturada de roca caliza.

Anexo 8
(informativo)

ARMADURAS DE REFUERZO EN LAS ZONAS DE CAMBIO DE DIRECCIÓN EN COMPONENTES DE HORMIGÓN ARMADO
(es copia de la instrucción IP-125)

Contenido

Esta Instrucción de Proyecto fija condiciones de tipo, colocación y anclaje de las armaduras de refuerzo en las zonas de cambio de dirección en elementos componentes de hormigón armado, muy especialmente en las caras del elemento componente sometidas a una tracción y cuyos componentes en el cambio de dirección determinan una resultante que tiende a desplazar la armadura de refuerzo en el sentido del recubrimiento. Figura 1.

1 Campo de aplicación

La Instrucción de Proyecto se aplicará en donde corresponda, a todas las zonas de elementos componentes de hormigón armado con cambio de dirección; por ejemplo: losas poligonales, pórticos a dos aguas, escaleras, encuentros de paredes y fondo de canales, túneles, cisternas, tanques, encuentro entre paredes de cisternas, tanques, silos, y otros. Figura 1.1.

Figura 1

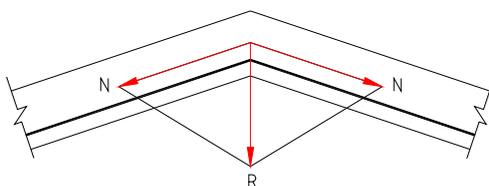
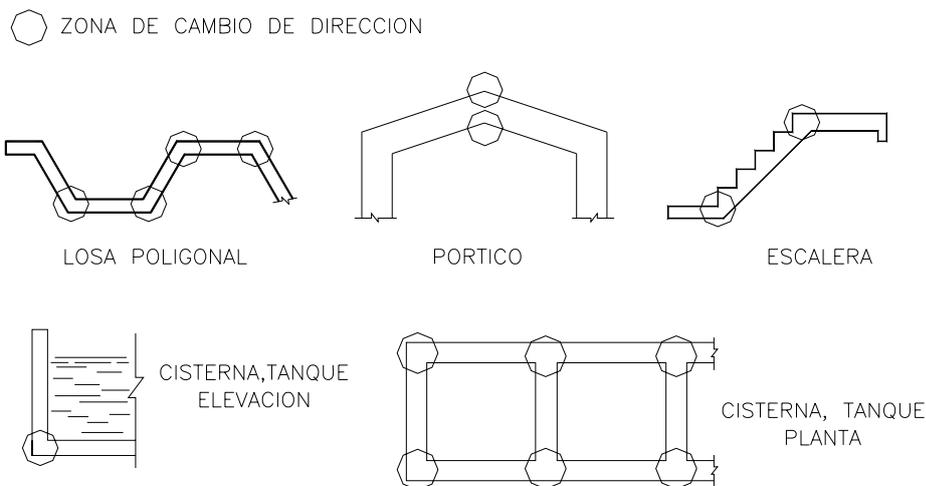


Figura 1.1



2 Instrucción de proyección de las armaduras de refuerzo

2.1 En los ángulos de piezas poligonales o con cambio de dirección en el eje principal de los elementos componentes de hormigón y, en general, en los encuentros en ángulo de dos piezas, se evitará colocar, junto a la cara interior, barras continuas de tracción dobladas según el trazado poligonal de dicho elemento componente. Por el contrario, se procurará despiezar esas barras de forma que se consiga un trazado rectilíneo con anclajes en las zonas comprimidas, terminadas o no en gancho, según determine el proyectista. Figura 2.1.

2.2 De no adoptarse la solución del despiezo de las barras recomendado en el Punto 2.1 anterior, se puede considerar la solución de disponer los cercos o estribos necesarios para contrarrestar la tendencia de la armadura continua de tracción a salirse de la pieza, en la zona de cambio de dirección, desgarrando el hormigón del recubrimiento, por la acción de la fuerza resultante, R, mostrada en la Figura 1. Debe analizarse y calcularse dicha área de estribos como tensores con la garantía de anclaje en el hormigón del elemento componente, considerando la concentración de tracción local. Figura 2.2.

2.3 Medidas análogas a las señaladas para las barras continuas de tracción se adoptarán para las barras continuas de compresión colocadas junto a paramentos exteriores.

2.4 Se recomienda siempre que sea posible en los cambios de dirección, achaflanar el ángulo, disponiendo cartabones armados con barras paralelas al paramento de cartabón y que vayan a anclarse a las caras opuestas.

Figura 2.1

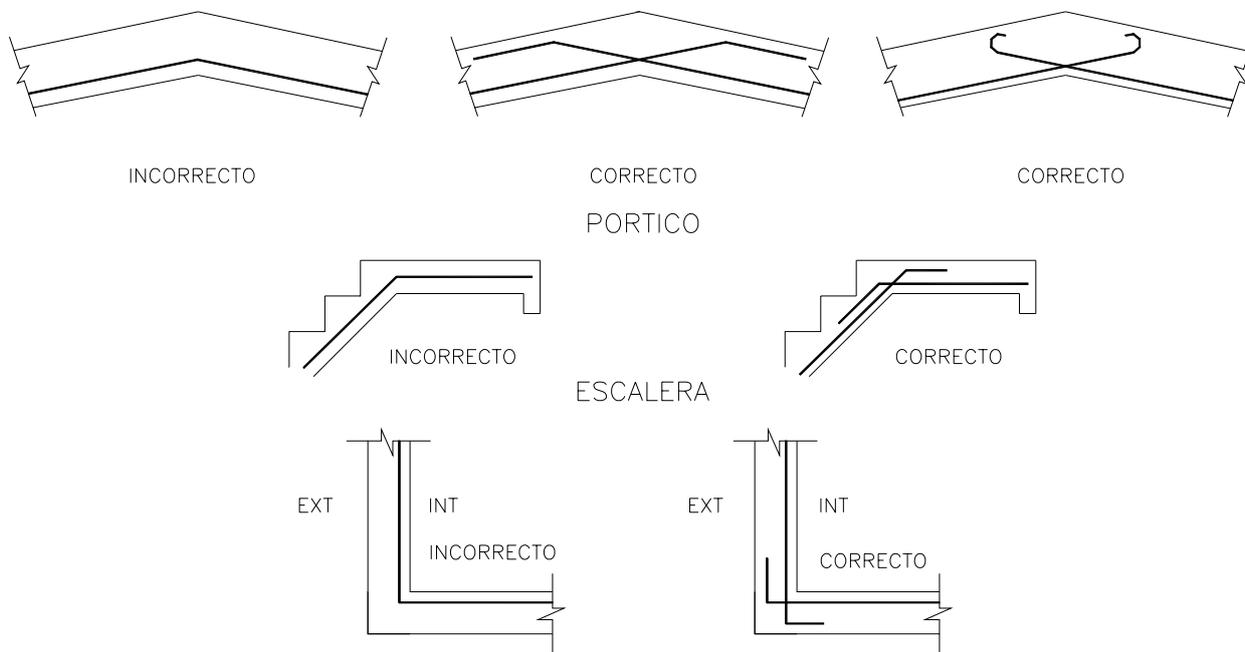


Figura 2.2

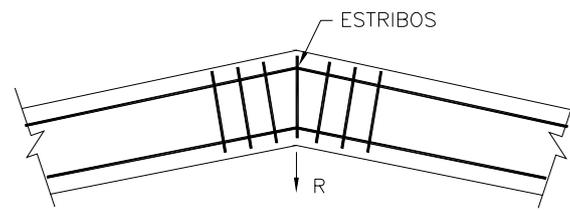
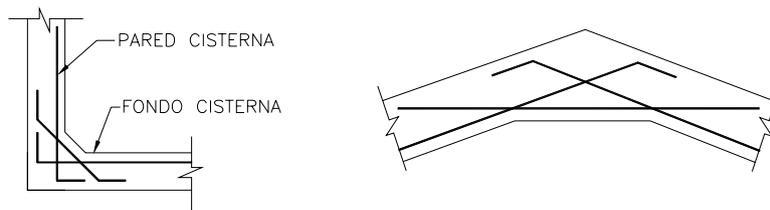


Figura 2.3



Anexo 9
(informativo)

ARMADURAS EN ESQUINAS O EN CAMBIOS DE DIRECCIÓN EN COMPONENTES DE HORMIGÓN – ANÁLISIS Y DISEÑO
(es copia de la instrucción IP-222)

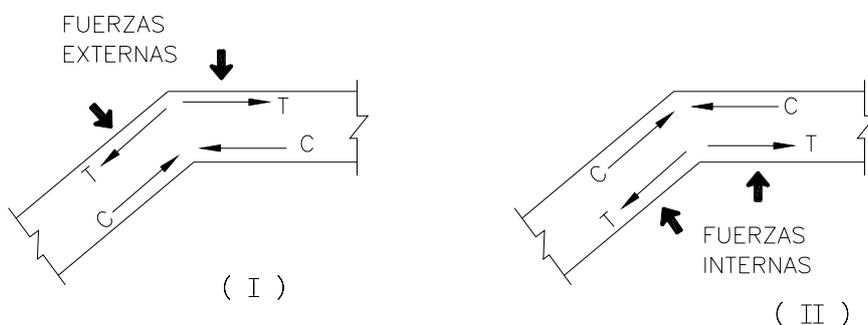
Contenido

Esta Instrucción de Proyecto señala condiciones de análisis y diseño de las armaduras de esquinas o en zonas de cambios de dirección en elementos componentes de hormigón armado, muy especialmente alerta sobre las caras del elemento componente sometidas a compresión que inducen tensiones de tracción diagonal.

Esta Instrucción de Proyecto amplía y completa la IP-125 que con el título de "Armaduras de refuerzo en las zonas de cambio de dirección en elementos componentes de hormigón armado" se refiere fundamentalmente a las caras del elemento componente sometidas a tracción y cuyas componentes en el cambio de dirección determinan una resultante que tiende a desplazar la armadura de refuerzo en el sentido del recubrimiento.

Según las fuerzas externas que actúan en los elementos componentes de hormigón u hormigón armado con cambio de dirección, se presentarán tensiones de compresión y tracción en los lados opuestos del elemento componente con cambio de dirección. Según la dirección de las fuerzas externas se revierten las tensiones en los lados del elemento componente, Figura 1, casos I y II.

Figura 1
Tensiones internas

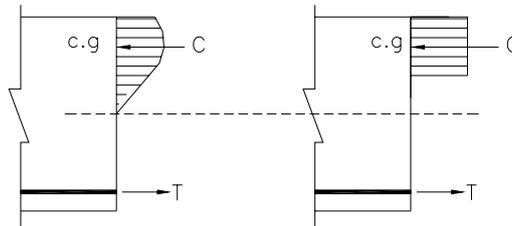


Las tensiones de compresión y tracción deben ser resistidas por los materiales resistentes existentes, con el cumplimiento de las hipótesis y teorías de cálculo y diseño conocidas.

Aceptando el supuesto de la resistencia baja del hormigón a tensiones de tracción y su no consideración en la mayoría de los cálculos, las tensiones de tracción deben ser resistidas por armaduras de acero y la dirección de su resultante la define la posición de dicha armadura.

La profundidad y características del bloque de compresión se corresponden con la sollicitación de diseño predominante: flexión, flexocompresión o flexotracción. La aplicación de su resultante corresponde realmente al centroide del volumen de compresiones. Como simplificación puede considerarse la mitad de la profundidad del bloque rectangular de compresiones si este tipo de diagrama es el que se ha adoptado, Figura 2.

Figura 2
Puntos de aplicación de las resultantes de las tensiones



El cambio de dirección de las fuerzas internas de tracción y compresión en el plano de encuentro, determina resultantes de compresión diagonal y tracción diagonal en dicho plano.

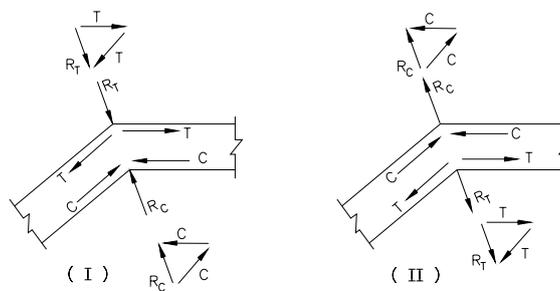
Las resultantes en el plano diagonal cuando actúan hacia el interior del elemento componente, Figura 3 (I), producen tensiones de compresión, que en el fallo pudieran provocar el aplastamiento del hormigón. Estas tensiones deben ser calculadas y resistidas. Generalmente, el dimensionamiento de estos elementos componentes determina un buen comportamiento resistente, pues el hormigón es un material que resiste bien las tensiones de compresión y en cálculo y diseños normales, la resistencia de agotamiento del hormigón a compresión es superior a otras resultantes diagonales actuantes.

Las resultantes en el plano diagonal cuando actúan hacia el exterior del elemento componente, hacia el vacío, Figura 3 (II), producen un estado tensional complejo y en muchos casos con resistencia deficiente tanto para el lado donde predominan las tensiones de tracción T, como para donde predominan las tensiones de compresión C. Vamos a señalar algunos aspectos resistentes de estas tensiones.

1 Resistencia de la R_t (caso II)

Para resistir la resultante de tracciones R_t correspondiente a la armadura continua traccionada, podemos considerar dos soluciones.

Figura 3
Resultantes de tracción y compresión diagonal



1.1 Resistir la fuerza de tracción mediante armadura adicional trabajando a tracción, Figura 4, como tensores anclados en el hormigón por anclaje adherente (a) o anclado en la parte superior en la zona de compresión (b) si la anterior solución no es suficiente, o ambas para mayor garantía.

