VIVIENDA
Y EDIFICACIONES

CDCRD

CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN
DE LA REPÚBLICA DOMINICANA

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES

TOMO 1



PRIMERA
EDICIÓN
2025

VOL. I

Índice de contenidos

GUÍA INTRODUCTORIA Y DE INTERPRETACIÓN CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA

1. PRESENTACIÓN 13
2. PALABRAS DEL MINISTRO 14
3. AGRADECIMIENTOS 16
AGRADECIMIENTO ESPECIAL 17
4. ACTORES PRINCIPALES 18
5. OBJETIVOS PRINCIPALES 22
6. ALCANCE Y APLICACIÓN 22
7. ESTRUCTURA DEL CÓDIGO 24
8. PRINCIPIOS GENERALES PARA SU INTERPRETACIÓN . 25
9. HERRAMIENTAS DE APOYO AL USUARIO 26
10. RELACIÓN CON OTROS INSTRUMENTOS NORMATIVOS 27
11. ACTUALIZACIÓN Y REVISIÓN DEL CÓDIGO 28
12. CONTACTOS INSTITUCIONALES Y CANALES DE CONSULTA 28
13. ANEXOS DEL CÓDIGO 29
14. ESQUEMA DE ETAPAS DEL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN 29

TÍTULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES 33
1.1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN 33
1.2. VOLÚMENES Y TÍTULOS DEL CÓDIGO 34
CAPÍTULO 1.3. SANCIONES 34
CAPÍTULO 1.4. DEFINICIONES 35
CAPÍTULO 1.5. DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL 51

TÍTULO 2. CARGAS MÍNIMAS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL 56
CAPÍTULO 2.1. TÉRMINOS Y DEFINICIONES 57
CAPÍTULO 2.2. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN 64
CAPÍTULO 2.3. CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES 67
CAPÍTULO 2.4. DEMANDA SÍSMICA 69
CAPÍTULO 2.5. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SÍSMICO 79
CAPÍTULO 2.6. EFECTOS SÍSMICOS Y COMBINACIONES 93

CAPÍTULO 2.7. CRITERIO DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS 93
CAPÍTULO 2.8. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS 94
CAPÍTULO 2.9. CRITERIOS GENERALES DE MODELADO 108
CAPÍTULO 2.10. DERIVAS DE PISO 110
CAPÍTULO 2.11. REQUISITOS PARA LAS FUNDACIONES 111

TÍTULO 3. CONSIDERACIONES GENERALES OBJETIVOS Y CAMPO DE APLICACIÓN 113
CAPÍTULO 2 REGLAMENTOS COMPLEMENTARIOS 114
3.2.1 NOTACIONES 116
3.2.2 DEFINICIONES 116
CAPÍTULO 3 EXIGENCIAS TÉCNICAS Y ADMINISTRATIVAS 124
3.3.1 REQUISITOS BÁSICOS DE LA EDIFICACIÓN 124
3.3.2 RELATIVOS A LA FUNCIONALIDAD. 124
3.3.3 RELATIVOS A LA SEGURIDAD 125
3.3.4 RELATIVOS A LA HABITABILIDAD 126
CAPÍTULO 4 CONCEPCIÓN DEL PROYECTO 126
3.4.1 APROBACIÓN DE NUEVOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS 127
3.4.2 SISTEMAS CONSTRUCTIVOS APROBADOS 129
CAPÍTULO 5 AGENTES DE LA EDIFICACIÓN 130
CAPÍTULO 6 RESPONSABILIDADES, GARANTÍAS Y SANCIONES 149
3.6.1 RESPONSABILIDAD CIVIL 149
3.6.11 GARANTÍAS 151
3.6.16 RECEPCIÓN DE LA OBRA 152
3.6.22 SANCIONES 153
CAPÍTULO 7 DOCUMENTOS DEL PROYECTO DISPOSICIONES SOBRE LOS PLANOS 154
3.7.1 PLANOS REQUERIDOS 154
3.7.2 PRESENTACIÓN DE LOS PLANOS 156
3.7.3 PLANOS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO 158
3.7.4 PROYECTOS CON CALLES INTERIORES 160
3.7.5 APROBACIÓN DE DISEÑO VIAL Y DRENAJE PLUVIAL 160
3.7.16 PLANOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES 164