1.2 Eliminar la continuidad de las barras con doblado, mediante la prolongación recta de las mismas dentro del elemento componente y garantizando el anclaje recto y/o con gancho preferentemente en las zonas en compresión. Figura 5. Esta solución elimina la resultante diagonal de tracción, pero presenta la dificultad constructiva y de diseño de duplicar el área requerida de acero en la sección del encuentro, y los incrementos de longitud de barras, anclajes, ganchos, y otros.

2 Resistencia de la R_c (caso II)

Como simplificación del comportamiento tensional la resultante R_c de las tensiones de compresión C , es una fuerza diagonal que debe ser calculada y resistida. Dicha fuerza determina la aparición de tensiones de tracción en el hormigón σ_b que en ausencia de armadura debe proveer la resistencia del elemento componente. Figura 6.

Figura 4
Anclaje con tensores

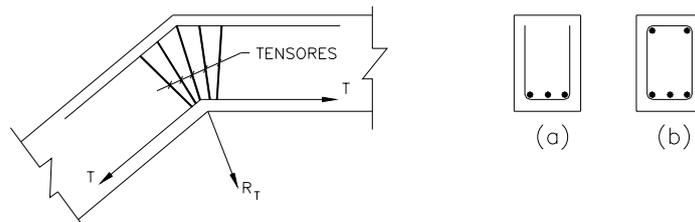
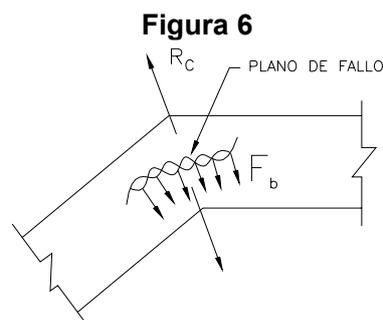
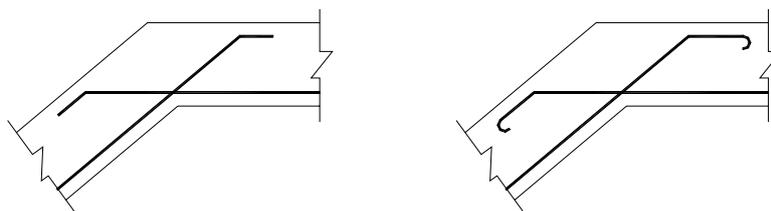


Figura 5
Anclaje por prolongación



En estado de agotamiento la resistencia debe garantizarse a partir de la formulación:

$$N^* \leq N \text{ última o agotamiento}$$

$$R_c^* \leq R_b^* \text{ área resistente}$$

La determinación del plano de fallo es compleja y puede ser supuesto como aproximación en el eje neutro de la sección diagonal. Las variaciones de la suposición anterior pueden ser tomadas con un coeficiente reductor de 0,75 que afecte el área resistente.

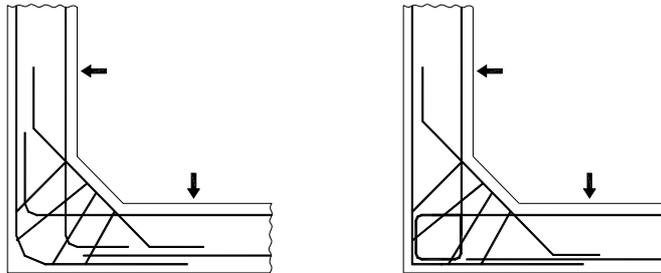
$$R_c^* \leq 0,75 R_b^* \text{ área resistente}$$

Aun cuando la expresión anterior garantiza teóricamente la resistencia, esta realmente está comprometida por la resistencia del hormigón, la calidad del hormigonado, las características del vibrado, la porosidad o compacidad del hormigón; la presencia de una oquedad del hormigón o una resistencia baja local del hormigón puede determinar una reducción notable de la resistencia calculada. Por lo anterior se recomienda la presencia de armaduras de refuerzo trabajando a tracción que garanticen la resistencia del elemento componente. Igualmente es favorable la colocación de armadura siguiendo la línea de las tensiones de compresión.

Las recomendaciones anteriores son mucho más necesarias para ángulos agudos de 90° ó cercanos a los mismos, para cargas grandes o zonas de difícil hormigonado. En la Figura 7 se representan posibles armaduras de refuerzo. Se recomienda achaflanar el ángulo y reforzar el cartabón.

Las armaduras para resistir las fuerzas de tracción debido a las tensiones de compresión y tracción deben tener un coeficiente reductor de la resistencia de cálculo del acero, por el desigual comportamiento de las tensiones de tracción en el área considerada, tal como se considera en las armaduras resistentes de tracción diagonal por cortante en vigas.

Figura 7
Armaduras de refuerzo



Anexo 10
(informativo)

ANCLAJES MÍNIMOS DE LAS BARRAS CORRUGADAS EN APOYOS EXTREMOS E INTERMEDIOS EN COMPONENTES A FLEXIÓN
(es copia de la instrucción IP- 226)

Contenido

Esta Instrucción de Proyecto reglamenta el anclaje mínimo de las barras inferiores sometidas a flexión: losas, vigas. Esta reglamentación es válida para elementos componentes fundidos in situ.

Estos anclajes mínimos garantizan el comportamiento correcto de las armaduras de losas y vigas para cumplir los estados límites de resistencia de las solicitaciones de flexión, así como las de cortante. Garantizan igualmente los estados límites de servicio.

La Instrucción especifica el anclaje de las barras en los apoyos simples extremos y los apoyos intermedios.

Estos anclajes, en la práctica cotidiana del diseño, presentan una subestimación, siendo preciso señalar que en algunos casos este descuido en el diseño ha motivado el fallo total o parcial de elementos componentes estructurales que con respecto a otras secciones del mismo estaban correctamente calculados y diseñados.

Esta reglamentación no está especificada en la Norma Cubana NC 207-2003 vigente en la actualidad.

Esta Instrucción de Proyecto actualiza parcialmente la IP-27 Anclajes de barras de elementos a flexión, de marzo de 1968 y publicada por Construcción Industrial.

1 Anclajes de barras corrugadas en apoyos simples extremos.

1.1 Losas

1.1.1 Si en la zona traccionada de la losa, teóricamente no se forman fisuras inclinadas debido a la tracción diagonal (cuando no se requiere refuerzo por cortante) se especifica un anclaje mínimo de 5 diámetros, pero se recomienda 10 diámetros, Figura 1a.

Si en la losa se requiere refuerzo a cortante el largo mínimo de anclaje será de 10 diámetros, pero se recomienda 15 diámetros, Figura 1b.

1.1.2 Se recomienda cumplimentando los valores especificados llevar el anclaje hasta el borde de la losa menos un recubrimiento de 3 cm, Figura 2.

Figura 1

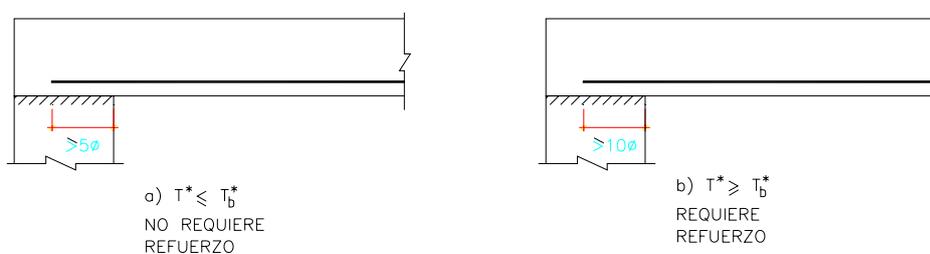
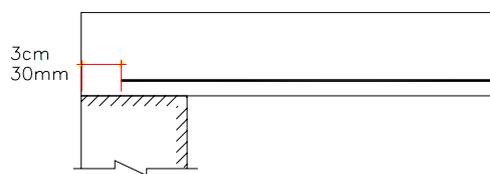


Figura 2



1.2 Vigas

1.2.1 Si no se requiere teóricamente refuerzo a cortante, las barras se anclan más allá del borde interno de apoyo, una longitud no menor de 10 diámetros, si se requiere refuerzo a cortante el anclaje mínimo será de 15 diámetros. Estas longitudes mínimas de anclajes no serán inferiores de 15 cm, Figuras 3a y 3b.

1.2.2 Se recomienda, cumpliendo los valores especificados, llevar el anclaje de todas las barras que llegan al apoyo o una porción de las mismas hasta el borde extremo de la viga menos un recubrimiento de 5 cm, Figura 4.

1.2.3 La disminución del largo mínimo de anclaje (15 ϕ ó 15 cm) indicado para vigas con requerimiento de refuerzo a cortante puede ser aceptada solamente si se proyecta un incremento de anclaje, mediante soluciones especiales que garanticen el correcto anclaje de la armadura. Con este fin pueden recomendarse algunas de estas soluciones.

- aumentando la cantidad de estribos o cercos necesarios por cálculo en un 50% en la zona adyacente al apoyo en un largo no menor del peralte efectivo de la viga h , Figura 5;
- soldando en los extremos plancha de acero, Figura 6;
- soldando barras transversales, Figura 7a;
- terminando en gancho, Figura 7b.

En estos casos el anclaje mínimo puede ser disminuido de 15 diámetros a 10 diámetros.

2 Anclajes de barras corrugadas en apoyos intermedios

2.1 Elementos componentes no continuos

Si el diseño o el proceso constructivo determina elementos componentes no continuos, el apoyo será considerado como apoyo extremo y se cumplirán los anclajes mínimos señalados en el Punto 1.

2.2 Elementos componentes continuos

2.2.1 Tanto en losas como en vigas el anclaje será el mayor de las siguientes especificaciones, Figuras 8a y 8b.

Figura 3

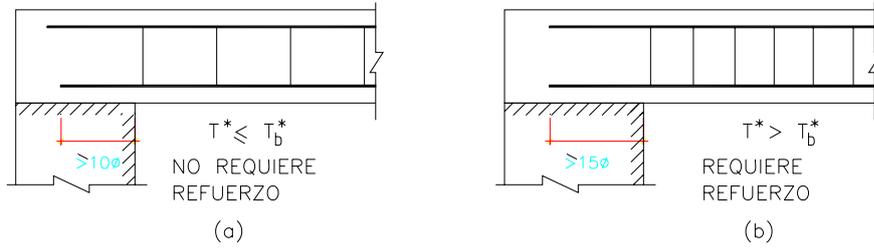


Figura 4

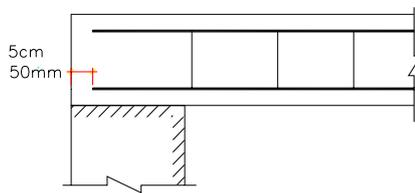


Figura 5

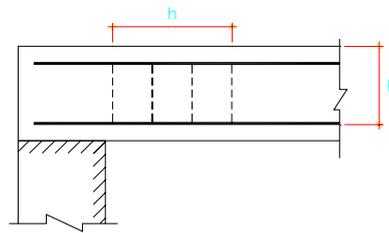


Figura 6

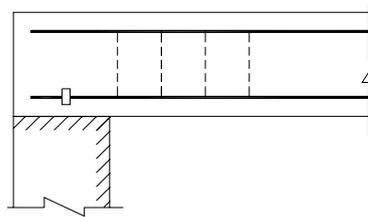


Figura 7

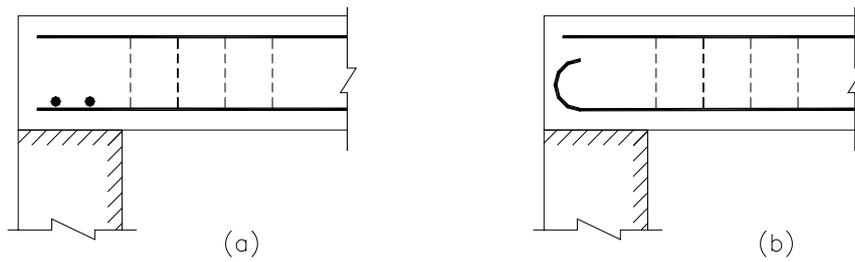
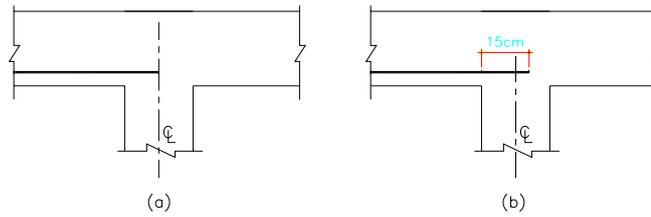


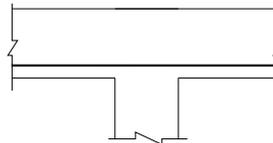
Figura 8



- hasta el centro del apoyo.
- 15 cm.

2.2.2 Se recomienda, de ser factible y racional su ejecución y colocación, emplear una parte de la armadura de forma continua sobre el apoyo. Lo anterior ofrece la posibilidad de equilibrar un momento positivo inferior accidental (asentamiento del apoyo, explosión, y otros) Figura 9.

Figura 9



3 Apoyos directos e indirectos de borde. Longitud de anclaje de armaduras de vigas

El apoyo de borde puede ser un elemento componente muy rígido, prácticamente sin desplazamiento ni giro (apoyo directo) o con cierto desplazamiento o giro (apoyo indirecto). En el primer caso la longitud de anclaje se tomará a partir de la línea de contacto interior entre la viga y el apoyo, Figuras 10a y 10b. En el segundo caso apoyo indirecto, la longitud de anclaje se tomará a partir del plano interior respecto al elemento componente de apoyo, situado a una distancia hacia dentro igual a la tercera parte del ancho del elemento componente de apoyo, Figura 10c.

4 Empotramiento parcial en apoyos simples extremos. Anclajes de barras superiores

Aún cuando el Punto 1 de esta IP está referido a las losas y vigas en apoyos simples extremos, sin ningún tipo de restricción o empotramiento, un gran número de diseños presentan empotramientos parciales que determinan tracciones en la parte superior y que para un buen diseño requiere de armadura. Podemos señalar como ejemplo, losas y vigas en vigas o tacones de borde, losas y vigas con paredes superiores, y otras.

Se recomienda que el anclaje de esta armadura superior se realice con ganchos de 180° grados para las losas y ganchos de 90° para las vigas con las dimensiones y especificaciones de la Norma Cubana. (Figuras 11a y 11b). Dichos ganchos deben cumplir los recubrimientos mínimos.

Figura 10

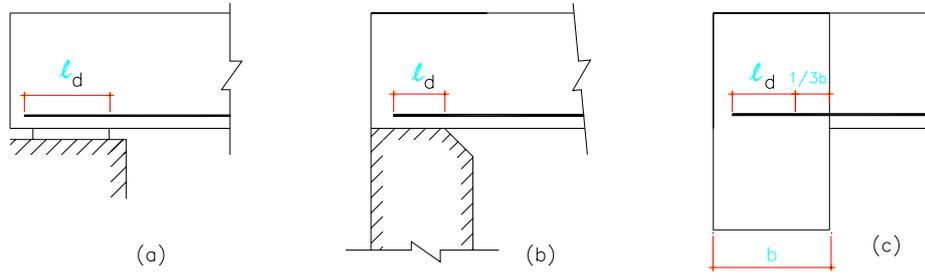
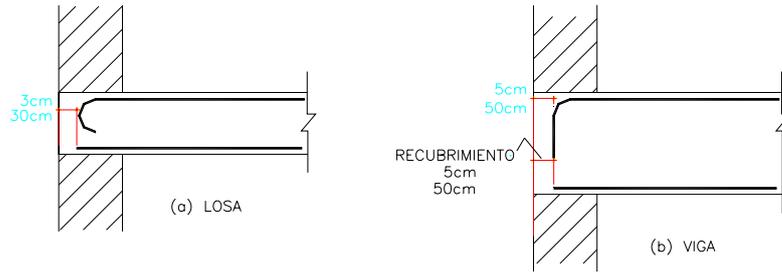


Figura 11



Anexo 11
(informativo)

ANCLAJES MÍNIMOS DE LAS BARRAS LISAS EN APOYOS EXTREMOS E INTERMEDIOS EN COMPONENTES A FLEXIÓN
(es copia de la instrucción IP- 227)

Contenido

Esta Instrucción de Proyecto reglamenta el anclaje mínimo de las barras lisas sometidas a flexión: losas y vigas. Esta regulación es válida para elementos componentes fundidos in situ y elementos componentes prefabricados.

Estos anclajes mínimos garantizan el comportamiento correcto de las armaduras de losas y vigas para cumplir los límites de resistencia de las solicitaciones de flexión, así como las de cortante. Garantizan igualmente los estados límites de servicio.

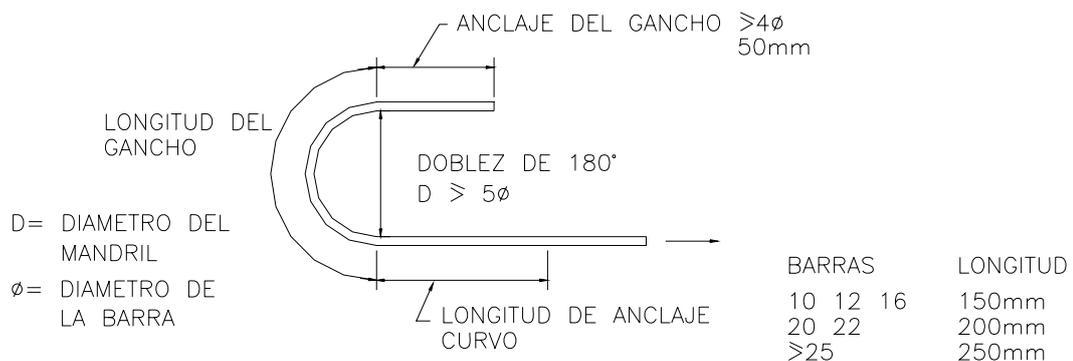
Esta reglamentación no está especificada en la Norma Cubana NC 207-2003 vigente en la actualidad.

Esta Instrucción de Proyecto complementa la IP-226 referente al anclaje de las barras corrugadas.

1 Anclaje de barras mediante ganchos en apoyos extremos

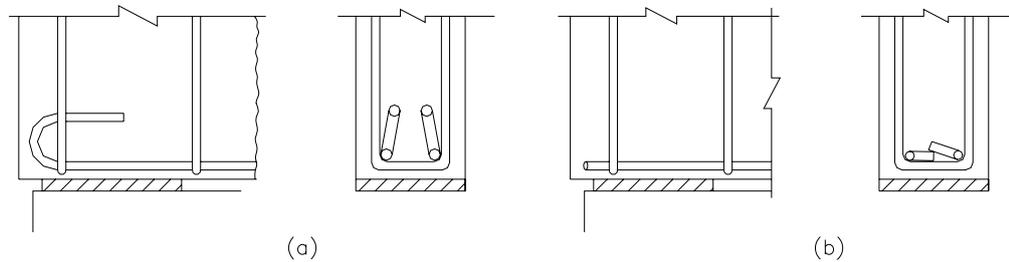
1.1 Las barras lisas al no presentar la resistencia al cortante y a compresión local del hormigón que sí determina las corrugas de las barras corrugadas, no tiene una buena adherencia y por ello no deben anclarse únicamente mediante una longitud de anclaje recta, por lo anterior la literatura técnica y la Norma Cubana NC 53-39 establecen que las barras lisas sometidas a tracción deben anclarse mediante ganchos de 180 grados. Figura 1.

Figura 1



1.2 Los ganchos no deben quedar muy cerca de las superficies laterales, porque podrían fallar al saltar el recubrimiento lateral del hormigón. Por lo anterior, los ganchos deben estar inclinados respecto del borde lateral o disponerse horizontalmente, Figuras 2a y 2b.

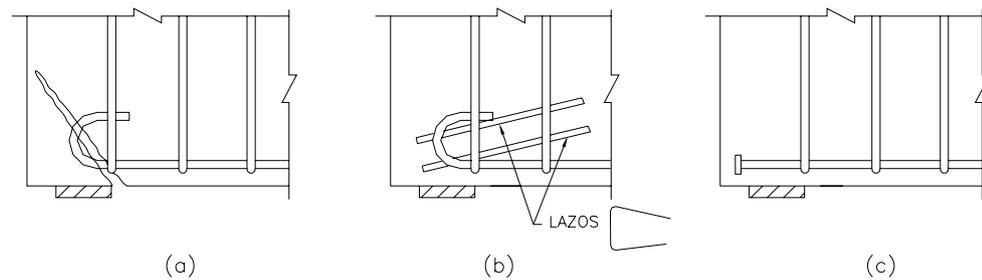
Figura 2



1.3 En los apoyos cortos, los ganchos de las barras, principalmente si son barras gruesas, son inadecuados, porque el hormigón puede romper por corte debajo de los ganchos, Figura 3a.

Nota: Este defecto y este señalamiento es también válido para barras corrugadas. La solución consiste en colocar anclajes locales constituidos por barras finas en forma de lazos o planchas de anclaje. Fig. 3b y 3c.

Figura 3



2 Anclajes en apoyos extremos sin ganchos

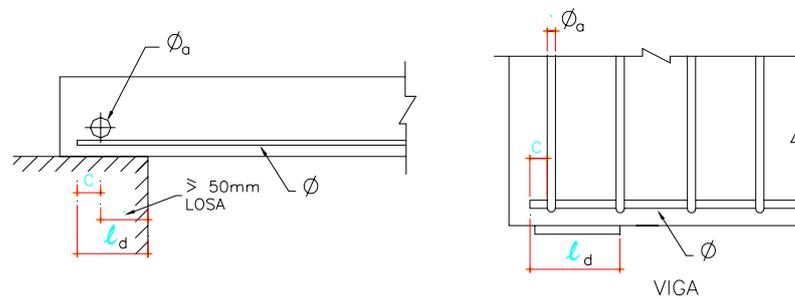
2.1 En los apoyos extremos, libres, en armaduras soldadas las barras lisas sometidas a fuerza de tracción pueden terminarse sin ganchos si se cumplen como mínimo las siguientes condiciones de anclaje.

Cuando $T^* \leq T_b^*$, el largo de anclaje mínimo debe ser de $l_d = 10 \phi$ y además, a cada barra sometida a tracción deberá soldarse no menos de una barra transversal para anclaje. Estas barras de anclaje deberán cumplir las especificaciones señaladas en la Figura 4. La barra transversal debe quedar por lo menos a 5 cm del borde de apoyo.

Cuando $T^* > T_b^*$, el largo de anclaje será no menor de $l_d = 15 \phi$ y además a cada barra sometida a tracción deberá soldarse no menos de 2 barras transversales para anclaje. El valor de ϕ_a y la distancia c deben cumplir las especificaciones señaladas en la Figura 4.

- además de las especificaciones señaladas, la Norma Cubana NC 53-39 especifica que el anclaje mediante armadura transversal soldada sólo se admite a condición de que la resistencia a cortante o cizallamiento de cada nudo soldado sea al menos igual al 30 % de la fuerza de tracción correspondiente a la resistencia característica de la barra que se ancla.

Figura 4



ESPECIFICACIONES

$$\phi_a \geq \frac{\phi}{2}$$

$$\text{PARA } 0 \leq 10\text{mm} \quad c \leq 15\text{mm}$$

$$c \leq 1,5 \phi$$

3 Anclaje de mallas electrosoldadas

En el caso de mallas electrosoldadas, las barras transversales sirven como anclaje. Para mallas de barras lisas el anclaje debe fijarse en su totalidad a las barras transversales. La proporción del esfuerzo absorbido por una barra transversal depende del desplazamiento de la barra longitudinal y con ello de la ubicación de la barra transversal dentro de la longitud de anclaje. En las condiciones de uso o servicio, este desplazamiento debe limitarse. Por ello con frecuencia, no es posible utilizar la totalidad de la capacidad portante de las barras transversales soldadas. Por todo lo expuesto es necesario utilizar los valores de anclaje especificados en la Norma.

4 Omisión de la obligatoriedad de la terminación en ganchos de las barras lisas - sin comportamiento principal de tracción por flexión

Aún cuando no está especificado como norma se recomienda:

- podrán no terminarse en gancho las barras lisas usadas como armaduras superficiales de pieles, las armaduras constructivas, y las de repartición o distribución.
- podrán no terminarse en gancho las barras lisas, de retracción y temperatura, siempre que la tensión de tracción de trabajo del acero no exceda de 1200 kg/cm^2 (120 MPa) y se realice el anclaje recto correspondiente.

Nota: Aún cuando las especificaciones de esta IP corresponden fundamentalmente al anclaje mínimo en apoyos extremos e intermedios, la mayoría de las especificaciones y recomendaciones son válidas para el anclaje de barras lisas en cualquier posición donde corresponda según el diseño y normación.

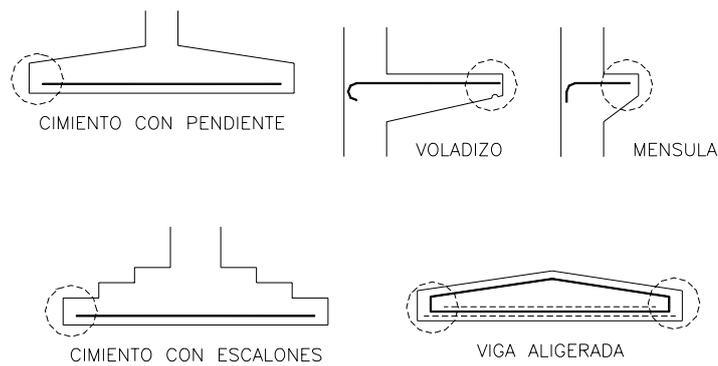
Anexo 12
(informativo)

ANCLAJE DE BARRAS EN EXTREMO LIBRE
RECOMENDACIONES Y ESPECIFICACIONES
(es copia de la instrucción IP-228)

Contenido

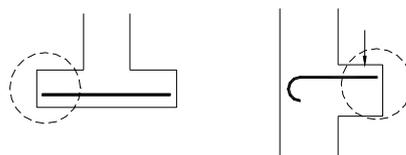
Esta Instrucción de Proyecto alerta y da especificaciones sobre la necesidad de un anclaje adecuado en el extremo de las barras trabajando a tracción con tensiones altas (no en zona de apoyo). Este estado se presenta en general en miembros de sección variable donde las armaduras para resistir tracción no son paralelas a la cara de compresión, y donde el área de armadura o la tensión del acero es bastante constante, pues aunque el momento varía (disminuye) el peralte de la sección resistente también puede disminuir en el mismo sentido. Este estado también se presenta en voladizos con cargas concentradas cerca del extremo libre. Ejemplos de estos elementos componentes son los cimientos con pendiente o escalones, las ménsulas, voladizos de sección variable; aún sin corresponder a extremos libres, un estado similar se presenta en vigas aligeradas con pendiente, Figura 1.

Figura 1



Este estado también puede presentarse aún en cimientos de peralte constante, pero de vuelo corto, y en ménsulas o voladizos con cargas altas cercanas al extremo, Figura 2.