3.7.17 MEMORIAS DE CÁLCULOS ESTRUCTURALES 165
3.7.19 INFORME GEOTÉCNICO 166
3.7.20 PLANOS DE INSTALACIONES SANITARIAS 168
3.7.22 PLANOS DEL SISTEMA DE GLP 169
3.7.23 PLANOS DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS 170
3.7.38 PLANOS DE INSTALACIONES MECÁNICAS 172
3.7.39 SISTEMAS DE VENTILACIÓN 173
3.7.40–3.7.43 SISTEMAS DE CLIMATIZACIÓN 173
3.7.44 PROTECCIÓN CONTRA DESCARGAS ATMOSFÉRICAS 174
CAPÍTULO 8 DE LA LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN 175
3.8.4 REQUISITOS GENERALES PARA OBTENER LA LICENCIA 176
3.8.7 REQUERIMIENTOS ADICIONALES 177
3.8.8 REQUERIMIENTOS EN PROYECTOS CON CARACTERÍSTICAS ESPECIALES 178
CAPÍTULO 9 OTRAS AUTORIZACIONES ADMINISTRATIVAS 181
3.9.1 PERMISO DE INICIO DE OBRA 181
3.9.3 PERMISO PARA TRABAJOS PRELIMINARES 182
3.9.4 PROYECTOS CONSTRUIDOS POR ETAPAS 182
3.9.5 AUTORIZACIÓN PARA EXCAVACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS 183
CAPÍTULO 10 OTRAS APROBACIONES 184
CAPÍTULO 11 REQUERIMIENTOS EN ESTACIONES DE COMBUSTIBLES Y VIVIENDAS DE BAJO COSTO 185
CAPÍTULO 12 PROCESO DE EMISIÓN DE LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN 193
CAPÍTULO 13 OTORGAMIENTO DE LA LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN 197
CAPÍTULO 14 REQUISITOS PARA EVALUACIÓN Y LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL 202
CAPÍTULO 15 OBRAS SIN PERMISOS 210
CAPÍTULO 16 SUPERVISIÓN TÉCNICA 212
CAPÍTULO 17 DISPOSICIONES GENERALES PARA LA INSPECCIÓN DE LAS OBRAS 224
CAPÍTULO 18 DISPOSICIONES FINALES 227

TÍTULO 3.1 REGLAMENTO PARA LA SUPERVISIÓN E INSPECCIÓN GENERAL DE OBRAS

CAPÍTULO I 232
ARTÍCULO 1. OBJETIVO DEL REGLAMENTO 232
ARTÍCULO 2. CAMPO DE APLICACIÓN 232
TÍTULO I. CONSIDERACIONES GENERALES 232
TABLA 2 REQUERIMIENTOS DE SUPERVISIÓN PARA EDIFICACIONES EN FUNCIÓN DEL USO DE LA ESTRUCTURA 234
CAPÍTULO II 235
ARTÍCULO 3 235
ARTÍCULO 4 235
ARTÍCULO 5 235
ARTÍCULO 6 235
CAPÍTULO III DEFINICIONES 236
ARTÍCULO 7. DEFINICIONES 236
ARTÍCULO 8. FUNCIONES GENERALES DEL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN 244
TÍTULO II. CONSIDERACIONES GENERALES 244
ARTÍCULO 9 245
ARTÍCULO 10. RESPETO A LAS DISPOSICIONES EXISTENTES EN OTROS REGLAMENTOS 246
ARTÍCULO 11. ESTUDIOS E INTERPRETACIÓN DE PLANOS Y ESPECIFICACIONES EN OBRAS DE EDIFICACIONES 246
ARTÍCULO 12. EL SUPERVISOR VERIFICARÁ QUE LOS PLANOS DEL PROYECTO CONTENGAN 247
ARTÍCULO 13. ESTUDIO E INTERPRETACIÓN DE PLANOS Y ESPECIFICACIONES EN OBRAS VIALES 248
ARTÍCULO 14 249
ARTÍCULO 15. AUTORIZACIÓN PARA REALIZAR CAMBIOS EN PLANOS Y ESPECIFICACIONES 249
ARTÍCULO 16. COORDINACIÓN DE LABORES 249
ARTÍCULO 17. DIARIO GENERAL (BITÁCORA) 250
ARTÍCULO 18. INFORME SOBRE NO CONFORMIDAD 250