Figura 2



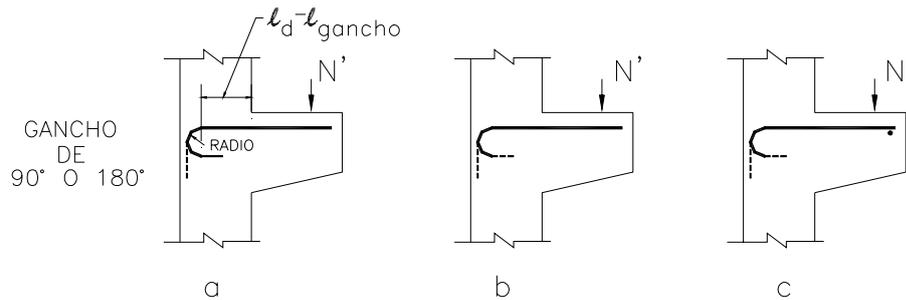
En las barras lisas el anclaje es mucho menor y debe estudiarse con más detalle su anclaje, pero preferentemente en los casos mencionados no deben usarse.

El Reglamento del ACI-318-77 en sus comentarios I2.II.6 pág. 35I presenta la ménsula de la Figura 3a y se señala que la tensión del acero si el área es constante es aproximadamente igual y cercana a F_y^* , desde la cara de apoyo de la columna hasta la zona de carga.

En este caso la adherencia, o trabajo conjunto entre el acero y el hormigón depende en gran parte del anclaje en el extremo de la barra cercana al extremo cargado de la ménsula. La longitud de anclaje de la armadura l_d puede no cumplirse, Figura 3b.

Un comité del ACI recomienda una barra transversal soldada como medio para proporcionar un anclaje efectivo o mayor en el extremo, Figura 3c.

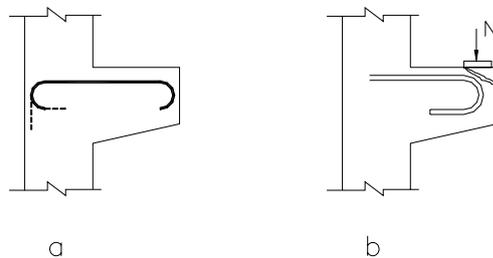
Figura 3



Pudiera pensarse en incrementar el anclaje mediante la terminación de un gancho de extremo en el plano vertical, Figura 4a.

Tanto el comentario del Reglamento del ACI, como el Prof. Fritz Leonhardt en su Tomo 3 de Estructuras de Hormigón Armado, alertan sobre el peligro de que la esquina de hormigón sin refuerzo se agriete por la proximidad de la carga, Figura 4b.

Figura 4



El Profesor Leonhardt señala que solo podrá emplearse cuando la placa de apoyo quede por detrás del comienzo de la curvatura, Figura 5a y no exista carga horizontal de gran intensidad, porque tal como se mostró en la Figura 4b el borde delantero de la ménsula puede romper por corte.

Cuando hay fuerza horizontal el Prof. Leonhardt establece las siguientes recomendaciones de longitud de anclaje, distancia de placa a barra transversal, doblado de barra, y otras, Figura 5b.

Figura 5



El Proyectista debe cumplir las especificaciones de doblado.

Para ménsulas anchas (perpendiculares al plano de la figura) y cargas que no se apliquen en la proximidad de la esquina o extremo, barras en forma de U en un plano horizontal con ganchos de extremo proporcionan resultados efectivos, Figura 6

En los cimientos de vuelo corto donde la longitud de anclaje no se alcanza, el gancho en el plano vertical de 90° ó 180° puede ser efectivo. Para vuelos grandes donde se garantiza el anclaje y para barras corrugadas, no se requiere el gancho, Figura 7.

Figura 6

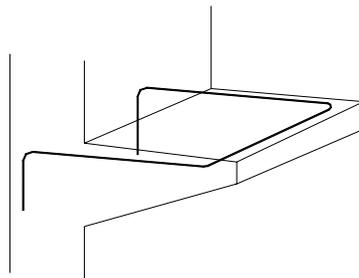
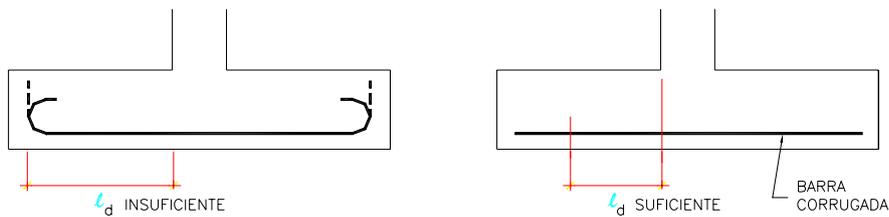


Figura 7



Anexo 13
(informativo)

ARMADURA DE REFUERZO MÍNIMA EN COMPONENTES DE HORMIGÓN ARMADO
ESPECIFICACIONES

(es copia de la instrucción IP-214A)

Contenido

Esta Instrucción de Proyecto señala las armaduras de refuerzo mínimo o las cuantías de refuerzo mínimo por elementos componentes estructurales de hormigón armado, en función de las solicitaciones actuantes normales y los estados tensionales de las armaduras.

Presenta para las solicitaciones predominantes de compresión y para la flexión, la novedad de limitar o reducir las áreas de hormigón a considerar en la determinación de las armaduras de refuerzo mínima, cuando estas áreas reales de hormigón son excesivas o sobredimensionadas (es decir superiores a las que un cálculo y diseño normal deben dar y que causas no estructurales o resistentes obligan: estéticas, arquitectónicas, apoyo de equipos o elementos componentes, otros). Estas especificaciones que reflejan una tendencia mundial reducen el área de acero requerida y limitan la incongruencia del exceso de acero en elementos con hormigón resistente por sí solo o prácticamente solo.

Se acompañan ejemplos aclaratorios, así como algunos comentarios.

1 Tracción centrada o axial

En las secciones sometidas a tracción centrada o axial, la armadura total en tracción no debe ser inferior de:

$$A_{\text{mín}} = 0,006 B_t$$

Siendo B_t = área total de hormigón.

El valor de 0,006 es un valor promedio y considera resistencias medias de hormigón y del acero.

2 Flexión

1. Armaduras resistentes en tracción

El área mínima del refuerzo de tracción debe cumplir:

$$A_{\text{mín}} = \frac{0,04 R_b \cdot b h}{R_a}$$

Para los casos que el peralte efectivo real de la sección h sea menor que h_e , siendo:

$$h_e = S \sqrt{M / b \cdot R_b}$$

Si el peralte $h \geq h_e$ el área mínima del refuerzo de tracción se calculará con el valor de h_e , es decir se debe cumplir

$$A_{\text{mín}} = \frac{0,04 R_b \cdot b h_e}{R_a}$$

En conclusión para elementos componentes rectangulares si $h < h_e$

$$A_{\text{mín}} = \frac{0,04R_b' \cdot b \cdot h}{R_a'}$$

Si $h \geq h_e$

$$A_{\text{mín}} = \frac{0,04R_b' \cdot b \cdot h_e}{R_a'}$$

Para vigas o losas de sección T, sólo se considerará el área del alma, es decir $b \cdot h$ sin considerar las alas.

Ejemplo aclaratorio:

Sea una viga rectangular

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

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$R_b' = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M^* = 20,000 \text{ Kg-m}$$

$$R_a' = 2,500 \text{ Kg/cm}^2$$

Determine el área de acero mínimo.

$$h_e = 5\sqrt{(20,000 \cdot 100) / (20 \cdot 100)}$$

$$h = 144 \text{ cm}$$

$$h_e > h$$

$$A_{\text{mín}} = \frac{0,04 \cdot 120 \cdot 20 \cdot 80}{2500}$$

$$A_{\text{mín}} = 3,07 \text{ cm}^2$$

2 Armaduras de distribución, retracción y temperatura

En elementos componentes a flexión donde se requiera este tipo de refuerzo, la armadura mínima cumplirá la expresión.

$$A_{\text{mín}} = 0,0015 \cdot b \cdot h$$

3 Flexo-compresión

Armadura en tracción (zona traccionada, flexocompresión).

$$A_{\text{mín}} = \frac{0,05R_b' \cdot b \cdot h}{R_a'}$$

Es semejante a la armadura en tracción por flexión, sin la consideración del peralte h_e

Armadura en compresión (zona más comprimida).

$$A'_{\text{mín}} = 0,05 \frac{N^*}{R_a'}$$

Si predominan ampliamente las compresiones, (compresión compuesta predominante) o para el caso límite de compresión centrada, el área mínima para toda el área, es el doble al correspondiente a la

zona comprimida, es decir, para compresión axial o centrada y compresión compuesta predominante.

$$A'_{\text{mín total}} = 0,01 \frac{N^*}{R_{a^*}}$$

La norma para este comportamiento estructural especifica:

"En elementos componentes sometidos a compresión axial que tengan una sección mayor que la requerida por cálculo, con el fin de determinar el acero mínimo se toma un área que sea capaz de tomar la sollicitación actuante, pero nunca menor que la mitad del área real".

La interpretación de esta especificación la aclararemos mediante un ejemplo.

Sea una columna que para resistir la carga axial actuante N^* requiere una sección de 30 por 30 cm, igual a 900 cm².

- por motivos arquitectónicos la columna es de 30 por 40 igual 1200 cm².

El área a considerar sería la mayor de:

Cálculo 900 cm²

1/2 del área real = 1/2 1200 600 cm²

Se utiliza 900 cm²

- por motivos arquitectónicos la columna se construye de 40 por 50 igual a 2000 cm².

Área a considerar el mayor de:

Área requerida por cálculo 900 cm²

1/2 área real = 1/2 2000 1000 cm²

Para el cálculo del área de acero mínimo se utilizará el valor de 1000 cm²

Nota:

El área de acero mínima total en función de esta área de hormigón a considerar debe ser función de una cuantía mínima. La propuesta de norma no establece expresamente este valor.

Recomendamos el valor de $W' = 0,005$

A' mínima total = $0,005 \cdot 1000$

A' mínima total = 5 cm²

Esta debe compararse con la

$A'_{\text{min total}} = 0,1 N^* / R_{a^*}$

y poner la mayor de estas dos cuantías mínimas.

4 Notación utilizada

A - Área de acero a tracción.

A' - Área de acero más comprimido a menos traccionado.

B_t- Área total de la sección de hormigón armado (sin descontar el acero).

- $R_b'^*$ - Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- R_a - Resistencia de cálculo del acero en tracción.
- $R_a'^*$ - Resistencia de cálculo del acero en compresión.
- B - Ancho del alma en viga rectangular y ancho de la losa.
- h - Peralto efectivo.
- h_e - Peralto máximo a utilizar en el cálculo del A mín en elementos componentes a flexión sobredimensionados (más peralto que el racionalmente requerido).
- M^* - Momento de cálculo.
- N'^* - Carga de cálculo en compresión.
- W' - Cuantía mínima de la armadura total en compresión.
- A mín - Área de acero mínima en tracción.
- A'mín - Área de acero mínima en compresión.
- A'min total - Área de acero mínima total en compresión.

Anexo 14
(normativo)

ARMADURA DE REFUERZO MÍNIMA EN COMPONENTES MASIVOS DE HORMIGÓN ARMADO
(es copia de la instrucción IP-57)

1 Contenido

Esta Instrucción de Proyecto fija la cantidad mínima de refuerzo en elementos componentes de hormigón de dimensiones grandes, masivos, debido a motivaciones tecnológicas, funcionales, constructivas, de proyecto u otras y que determinan un comportamiento estructural tensional de compresión con valores muy bajos o un estado tensional de tracción en una parte del elemento componente con valores inferiores a 5 Kg/cm² para las solicitaciones mayoradas.

Ejemplos:

Cimientos masivos de equipos con cargas estáticas, cimientos de estructuras con las características señaladas, losas sobre el terreno con análisis estabilizador solamente a sub-presiones freáticas u otras, muros de gravedad o semi-gravedad, bóvedas de túneles, otros.

Se excluyen de la Instrucción elementos componentes de hormigón armado a tracción directa y flexotracción.

1 Especificaciones de diseño

1.1 La cantidad de armadura de refuerzo en Kg por unidad de volumen de hormigón no será menor de la mayor de las determinadas por las siguientes especificaciones:

- 15 Kg/m³ ;
- mallas de ϕ 12 espaciadas a 25 cm de acero A-24 o G-34 (2400 Kg/ cm²) en las dos superficies correspondientes a la dirección principal de la flexión.

1.2 Los diámetros de las armaduras deben ser tan pequeños como las técnicas constructivas y las consideraciones de diseño lo permitan.

1.3 Con respecto a la posición de dichas armaduras de refuerzo las mismas deben de situarse donde las solicitaciones internas determinen tensiones de tracción por muy pequeñas que estas sean.

En ausencia de éstas debe propenderse a armaduras tipo de "malla de piel" cercanas a las superficies donde sean predominantes los esfuerzos de retracción, distribución de cargas concentradas, acción de dilataciones o contracciones térmicas, y otros cumpliendo los recubrimientos mínimos y recomendando un valor de 4 cm.

Anexo 15
(informativo)

EJECUCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO LAMINADO EN EDIFICACIÓN
TOLERANCIAS

(es copia de la instrucción **EM-IT- 120**)

5.1 Especificaciones de las tolerancias

Las tolerancias en las dimensiones, forma y peso para la ejecución y montaje de una estructura vienen expresadas en las especificaciones técnicas del Proyecto.

Cuando una tolerancia no venga expresamente definida en el Proyecto, su valor será el establecido en los artículos 5.3 a 5.6.

5.2 Comprobación de las dimensiones

La medición de las longitudes se efectuará con regla o cinta metálica, de exactitud no menor de 0,1 mm en cada metro y no menor de 0,1 mm por 1000 en longitudes mayores.

La medición de las flechas de las barras se efectuará materializando, con un alambre tensado, una línea recta que pase por puntos correspondientes de las secciones extremas.

5.3 Tolerancias en los perfiles y chapas

Las tolerancias dimensionales y en peso para la recepción de los perfiles y chapas son las establecidas en las normas soviéticas, en el caso de que los mencionados sean producidos por este país. En el caso de otros países socialistas suministradores o de países capitalistas se exigirán las tolerancias dimensionales y en peso establecidas por los productores y se analizará su aprobación cumplimentando el punto 2.1 de estas Bases de Diseño.

5.4 Elementos Componentes realizados en el taller

Todo elemento componente estructural: columna, viga, cercha, y otros, fabricado en taller y enviado a obra para su montaje, cumplirá las tolerancias siguientes:

5.4.1 Tolerancia en la longitud

La tolerancia en la longitud del elemento componente estructural será la definida en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1

Tolerancias dimensionales	
Longitud mm	Tolerancia. mm
Hasta 1000	± 2
De 1001 a 3000	± 3
De 3001 a 6000	± 4
De 6001 a 10000	± 5
De 10001 a 15000	± 6
De 15001 a 25000	± 8
25001 ó mayor	± 10

5.4.2 Tolerancia en la forma

La tolerancia en la flecha de todo elemento componente estructural recto, de longitud L, será el menor de los dos valores siguientes:

$$\frac{L}{1500} \text{ ó } 10 \text{ mm}$$

En los elementos componentes compuestos de varias barras, como cerchas, vigas de celosías, y otras, la tolerancia se refiere a cada barra, siendo L su longitud entre nudos y a los conjuntos de barras, siendo L la longitud entre nudos extremos.

5.5 Conjuntos montados en obra

Todo conjunto de elementos componentes estructurales montado en obra cumplirá las tolerancias siguientes:

5.5.1 Tolerancias dimensionales

La tolerancia de las dimensiones fundamentales del conjunto montado será la suma de las tolerancias de los elementos componentes estructurales, según el Punto 5.4, sin sobrepasar ± 15 mm.

5.5.2 Desplomes

La tolerancia en el desplome de una columna de una estructura medido horizontalmente entre los plomos de dos pisos cualesquiera, siendo h la diferencia de altura entre ellos, será el menor de los dos valores siguientes:

$$\frac{h}{1000} \text{ ó } 25 \text{ mm}$$

La tolerancia en el desplome de una viga de canto d, medido en las secciones de apoyo, será:

$$\text{viga en general: } \frac{d}{250}$$

vigas de puente - grúa: $\frac{d}{500}$

5.6 Uniones

En las uniones se admitirán las tolerancias siguientes:

5.6.1 Agujeros para roblones y tornillos

Las tolerancias en agujeros destinados a roblones, tornillos ordinarios, tornillos calibrados y tornillos de alta resistencia, cualquiera que sea el método de perforación, serán las de la Tabla 5.2.

Tabla 5.2

Tolerancia de los agujeros			
Diámetro del agujero mm	Tolerancia		
	Separaciones y alineaciones mm	Diámetro para tornillos calibrados mm	Diámetro para roblones y otros tornillos mm
11	± 1,0		
13, 15, 17	± 1,5	- 0,00	
19, 21, 23	± 2,0	+ 0,15	± 1
25, 28	± 3,0		

5.6.2 Soldaduras

Las tolerancias en las dimensiones de los biselados de la preparación de bornes y en la garganta y longitud de las soldaduras serán las de la Tabla 5.3.

Tabla 5.3

Tolerancia en las soldaduras	
Dimensión en mm	Tolerancia mm
Hasta 15	± 0,5
De 16 a 50	± 1,0
De 51 a 150	± 2,0
151 o mayor	± 3,0

Anexo 16
(informativo)

REFUERZO DE MUROS CON PILARES INTEGRADOS DE HORMIGÓN ARMADO
(es copia de la instrucción IT- 337)

La resistencia de un muro a cargas verticales puede ser aumentada si se intercalan en su longitud, pilares de hormigón armado. La separación de estos pilares dependerá del incremento de resistencia que se desea obtener.

Para que estos pilares sean efectivos es necesario que se hormigonen directamente contra las secciones del muro con las que estará en contacto y que estas zonas se dejen endentadas en hiladas alternas, siendo la profundidad de este endentado al menos igual a la cuarta parte de la dimensión a soga del bloque o ladrillo.

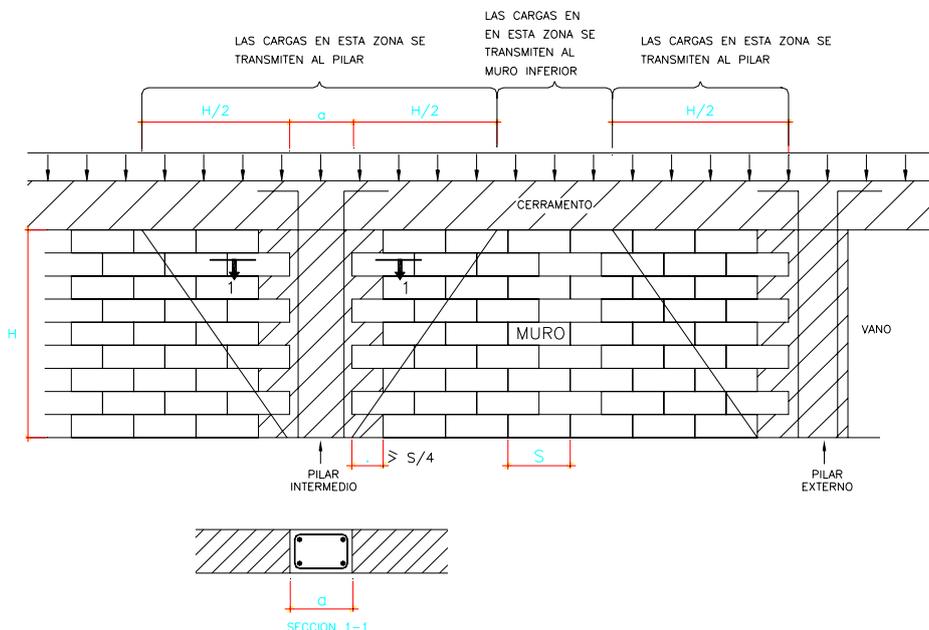
Las cargas que actúan en el coronamiento del muro y que caigan en la zona situada a menos de H/2 de la cara del pilar se considera que son resistidas por éste, siendo H la altura del muro.

El resto de las cargas deben ser resistidas por éste (Ver Figura 1).

Cuando el muro soporta varios pisos, las cargas que recibe el pilar de un piso superior se transmiten directamente al pilar inmediatamente debajo sin afectar al muro.

En la cimentación del muro se tendrán en cuenta las concentraciones de cargas que producen los pilares en la misma.

Figura 1



Anexo 17
(informativo)

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SOBRE VIGAS SOPORTE DE MUROS DE FÁBRICA O DE CARGA
(es copia de la instrucción IT-347)

Contenido

Esta Instrucción de Proyecto presenta una información para la determinación de la distribución de las cargas de los muros de fábrica o de carga sobre las vigas soporte o zapatas que se apoyen sobre bases aisladas (pedestales, cimientos, etc.). Esta condición puede presentarse cuando la cota de cimentación o del terreno resistente se encuentra muy por debajo de la cota del piso, lo que determinaría una zapata o cimiento corrido con un peralte muy alto, lo que motiva exceso de hormigón, excavación, encofrado, etc.

Esta información ha sido obtenida del manual para proyectos de estructuras de mampostería y mampostería armada de P.F. Vajnenko.

Nota: No se considera que la viga se apoye de forma continua en el suelo, pues puede estar construida sobre relleno poco resistente o ser prefabricada.

1 Datos Requeridos

La distribución de las cargas se concentra sobre los apoyos y es de gran incidencia en la forma de distribución y en la magnitud de la misma el largo de dicho apoyo.

En la determinación de la distribución de las cargas se requiere del conocimiento de los siguientes datos:

$a =$ largo del apoyo

$I_v =$ Inercia de la viga soporte del muro

$b =$ espesor del muro

$E'_b =$ módulo de deformación del hormigón de la viga soporte del muro. Utilizar el valor correspondiente a cargas de larga duración o mantenida con el tiempo tal como se presenta en los muros de carga o fábrica.

$E_f =$ $0,5 E_o$ (módulo elástico del muro de fábrica o carga). El valor de E_o se determina de la Norma NC-53-115-1984- Obras de Fábrica o Norma vigente.

El valor de $E_f = 0,5 E_o$ corresponde para los cálculos realizados en el límite de la capacidad resistente y es distinto según la clase de la obra de fábrica y del tipo del mortero.

$N^* =$ Reacción de cálculo o mayorada del apoyo.

De forma aproximada o simplificada se puede calcular por el peso mayorado tributario de los muros sobre el apoyo, incluyendo la carga mayorada de los elementos componentes horizontales que cargan sobre estos muros de fábrica o carga.

2 Determinación de las longitudes y formas de la distribución de las cargas. Presión máxima ejercida por el muro sobre la viga.

2.1 Apoyo extremo de viga simple. Isostática o apoyo extremo de viga continua. Distribución triangular si $a \leq S$. Figuras 2.1 a) b) c)

$$L = a + s$$

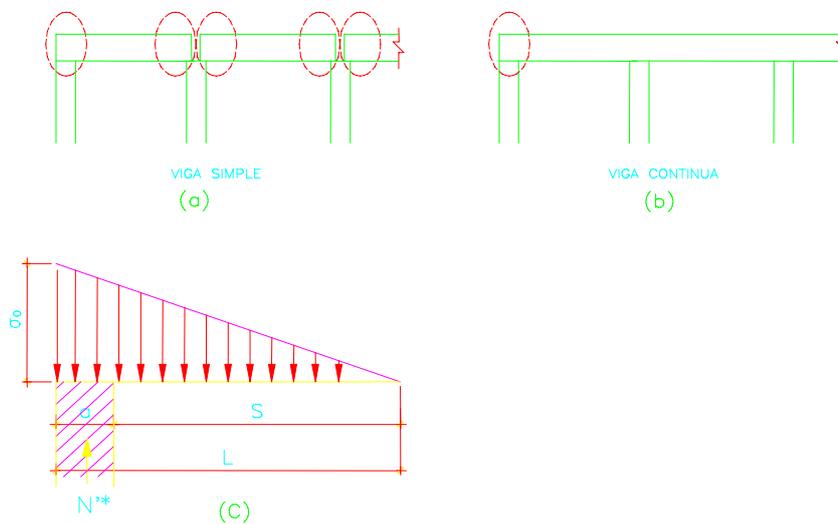
$$B = 0,85 E' b . I v$$

$$H_o = 2,3 \sqrt{\frac{B}{E_r . h}}$$

$$S = 0,9 H_o$$

$$\sigma_o = \frac{2N^*}{L . h}$$

Figura 2.1



2.2 Apoyo intermedio de viga continua. Distribución triangular si a **¡Error! Marcador no definido.** 2 S. Figura. 2.2 a) b)

$$L = a + 2s$$

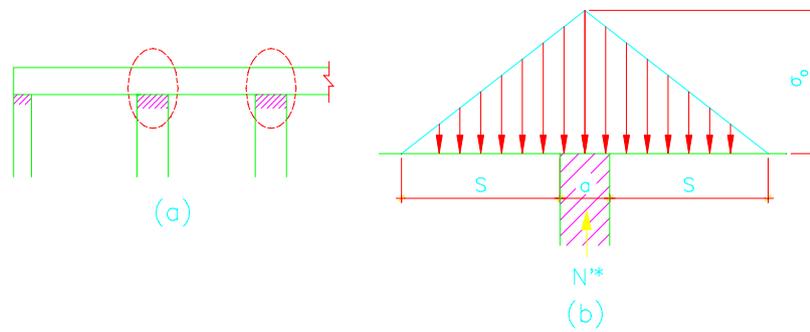
$$B = 0,85 E' b . I v$$

$$H_o = 2,3 \sqrt{\frac{B}{E_r . h}}$$

$$S = 1,57 H_o$$

$$\sigma_o = \frac{2N^*}{(a + 2S)h}$$

Figura 2.2



2.3 Apoyo intermedio de viga continua. Distribución trapezoidal si $2S \leq a \leq 3S$. Figura 2.3 a) b)

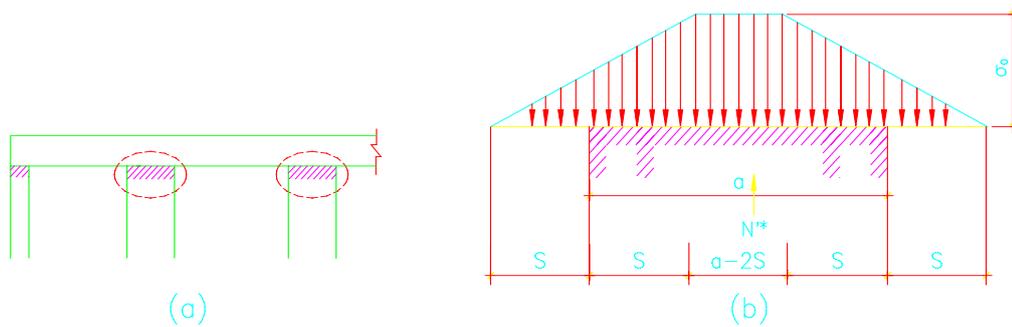
$$B = 0,85 E' b \cdot I v$$

$$H_o = 2,3 \sqrt{\frac{B}{E_f \cdot h}}$$

$$S = 1,57 H_o$$

$$\sigma_o = \frac{N^*}{a \cdot h}$$

Figura 2.3



2.4 Apoyo intermedio de viga continua. Distribución de trapecios separados. Si $a > 3S$. Figura 2.4 a) b)

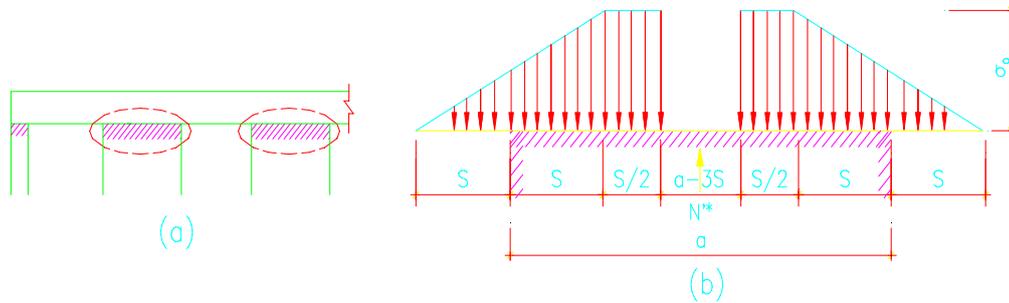
$$B = 0,85 E' b \cdot I v$$

$$H_o = 2,3 \sqrt{\frac{B}{E_f \cdot h}}$$

$$S = 1,57 H_o$$

$$\sigma_o = \frac{N^*}{3S.h}$$

Figura 2.4



2.5 Comprobación de resistencia

En todos los casos señalados el valor de σ_o obtenido debe ser inferior al valor de σ resistente o de cálculo, R^* , del material del muro de carga o de fábrica, que se determina según la Norma Cubana NC 53-115, o propuesta de Norma vigente.