ARTÍCULO 19. NOMBRAMIENTO DE SUPERVISORES TÉCNICOS 251
ARTÍCULO 20. CONTROL DE CALIDAD EN LAS OBRAS 251
ARTÍCULO 21. CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS
DE EDIFICACIONES 251
ARTÍCULO 22 252
ARTÍCULO 23. CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS VIALES 253
ARTÍCULO 24 253
ARTÍCULO 25 254
ARTÍCULO 26. REPORTES DE PAGO (CUBICACIONES) 254
ARTÍCULO 27 254
ARTÍCULO 28 254
ARTÍCULO 29. COSTOS DIRECTOS 255
ARTÍCULO 30. COSTOS INDIRECTOS 255
ARTÍCULO 31. ADICIONALES 255
ARTÍCULO 32 255
ARTÍCULO 33. VALOR A PAGAR EN LA CUBICACIÓN 256
ARTÍCULO 34. CONTROL DEL TIEMPO-PROGRAMACIÓN 256
ARTÍCULO 35. CRONOGRAMA DE TRABAJO 256
ARTÍCULO 36. ANÁLISIS DE PROGRESO 257
ARTÍCULO 37. PLANOS DE LA OBRA CONSTRUIDA
(PLANOS "AS BUILT") 257
ARTÍCULO 38. SUSPENSIÓN DE LAS OBRAS 257
ARTÍCULO 39. PROCEDIMIENTOS ESPECIALES EN CASO
DE OBRAS DEL ESTADO-TOMA DE POSESIÓN 258
CAPÍTULO IV VIOLACIONES Y DESACUERDOS 282
ARTÍCULO 111. SUSPENSIÓN OFICIAL DE LA OBRA 282
ARTÍCULO 112 283
ARTÍCULO 113 283
ARTÍCULO 114. CLAUSURA DE LA OBRA 283
ARTÍCULO 115. PERITAJE 283
ARTÍCULO 116. DE LA CONCILIACIÓN PERICIAL TÉCNICA 284

ARTÍCULO 117. PRERECEPCIÓN 284
ARTÍCULO 118 284
ARTÍCULO 119 285
ARTÍCULO 120. CORRECCIÓN DE DEFECTOS 285
ARTÍCULO 121. ACEPTACIÓN PROVISIONAL. 285
ARTÍCULO 122. CERTIFICACIÓN OFICIAL DE INSPECCIÓN FINAL. 286
ARTÍCULO 123. CERTIFICACIÓN DE RECEPCIÓN DEFINITIVA 286
ARTÍCULO 124. DOCUMENTACIÓN FINAL 286
ARTÍCULO 125. CUBICACIÓN FINAL (FINIQUITO) 287
ARTÍCULO 126. INFORME FINAL 287
TÍTULO VI NORMAS LEGALES Y DISPOSICIONES TÉCNICAS 288
ARTÍCULO 127. NORMAS DE APLICACIÓN OBLIGATORIA 288
ARTÍCULO 128. DISPOSICIONES TÉCNICAS SUPLETORIAS Y COMPLEMENTARIAS 288
ARTÍCULO 129 289
ARTÍCULO 130. MEDIDAS DE SEGURIDAD Y SANCIONES 289
ARTÍCULO 131. FORMULARIO DE SOLICITUD DE INSPECCIÓN 290
ARTÍCULO 132. FORMATO DEL REGLAMENTO 291
ARTÍCULO 133 291
ARTÍCULO 134. REMISIÓN DEL REGLAMENTO 291

TÍTULO 4. SUELOS Y FUNDACIONES 293
4.1 CONSIDERACIONES GENERALES 293
4.1.1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN 293
4.1.2 DEFINICIONES, PÁRRAFOCIONES Y SÍMBOLOS GRÁFICOS 294
4.1.3 CRITERIOS GENERALES DE APLICACIÓN 295
4.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO 308
4.2.1 INVESTIGACIÓN DE CAMPO 308
4.2.2 ALCANCE MÍNIMO DE LA EXPLORACIÓN 309
4.2.3 ENSAYOS DE LABORATORIO 317
4.2.4 REQUISITOS ESPECIALES 319
4.2.5 INFORME GEOTÉCNICO 323