Anexo 18
(informativo)

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DE MUROS ANTE CARGAS LATERALES
(es copia de la instrucción IT- 339)

Contenido

Esta Información Técnica presenta un cálculo aproximado de la rigidez de los muros de ladrillos, bloques de hormigón, etc. sometidos a cargas laterales horizontales. Además fija las especificaciones de determinación del ancho del muro transversal que colabora en dicha rigidez.

1 Rigidez de los muros ante cargas laterales

La rigidez de los muros ante cargas laterales puede calcularse de forma aproximada por la expresión:

$$K = \frac{1}{\frac{H^3}{12EI} + \frac{1,2H}{A_oG}}$$

Donde:

H = Altura del muro que se tomará en cada piso como la altura de los vanos o aberturas a cada lado del tramo de muro y si no existen vanos se tomará como el puntal libre del piso. Figura 1.

E = Módulo de elasticidad del muro.

G = Módulo de deformación en cortante.

A_o= Área de la sección transversal del muro, sin contar las alas en los casos de muros en forma de T, L, U, doble T.

I = Momento de inercia de la sección del muro teniendo en cuenta su sección efectiva total.

En caso de muros construidos con piezas huecas, A_o e I se calcularán utilizando la sección bruta del muro.

2 Sección efectiva de muros

La sección efectiva de muros en forma de T, U, doble T, L, se considerará formada por el muro contenido en el plano de la carga horizontal más una porción de los muros transversales que están debidamente unidos a él. La longitud B_e de muro transversal a considerar será la menor que resulte de:

Para muros de forma T, U, doble T:

1. $12b + b_o$

2. $b_o + \frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}$

3. $H/3$ Siendo H la altura del muro medida desde su cimentación hasta el nivel que se analiza.

Para muros en forma de L,

$6b + bo$

$H/3$

En todos los casos el valor de Be no excederá del largo real del muro transversal sin superposición, es decir:

Be longitud real del muro transversal.

Las especificaciones anteriores están señaladas en la Figuras 1 y 2.

Figura 1

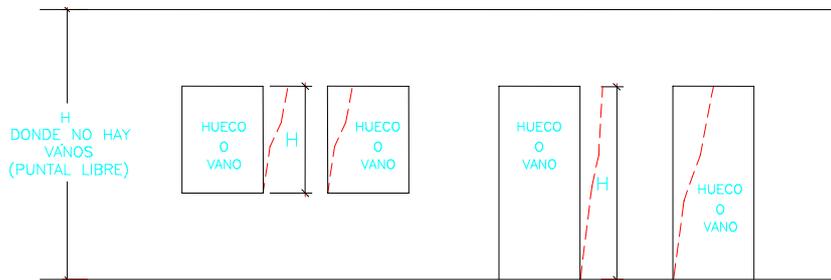
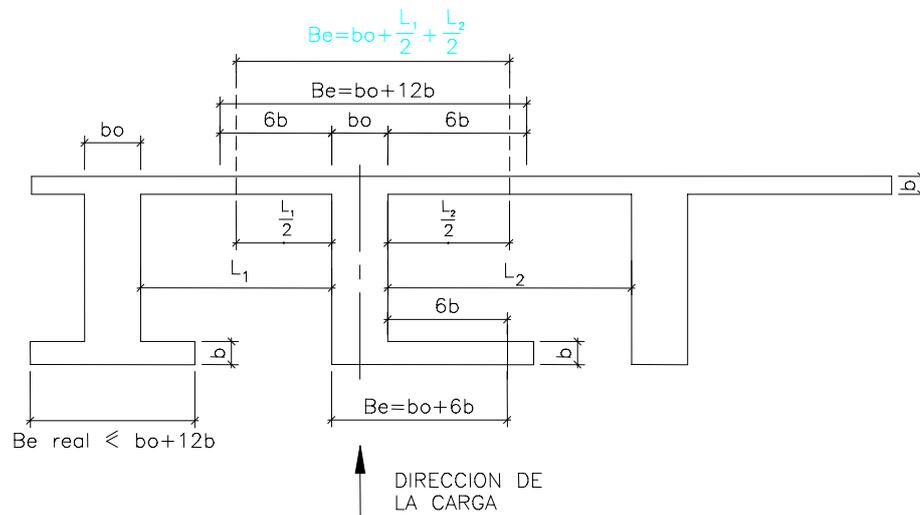


Figura 2



Anexo 19
(informativo)

INFORMACIÓN SOBRE MÁQUINAS PERFORADORAS BENOTO
(es copia de la instrucción IT- 355)

Marca	Benotto.
Modelo	Súper EDF-55.
Diámetro	67 cm, 97 cm, 120 cm.
Longitud máxima	30 m (puede llegar a 45 m, pero la práctica ha demostrado que a mas de 30 m aumenta el riesgo de rotura de tubos, pérdida de material y otras).
Inclinación máxima	Puede trabajar con una inclinación de 6 a 12 grados, previa aprobación de la Empresa Operadora de los equipos.

Anexo 20
(normativo)

SELLOS DE CIMENTACIONES
ESPECIFICACIONES DE USO Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MISMOS
(es copia de la instrucción IP-224)

Contenido

Esta Instrucción de Proyecto instrumenta el uso y especificaciones de las losas de limpieza o rellenos técnicos de hormigón, generalmente llamados sellos. El uso de los sellos se recomienda para cimentaciones con determinadas características de manto freático, tipos de suelos, y específicos sistemas constructivos.

1 Uso de los sellos

Se permitirá el análisis del uso de los sellos en las cimentaciones únicamente en las condiciones siguientes.

1.1 Nivel superior del manto freático por encima de 500 mm = 50 cm por debajo de la cota de cimentación. Figura 1.

1.2 Sistemas constructivos típicos que lo especifiquen, por sus características de apoyo; ejemplo Vaso Girón con cuatro patas de apoyo.

1.3 Suelos muy degradables, de rápida intemperización, definidos por investigación de suelos o experiencia reconocida y donde la organización de la obra y las características constructivas, determinen por el cronograma ejecutivo un período de tiempo largo capaz de alterar y degradar el suelo de excavación.

1.4 Suelos cohesivos, impermeables y que pueden ser afectados por el régimen de lluvias local si se conoce que el cronograma de las excavaciones y cimentaciones se produzca en dicho período.

2 Prohibición del uso de los sellos

No se proyectarán sellos de cimentación (losas de limpieza o rellenos técnicos de hormigón), excepto en los casos señalados en el Punto 1.1 anterior.

3 Características de los sellos

Donde se proyecten sellos se cumplirán las siguientes especificaciones.

3.1 Marca del hormigón

Para los sellos de edificaciones se especifican las resistencias características de 50 kgf/cm² (5 MPa) y de 75 kgf/cm² (7.5 MPa).

3.2 Tamaño de los áridos

Se recomienda áridos gruesos mayores de 19 mm, preferentemente de 20 a 38 mm para espesores de sellos hasta 100 mm.

3.3 Consistencia del hormigón (NC 53-99)

La consistencia será fluida (F) con un asentamiento de 120 a 180 mm en el cono de Abrams.

3.4 Espesor de los sellos

Los sellos no excederán de los 100 mm con una tolerancia de más o menos 20 mm.

4 Materiales sustitutivos de los sellos de hormigón

En base de los materiales existentes en la zona de construcción y las técnicas constructivas, el proyectista puede sustituir el sello de hormigón en masa con las especificaciones señaladas en el acápite 3 por otros materiales sustitutivos equivalentes, tales como:

- suelo-cemento;
- arena compactada y confinada.

El proyecto debe definir el espesor de las capas, las características del material, la compactación requerida y otros.

5 Detalle de cimentación con sello

En la Figura 2 se representa un detalle de cimiento con sello con las especificaciones señaladas y que deben ser mostradas en los planos ejecutivos de cimentaciones.

6 Cimentaciones sin uso de sello

Construcciones de las excavaciones, recubrimientos, tacos

En estas cimentaciones las excavaciones se harán con máquinas o a mano, pero en el primer caso, el perfilado y la obtención de las dimensiones y terminado del fondo se harán a mano (el hombre con equipo manual). Lo anterior determina la necesidad de un mayor recubrimiento de la armadura (NC 250:2005) usando tacos de hormigón de las dimensiones requeridas para el diseño.

El recubrimiento mínimo que establece la NC es de 7 cm.

7 Detalle de cimentación sin sello

En la Figura 3 se representa un detalle de cimiento sin sello, con las especificaciones que deben ser mostradas en los planos ejecutivos de cimentaciones.

Figura 1
Nivel del manto freático que permite analizar el uso del sello

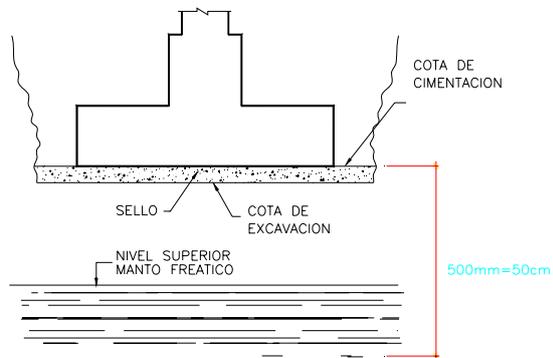


Figura 2
Detalle de cimiento sin sello

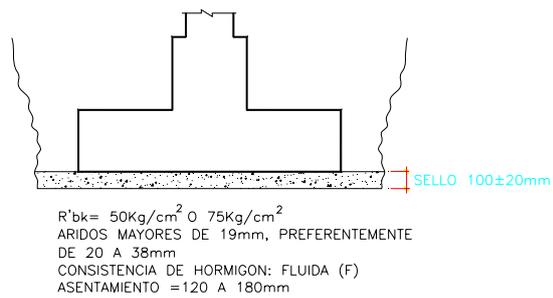
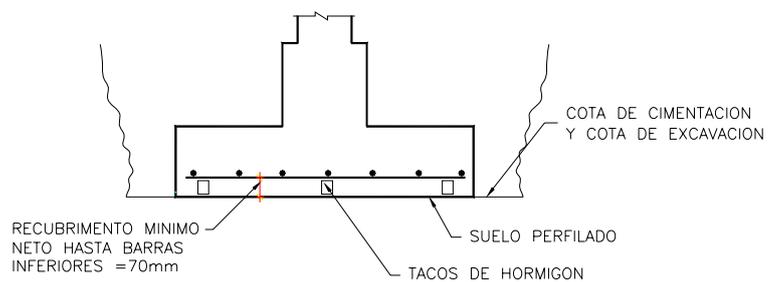


Figura 3
Detalle de cimiento sin sello



Anexo 21
(normativo)

HORMIGÓN CICLÓPEO
ESPECIFICACIONES DE USO Y DISEÑO
(es copia de la instrucción IP-250)

Contenido

Esta Instrucción de Proyecto presenta especificaciones de proyección del hormigón ciclópeo, definiciones y características de los elementos componentes de hormigón que lo requieren, así como señalamiento de los recubrimientos, separación de piedras, resistencia característica del hormigón y alcance de la documentación.

1 Definición

Como una definición general, nombraremos hormigón ciclópeo a las construcciones masivas de hormigón con el vaciado a mano en ellas de piedras aisladas de un diámetro mayor de 150 mm.

2 Características de las piedras

Las piedras para formar un hormigón ciclópeo, deben tener las siguientes características.

- 2.1 Las piedras aisladas ciclópeas tendrán un diámetro mayor de 150 mm.
- 2.2 Aún cuando las piedras pueden no ser redondas, las formas alargadas se permitirán, pero sin exceder las dimensiones de la misma de 2.5 a 1.
- 2.3 Las piedras ciclópeas no deben tener grietas, fracturas ni oquedades.
- 2.4 El material de las piedras debe ser homogéneo.
- 2.5 La resistencia de la piedra vertida no debe ser inferior a la del árido de la mezcla de hormigón.
- 2.6 El tamaño de las piedras aisladas, no debe exceder de un tercio de la dimensión mínima del cemento.

3 Dimensiones de los elementos componentes contruidos con hormigón ciclópeo

3.1 El hormigón ciclópeo sólo se usará en construcciones masivas: cimentaciones, rellenos de hormigón ciclópeo, presas, canales, bases de equipos y maquinarias con carga estática, de grandes dimensiones, y otras.

3.2 En base del Punto 2.6, la dimensión mínima, del elemento componente será de 450 mm.

4 Recubrimientos y separación de las piedras.

- 4.1 Las piedras deben distar del encofrado no menos de 50 mm.
- 4.2 Las distancias entre las piedras colocadas deben permitir la aplicación de vibradores y por lo tanto no serán menores de 150 mm.

5 Resistencia característica máxima del hormigón ciclópeo

5.1 La resistencia característica máxima del hormigón ciclópeo será de 150 Kg/ cm².

5.2 La resistencia característica será determinada por probetas de tamaño especial.

6 Alcance de la documentación.

6.1 Los señalamientos de los Puntos 2.1, 2.2, 2.3, 4.1 y 4.2 de esta Instrucción de Proyecto, así como la resistencia característica del hormigón especificada, deberán aparecer en los planos.

6.2 El proyecto se acompañará de unas especificaciones de las piedras y de la técnica constructiva correspondiente.

7 Porcentaje de volumen de piedras

El porcentaje de volumen de piedras no excederá del 30 % del volumen total del hormigón ciclópeo. Este porcentaje será señalado en los planos.

Anexo 22
(informativo)

ZAPATAS Y VIGAS DE ASENTAMIENTO
(es copia de la instrucción IP-2B)

1 Contenido y definición

Esta Instrucción fija especificaciones para la uniformación del análisis, proyección y construcción de las zapatas y vigas de asentamiento.

Llamaremos zapata o viga de asentamiento, según el caso, a la viga que va de columna a columna a nivel de cimientos o de piso, y su función es la siguiente:

- llevar peso de paredes y/o contener rellenos de piso, en cuyo caso la llamaremos zapata.
- formar parte integral de la cimentación, sirviendo para resistir esfuerzos por asentamientos diferenciales y/o para llevar platos corridos en cuyo caso es una viga de cimentación y la llamaremos "viga de asentamiento" o "viga flotante" según el caso.
- otra posible función de las zapatas: unión de las cimentaciones para resistir acciones horizontales tales como las acciones de sismos. La mencionada función no forma parte de esta IP. Instrucción.

2 Análisis

2.1 Se distinguirá cual es la función de una viga de subestructura, para que su cálculo corresponda a la interpretación del hecho físico que está ocurriendo.

2.2 Las zapatas serán proyectadas preferentemente como vigas continuas, luces centro a centro de columnas y cargas triangulares de paredes con ángulos de 45°, en el supuesto de indeformabilidad de las columnas.

No obstante el proyectista evaluará la amplitud del enunciado anterior, analizando los límites prácticos de aplicación, por consideraciones tecnológicas de montaje, de diseño arquitectónico y otros. Por estos conceptos en zapatas prefabricadas predominan las zapatas sin continuidad.

2.3 Se cuidará de que los asentamientos probables de columnas principales no impongan flexiones no previstas a las zapatas, y vigas de asentamiento.

2.4 Si las zapatas se funden directamente sobre terreno rocoso con alta resistencia, no se considerarán esfuerzos de flexión, ni cargas sobre las columnas.

2.5 No se proyectarán zapatas cuya longitud exceda de 8,00 m. En dicho caso se proveerán cimentaciones aisladas intermedias.

Las mencionadas zapatas, se proyectarán según lo señalado en el Punto 2.2 anterior y los cimientos aislados intermedios se construirán en terreno firme, preferentemente al mismo nivel que las restantes cimentaciones de la estructura y con la carga correspondiente a toda el área tributaria de la pared.

3 Proyección

3.1 Para el cálculo de vigas de asentamiento y vigas flotantes se recomienda el método de la viga flotante y el método Simplificado aproximado publicado en la Revista del Colegio de Ingenieros Civiles de Cuba de fecha marzo del 1963 o la información técnica IT-11.

3.2 Generalmente no se proyectarán zapatas con hormigón de marca inferior a 175 kg/cm^2 . Las marcas de hormigón de las vigas de asentamiento se ajustarán al diseño. Se cumplirán los requisitos de la NC 250:2005.

3.3 Las cuantías mínimas de la armadura de tracción, debido a flexión serán del 0,2%. El refuerzo principal no tendrá un diámetro inferior a 12 mm.

3.4 Los estribos serán siempre cerrados y su diámetro no será inferior a 6 mm.

3.5 Si las zapatas o vigas de asentamiento, contienen una altura apreciable de relleno de piso (más de 1 metro), y el piso es de hormigón, estas podrán anclarse en el mismo.

3.6 En la proyección y en los planos correspondientes se investigarán o situarán todos los pases, conductos o canales que cortan, interfieren o afectan el esquema de análisis original de las zapatas o vigas de asentamiento, determinando la alteración y la solución correspondiente.

3.7 Para zapatas y columnas fundidas en el lugar, el proyectista indicará en sus planos la prohibición de fundir las zapatas, previa a la columna, formando en la zona de columnas, una etapa de construcción, con junta, y probable disminución de resistencia de la columna. La nota será la siguiente "Fundir zapatas después de fundir las columnas".

3.8 Se indicarán los pases en las columnas prefabricadas o las barras ancladas en las columnas fundidas en el lugar para obtener la continuidad señalada en el Punto 2.2.

3.9 Debe estudiarse con cuidado la solución de unión de vigas de asentamiento con la cimentación, sobre todo si la misma es prefabricada o del tipo de vaso.

3.10 Para objetos de obra de importancia menor, con solicitaciones de muros de carga apilastrados o no, y para niveles de los terrenos de la resistencia especificada a cierta profundidad, o suelos de rellenos; el proyectista evaluará la cimentación corrida constituida por zapatas fundidas sobre cimientos corridos de hormigón ciclópeo. IP-250.

La zapata será diseñada entonces por motivaciones funcionales y constructivas con refuerzo mínimo.

4 Recomendaciones y valores límites

4.1 Las dimensiones mínimas serán de:

- ancho zapatas - 150 mm;
- ancho vigas asentamiento - 250 mm;
- altura de zapatas - 300 mm;
- altura de vigas de asentamiento - la que requiera el cálculo o el diseño.

4.2 El recubrimiento mínimo será de: 30 mm.

4.3 El nivel superior de la zapata o viga de asentamiento estará como mínimo 150 mm sobre el nivel del terreno adyacente.

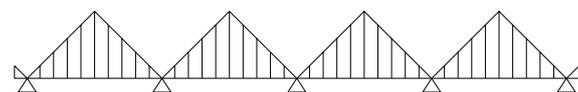
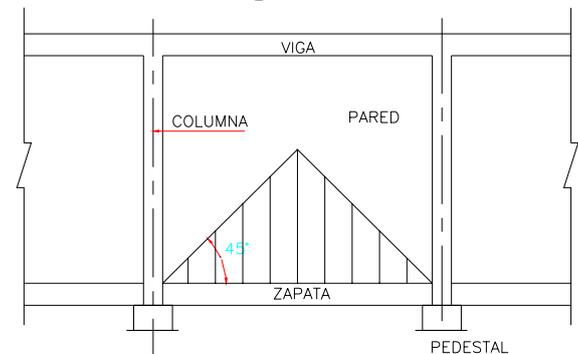
5 Construcción

5.1 Las zapatas se proyectarán para fundir in situ o prefabricado, según sea aconsejable desde el punto de vista económico-constructivo.

5.2 Siempre que sea posible, las cotas de piso, de hormigón terminado y la cota superior de zapata coincidirán.

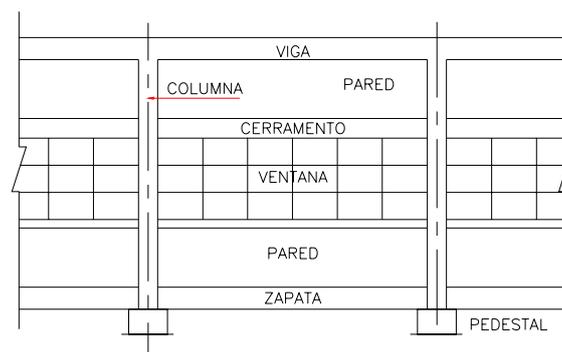
5.3 Las zapatas y vigas de asentamiento serán impermeabilizadas con pintura asfáltica en las zonas en contacto con el terreno. Dicha especificación debe indicarse en los planos.

Figura 2.2



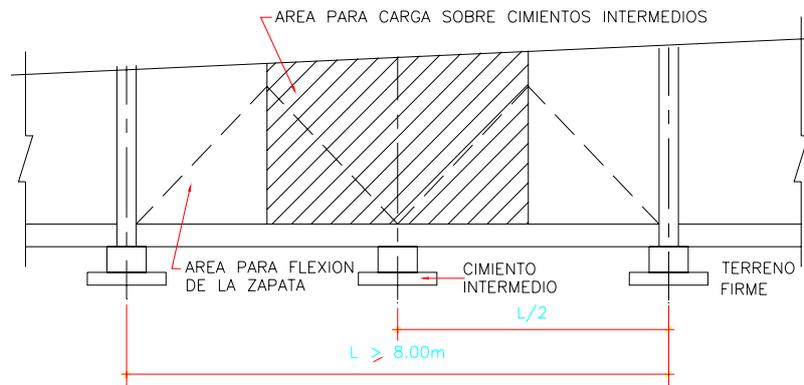
ESQUEMA DE ANALISIS

NOTAS: LOS ESQUEMAS DE ANALISIS NO INCLUYEN EL PESO PROPIO



ESQUEMA DE ANALISIS

Figura 2.5



Figuras 3.3, 3.4

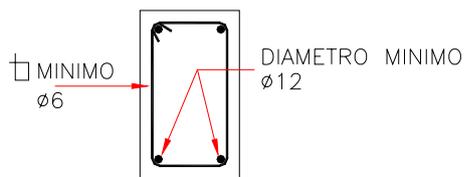


Figura 3.8

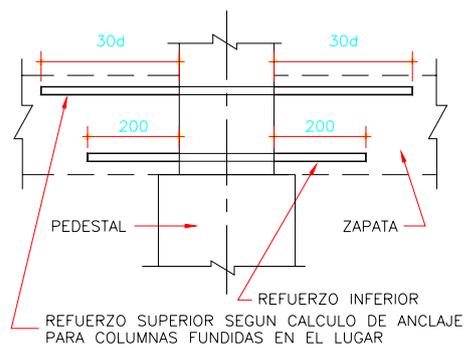
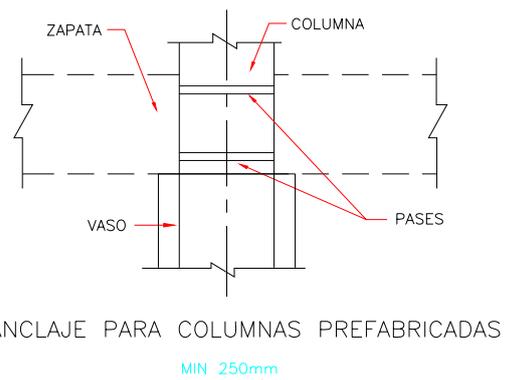
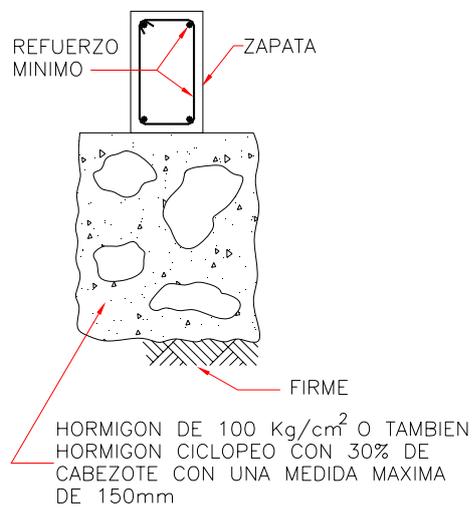


Figura 3.10



Figuras 4.1, 4.2, 4.3

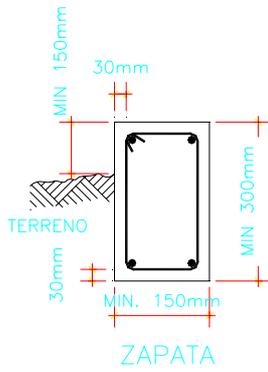


Figura 5.2

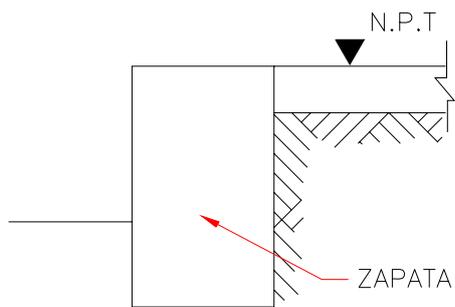
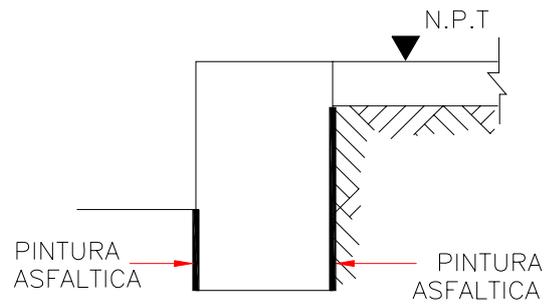


Figura 5.3



Anexo 23
(informativo)
CIMIENTOS DE MAQUINARIAS CON CARGAS ESTÁTICAS
(es copia de la instrucción IP-5B)

1 Contenido

Esta instrucción se refiere a las especificaciones y recomendaciones para el análisis y diseño de cimientos de maquinarias con cargas estáticas.