4.3 CRITERIOS DE SEGURIDAD 326
4.3.1 DISPOSICIONES GENERALES 326
4.3.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES 326
4.3.3 CIMENTACIONES PROFUNDAS 328
4.3.4 ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN Y TALUDES 330
4.4 CIMENTACIONES SUPERFICIALES 331
4.4.1 DISPOSICIONES GENERALES 331
4.4.2 ZAPATAS SOBRE RELLENO 333
4.4.3 ZAPATAS SOBRE O ADYACENTES A TALUDES 335
4.4.4 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 336
4.4.5 CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS 339
4.4.6 DESLIZAMIENTO LOCAL DE LAS ZAPATAS 348
4.4.7 ASENTAMIENTOS EN SUELOS 350
4.4.8 CAPACIDAD PORTANTE EN ROCAS 352
4.4.9 ASENTAMIENTO DE ZAPATAS EN ROCAS 355
4.5 CIMENTACIONES PROFUNDAS 358
4.5.1 DISPOSICIONES GENERALES 358
4.5.2 CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES 360
4.5.3 DISEÑO SÍSMICO PARA PILOTES 365
4.5.4 DISPOSICIONES PARA PILOTES HORMIGONADOS IN SITU 370
4.5.5 DISPOSICIONES PARA PILOTES HINCADOS 382
4.5.6 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES
PARA LA CONSTRUCCIÓN 399
4.5.7 ENSAYOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS 401
4.6 OBRAS DE RETENCIÓN Y TALUDES 404
4.6.1 ESTABILIDAD DE TALUDES 404
4.6.2 MUROS DE CONTENCIÓN 404
4.6.3 EXCAVACIONES ADYACENTES A ESTRUCTURAS EXISTENTES 410
4.7 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN 411
4.7.1 DISPOSICIONES GENERALES 411
4.7.2 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE SEED E IDRISS 413
4.7.3 ENSAYO DE PENETRACIÓN CON MARTILLO BECKER (BPT) 420

4.8 DISPOSICIONES FINALES 421
REFERENCIAS 422
ANEXO I – MAPAS DE REFERENCIA 425
ANEXO II – COMENTARIOS 429

TÍTULO 5. REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN ARMADO 433
CAPÍTULO 5.1 CONSIDERACIONES GENERALES 432
5.1.1 OBJETIVO 432
5.1.2 CAMPO DE APLICACIÓN 432
5.1.3 LIMITACIONES PARA LA APLICACIÓN DEL REGLAMENTO 432
5.1.4 CASOS NO CUBIERTOS POR ESTE REGLAMENTO 432
5.1.5 APLICACIÓN DE REGLAMENTOS ALTERNATIVOS 433
5.1.6 OTRAS NORMAS 434
5.1.7 APLICACIÓN TRANSITORIA 434
5.1.8 COMENTARIOS 434
SECCIÓN 5.2 DEFINICIONES Y NOTACIÓN 434
5.2.1 DEFINICIONES 434
5.2.2 NOTACIÓN GENERAL 442
5.2.3 OTROS ESTÁNDARES APLICADOS 448
CAPÍTULO 5.3 REQUERIMIENTOS PARA HORMIGÓN ARMADO 449
5.3.1 HORMIGÓN 449
5.3.2 AGREGADOS 449
5.3.3 TAMAÑO MÁXIMO 449
5.3.4 AGUA 450
CAPÍTULO 5.4 ACERO DE REFUERZO 451
5.4.1 REFUERZO CORRUGADO 451
5.4.2 MALLAS ELECTROSOLDADAS 452
5.4.3 REFUERZO LISO 453
5.4.4 DIÁMETROS DE DOBLADO DEL REFUERZO 453
5.4.5 DIMENSIONES DE LOS GANCHOS ESTÁNDAR 454

CAPÍTULO 5.5 LONGITUDES DE ANCLAJE 455
5.5.1 BARRAS CORRUGADAS 455
5.5.2 MALLA ELECTROSOLDADA 456
5.5.3 SECCIÓN CRÍTICA 456
CAPÍTULO 5.6 LONGITUDES DE SOLAPE 456
5.6.1 BARRAS CORRUGADAS 456
5.6.2 MALLA ELECTROSOLDADA 456
CAPÍTULO 5.7 RECUBRIMIENTOS 457
5.7.1 REQUISITOS GENERALES 457
5.7.2 RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS 457
5.7.3 AMBIENTES AGRESIVOS 458
5.7.4 PAÑETE DE TERMINACIÓN 458
CAPÍTULO 5.8 BARRAS EN PAQUETES 458
CAPÍTULO 5.9 TIPOS DE HORMIGÓN 458
CAPÍTULO 5.10 LÍMITES DE APLICACIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ACERO 459
CAPÍTULO 5.11 CARGAS MÍNIMAS 459
CAPÍTULO 5.12 REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO 459
CAPÍTULO 5.13 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 460
CAPÍTULO 5.14 DISEÑO A LA ROTURA 461
CAPÍTULO 5.15 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA Ø 462
CAPÍTULO 5.16 PRINCIPIOS DE DISEÑO 463
CAPÍTULO 5.17 CONTROL DE DEFORMACIONES 465
CAPÍTULO 5.18 EFECTOS SÍSMICOS 468
CAPÍTULO 5.19 APLASTAMIENTO 469
CAPÍTULO 5.20 DIMENSIONES DE VIGAS 471
CAPÍTULO 5.21 DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN EN SECCIONES RECTANGULARES 473
CAPÍTULO 5.22 DISEÑO EN SECCIONES “T” 476
CAPÍTULO 5.23 CUANTÍA MÍNIMA 478
CAPÍTULO 5.24 DETALLES DEL REFUERZO 480
CAPÍTULO 5.25 DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE 483
CAPÍTULO 5.26 DISEÑO PARA TORSIÓN 488