2 Análisis

2.1 Las dimensiones y la forma del cimiento en su parte superior, deben corresponder a los planos suministrados por el fabricante o tecnólogo. La parte inferior del cimiento se determinará por cálculo.

2.2 La decisión del tipo de cimientos debe tener en cuenta las características del terreno. No se usarán cimentaciones flexibles sobre terrenos rígidos.

2.3 Las cimentaciones se proyectarán elásticamente, es decir, con las cargas de trabajo o servicio sin mayorar.

2.4 Se recomienda la reducción de las tensiones de trabajo del terreno a valores entre el 40 % y el 60 % de las permisibles para estructuras con cargas estáticas.

2.5 Se recomienda en lo posible dimensionar el cimiento de forma que el centro de gravedad común para la máquina y el cimiento coincida, con el centro de la superficie de apoyo en el terreno (Ver Figura 2.5.).

2.6 De no cumplirse lo anterior se permitirán las siguientes excentricidades:

- para terrenos con una resistencia característica de $p \leq 1,5 \text{ kg/cm}^2$ la excentricidad no será mayor del 3 % (respecto al largo del lado con flexión);
- para terrenos con resistencia $\geq 1,5 \text{ kg/cm}^2$ la excentricidad será $\leq 5 \%$.

3 Diseño

3.1 Se recomiendan calidades de hormigón de 175-150 kg/cm^2 o calidades inferiores previa comprobación de los esfuerzos de compresión directa en la zona de contacto, o limitaciones de códigos o regulaciones conocidos. Cumplimentar los requisitos de la NC-250:2005.

3.2 Si la base del cimiento debe quedar por debajo del nivel del manto freático y éste tiene carácter agresivo con respecto al material del cimiento, se estudiarán, proyectarán y especificarán medidas para la protección del mismo (impermeabilización, uso de cemento puzolánico y otros).

3.3 Cuando no se encuentre el estrato de resistencia especificada a la profundidad dada de cimentación, se rellenará con hormigón ciclópeo, bloques, u otros materiales la diferencia de cotas de cimentación. El proyectista se encargará de dejar en la memoria y planos las notas correspondientes, para el cumplimiento del anterior acuerdo por parte del constructor.

3.4 El espesor mínimo del cimiento estará determinado por la suma de la longitud especificada de los pernos de anclaje y un recubrimiento mínimo de 150 mm.

- 3.5** La profundidad mínima de los pernos, cuando no se suministre, se determinará por la capacidad resistente del perno a tracción de acuerdo con el diámetro.
- 3.6** Se recomienda el uso de una malla superior de refuerzo de aproximadamente 6 mm espaciadas a 150 mm ó 10 mm espaciadas a 300 mm para los cimientos sin flexión.
- 3.7** El recubrimiento neto mínimo de esta malla superior será de 50 mm.
- 3.8** En terrenos rocosos (secos) los cimientos se fundirán directamente sobre el terreno. En todos los demás casos se fundirá previamente una capa de 100 mm de espesor de hormigón de asiento de resistencia baja, igual o inferior a 100 kg/cm^2 .
- 3.9** El nivel superior del cimiento de la máquina generalmente está por encima del nivel del piso. Debe investigarse y obtenerse todos los datos referentes a este nivel, de la tecnología, planos mecánicos o tecnológicos.
- 3.10** La fundición del cimiento nunca debe llevarse hasta sus niveles superiores definitivos. Se preverá una capa de aproximadamente 30 mm para terminar con mortero de cemento seco con el fin de nivelar la base de asiento del bastidor de la máquina. (Ver Figura 3.10).
- 3.11** Independientemente de la recomendación anterior para cimentaciones aisladas, se recomienda el estudio, en todos los casos posibles, de la colocación de las maquinarias con cargas estáticas, sin efectos dinámicos ni de vibración y con pesos ligeros, directamente sobre el piso. (Ejemplo: telares en una tejeduría.) Con este fin se calculará el espesor del piso y la calidad del hormigón de acuerdo con el área de transmisión de la carga al piso.
- 3.12** En los planos y memorias se fijarán la resistencia supuesta del terreno y los cotas de profundidad de la cimentación.

Figura 2.5

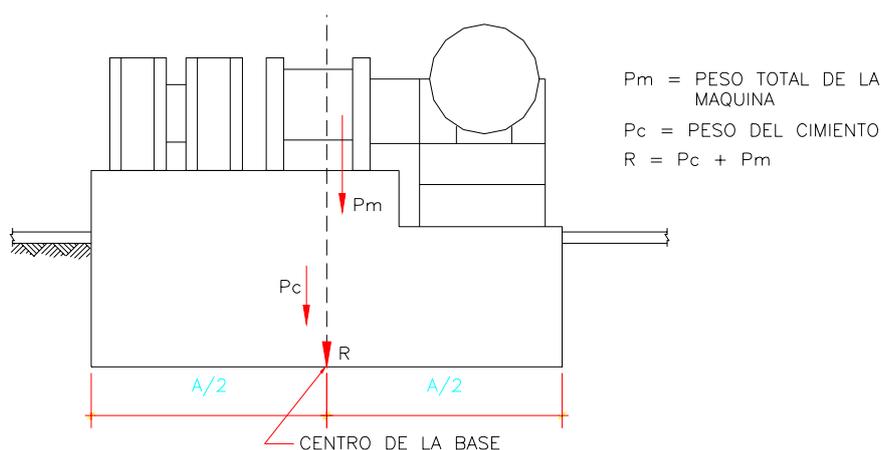
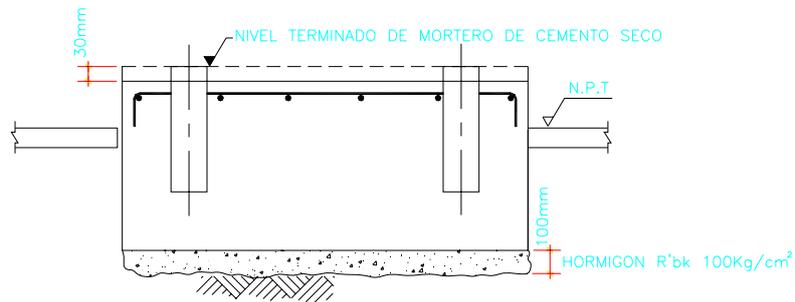
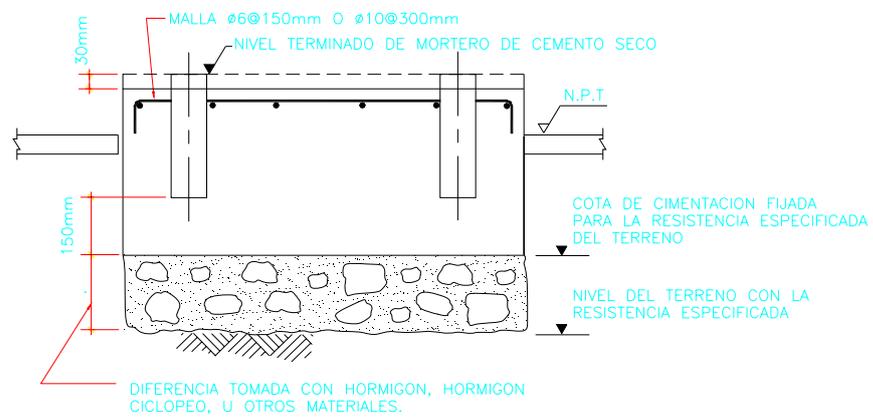


Figura 3.8



Nota: refuerzo inferior adicional será opcional y se determinará por el proyectista

Figuras 3.3, 3.4, 3.6, 3.7



Anexo 24
(informativo)

TIPOS DE DEPÓSITOS – SISTEMA GÜIRA
(es copia de la instrucción IT- 356)

	Tipos de depósitos sistema Güira								
	Clave	Dimensiones generales							
		A	B	C	D	E	F	G	H
	G-15-100	2,40	15,00	19,75	4,75	3,95	2,25	1,10	10,30
	G-15-150	2,40	15,00	20,45	5,45	4,70	2,70	1,35	11,80
	G-15-200	2,40	15,00	20,90	5,90	5,20	3,00	1,50	12,80
	G-18-100	2,40	18,00	22,75	4,75	3,95	2,25	1,10	10,30
	G-18-150	2,40	18,00	23,45	5,45	4,70	2,70	1,35	11,80
	G-18-200	2,40	18,00	23,90	5,90	5,20	3,00	1,50	12,80
	G-21-100	2,40	21,00	25,75	4,75	3,95	2,25	1,10	10,30
	C-21-150	2,40	21,00	26,45	5,45	4,70	2,70	1,35	11,80
	G-21-200	2,40	21,00	26,90	5,90	5,20	3,00	1,50	12,80
	G-21-300	2,40	21,00	27,80	6,80	6,20	3,60	1,80	14,80
	G-24-150	2,70	24,00	29,30	5,30	4,55	2,60	1,30	11,80
	G-24-200	2,70	24,00	29,75	5,75	5,05	2,90	1,45	12,80
	G-24-300	2,70	24,00	30,65	6,65	6,05	3,50	1,75	14,80
	G-24-400	2,70	24,00	31,25	7,25	6,70	3,90	1,95	16,10
	G-27-150	2,70	27,00	32,30	5,30	4,55	2,60	1,30	11,80
	G-27-200	2,70	27,00	32,75	5,75	5,05	2,90	1,45	12,80
	G-27-300	2,70	27,00	33,65	6,65	6,05	3,50	1,75	14,80
	G-27-400	2,70	27,00	34,25	7,25	6,70	3,90	1,95	16,10
	G-30-200	2,70	30,00	35,75	5,75	5,05	2,90	1,45	12,80
	G-30-300	2,70	30,00	36,65	6,65	6,05	3,50	1,75	14,80
G-30-400	2,70	30,00	37,25	7,25	6,70	3,90	1,95	16,10	
G2-40-400	2,70	40,00	47,25	7,25	6,70	3,90	1,95	16,10	

Solicitaciones en el nivel -(2,10 m) empotramiento del pedestal con el cimiento.

Tipo	N'	M	T
	(ton)	(ton-m)	(ton)
G-15-100	246,0	105,1	7,1
G-15-150	312,2	126,5	8,2
G-15-200	375,4	142,5	8,9
G-18-100	256,7	135,7	8,2
G-18-150	322,6	161,2	9,2
G-18-200	385,8	180,0	10,0
G-21-100	267,1	170,3	9,2
G-21-150	341,0	207,0	11,0
G-21-200	403,7	225,0	11,0
G-21-300	529,5	271,8	12,9
G-24-150	414,3	253,6	12,2
G-24-200	481,2	283,3	13,1
G-24-300	612,7	335,0	14,8
G-24-400	758,9	377,4	16,2
G-27-150	431,3	304,5	13,5
G-27-200	495,8	332,7	14,3
G-27-300	629,7	396,4	16,7
G-27-400	776,0	451,0	18,0
G-30-200	515,1	397,9	15,7
G-30-300	646,0	469,9	17,6
G-30-400	795,2	521,7	18,9

Nota:

Las Siglas G-15-100 quieren decir:

G: Sistema Guira,

15: Altura del pedestal,

100: Capacidad del tanque en m³ de agua.

Bibliografía

- [1] CUBA NC 53-11:1979 Losas rectangulares con armadura principal en una dirección - Método de cálculo y diseño.
- [2] CUBA NC 53-12:1979 Losas rectangulares apoyadas en sus cuatro bordes y con armadura principal en dos direcciones.
- [3] CUBA NC 53-36:1978 Apuntalamientos.
- [4] CUBA NC 53-82:1983 Cimientos aislados rectangulares de hormigón – Métodos de cálculo y diseño.
- [5] CUBA NC 53-113:1984 Pisos para obras industriales – Especificaciones de proyecto.
- [6] CUBA NC 53-125:1984 Puentes y Alcantarillas – Especificaciones de proyecto y métodos de cálculo y diseño.
- [7] CUBA NC 53-185:1988 Obras de hormigón simple – Método de cálculo.
- [8] CUBA .NC 96:2001 Cemento con adición activa – Especificaciones.
- [9] CUBA NC 97:2001 Cemento albañilería – Especificaciones.
- [10] CUBA NC 98:2001 Cemento resistente a los sulfatos – Especificaciones.
- [11] CUBA NC 99:2001 Cemento de moderado y bajo calor de hidratación – Especificaciones.
- [12] CUBA NC 100:2001 Cemento Pórtland de alta resistencia inicial – Especificaciones.
- [13] CUBA NC 101:2001 Cemento blanco – Especificaciones.
- [14] CUBA NC 286:2003 Alambres estirados en frío, lisos y corrugados para refuerzo de hormigón – Especificaciones.
- [15] USA ACI 318-95 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- [16] UE Eurocode – 2 Proyecto de Estructuras de Hormigón.
- [17] ESPAÑA EHE – Instrucción de Hormigón Estructural - 1999. Ministerio de Fomento.

- [18] USA Steel Construction.
- [19] CANADÁ Hand Book Steel Construction –Canadian Institute Steel Construction (C.I.S.C.).
- [20] USA Cold formed steel Design Manual 1996. Edition American Iron and Steel Institute (A.I.S.I.).
- [21] UE Eurocode – 3 Proyecto de Estructuras de Acero.
- [22] ESPAÑA EA – 95. Estructuras de acero en edificación. Ministerio de Fomento.
- [23] USA Aluminio. U.B.C. Sección 28.
- [24] UE Eurocode – 5 Proyecto de Estructuras de Madera.
- [25] CANADÁ Madera laminada. Diseño Límite. CANICSA – 086.
- [26] USA AITC. 117-93 – Design. American Institute of Timber. Construction. Madera laminada.
- [27] UE Eurocode – 6 Proyecto de Estructuras de Mampostería.