CAPÍTULO 5.27 LOSAS 493
CAPÍTULO 5.28 MÉTODOS DE ANÁLISIS 495
CAPÍTULO 5.29 MÉTODO SIMPLIFICADO PARA LOSAS EN UNA DIRECCIÓN 495
CAPÍTULO 5.30 MÉTODO SIMPLIFICADO PARA LOSAS EN DOS DIRECCIONES 498
CAPÍTULO 5.31 DISEÑO DE ARMADURAS EN LOSAS 502
CAPÍTULO 5.32 DETALLES DEL REFUERZO EN LOSAS 504
CAPÍTULO 5.33 REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO 505
CAPÍTULO 5.34 REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA 506
CAPÍTULO 5.35 REFUERZO EN VOLADIZOS 507
CAPÍTULO 5.36 REACCIONES SOBRE LOS APOYOS 509
CAPÍTULO 5.37 COLUMNAS 512
CAPÍTULO 5.38 DISEÑO DE ARMADURAS LONGITUDINALES 514
CAPÍTULO 5.39 EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ 516
CAPÍTULO 5.40 DISEÑO DE ARMADURAS DE CORTE EN COLUMNAS 522
CAPÍTULO 5.41 DETALLES DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS 524
CAPÍTULO 5.42 DETALLES DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN COLUMNAS 526
CAPÍTULO 5.43 NUDOS DE PÓRTICOS 531
CAPÍTULO 5.44 MUROS 535
CAPÍTULO 5.45 DIMENSIONES MÍNIMAS DE MUROS 536
CAPÍTULO 5.46 DISEÑO DE ARMADURAS VERTICALES EN MUROS 536
CAPÍTULO 5.47 MÉTODO EMPÍRICO PARA MUROS 537
CAPÍTULO 5.48 ELEMENTOS DE BORDE 537
CAPÍTULO 5.49 DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE EN MUROS 540
CAPÍTULO 5.50 DETALLES DEL REFUERZO EN MUROS 542
CAPÍTULO 5.51 REFUERZO VERTICAL EN MUROS 542
CAPÍTULO 5.52 REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS 543
CAPÍTULO 5.53 VIGAS DE ACOPLAMIENTO 545
CAPÍTULO 5.54 ZAPATAS 547
5.54.1 CONSIDERACIONES GENERALES 547

CAPÍTULO 5.55 ESFUERZOS EN EL TERRENO 548
CAPÍTULO 5.56 ZAPATAS AISLADAS PARA COLUMNAS 548
5.56.1 DIMENSIONES MÍNIMAS 548
5.56.2 CONDICIONES DE ESTABILIDAD 550
5.56.3 CARGAS NO PERMANENTES 550
SECCIÓN 5.57 DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN 550
5.57.1 SECCIÓN CRÍTICA 550
5.57.2 CUANTÍA MÍNIMA 551
5.57.3 CUANTÍA MÁXIMA 551
5.57.4 SEPARACIÓN MÁXIMA 552
SECCIÓN 5.58 VERIFICACIÓN AL CORTE COMO VIGA 552
5.58.1 SECCIÓN CRÍTICA 552
CAPÍTULO 5.59 VERIFICACIÓN AL CORTE COMO LOSA (PUNZONADO) 553
5.59.1 SECCIÓN CRÍTICA 553
CAPÍTULO 5.60 ZAPATAS PARA MUROS 555
5.60.1 DIMENSIONES MÍNIMAS 555
CAPÍTULO 5.61 DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN EN ZAPATAS DE MUROS 555
5.61.1 SECCIÓN CRÍTICA 555
5.61.2 CUANTÍA MÍNIMA 556
5.61.3 CUANTÍA MÁXIMA 556
CAPÍTULO 5.62 VERIFICACIÓN AL CORTE COMO VIGA EN ZAPATAS DE MUROS 557
CAPÍTULO 5.63 ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE FUNDACIÓN (PLATEAS) 557
CAPÍTULO 5.64 VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO 558
CAPÍTULO 5.65 CONSTRUCCIÓN 560
5.65.1 ENCOFRADOS Y MOLDES 560
CAPÍTULO 5.66 ELABORACIÓN Y COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS 561
5.66.1 GENERALIDADES 561
5.66.2 SEPARADORES 562

5.66.3 DOBLADO DE LAS ARMADURAS 563
5.66.4 DISTANCIAS ENTRE BARRAS 564
5.66.5 BARRAS AISLADAS 564
5.66.6 GRUPOS DE BARRAS 564
5.66.7 ANCLAJE DE LAS ARMADURAS 564
5.66.8 EMPALME DE LAS ARMADURAS 565
5.66.9 EMPALMES POR SOLAPE 566
5.66.10 EMPALME POR SOLAPE DE GRUPOS DE BARRAS 566
5.66.11 EMPALMES POR SOLAPE DE MALLAS ELECTROSOLDADAS 567
5.66.12 EMPALMES POR SOLDADURA 567
5.66.13 EMPALMES MECÁNICOS 568
5.66.14 TOLERANCIAS EN LA COLOCACIÓN DEL REFUERZO 568
CAPÍTULO 5.67 DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN 569
CAPÍTULO 5.68 MEZCLADO DEL HORMIGÓN 572
CAPÍTULO 5.69 COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN 575
CAPÍTULO 5.70 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN 575
CAPÍTULO 5.71 CONDUCTOS Y TUBERÍAS 576
CAPÍTULO 5.72 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN 579
CAPÍTULO 5.73 CURADO DEL HORMIGÓN 581
CAPÍTULO 5.74 DESENCOFRADO Y DESMOLDE 582
CAPÍTULO 5.75 DISPOSICIONES FINALES 583
CAPÍTULO 5.76 HORMIGÓN PREFABRICADO Y HORMIGÓN PREESFORZADO 583
5.76.1 SISTEMAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO 583
5.76.2 SISTEMAS DE HORMIGÓN PREESFORZADO 584
5.76.3 PREFABRICADOS 585
5.76.4 REQUISITOS MÍNIMOS DE AMARRES DE INTEGRIDAD 585
5.76.5 REQUISITOS PARA AMARRES EN ESTRUCTURAS CON MUROS DE CARGA 587
5.76.6 DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS CONEXIONES DE APOYO 590
5.76.7 MUROS ESTRUCTURALES INTERMEDIOS 591
5.76.8 PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO 592
5.76.9 ESFUERZOS ADMISIBLES EN MIEMBROS PREESFORZADOS 596

5.76.10 CLASIFICACIÓN DE MIEMBROS PREESFORZADOS 597
5.76.11 REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PREFABRICADO 599
5.76.12 REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PREESFORZADO 601
ANEXO 1. DISEÑO DE SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA 606
ANEXO 2. TABLAS PARA EL DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES 616
ANEXO 3. CUANTÍA MÍNIMA EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN 627
ANEXO 4. COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE MOMENTOS EN LOSAS 628
ANEXO 5. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS Y MUROS 652
ANEXO 6. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN ADIMENSIONALES PARA FLEXIÓN COMPUESTA 655
ANEXO 7. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA 670

VIVIENDA
Y EDIFICACIONES

CDCRD

CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA



PRIMERA EDICIÓN 2025

GUÍA INTRODUCTORIA Y DE INTERPRETACIÓN

1. PRESENTACIÓN

La presente Guía de Interpretación tiene como objetivo servir de instrumento complementario al Código de Construcción de la República Dominicana, facilitando su comprensión y aplicación por parte de los profesionales del sector, autoridades competentes y el público en general. Esta Guía busca promover el cumplimiento normativo y contribuir al fortalecimiento del sistema nacional de edificaciones, brindando orientaciones claras sobre el alcance, estructura y principios del Código.

El Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVED), en su calidad de órgano rector en materia de vivienda y construcción de edificaciones, conforme a las atribuciones conferidas por la Ley núm. 160-21 y su reglamento de aplicación, tiene la responsabilidad de formular, actualizar y velar por el cumplimiento del marco normativo en materia de edificación. En virtud de este mandato, el MIVED lideró la conformación del nuevo Código de Construcción, como respuesta a la necesidad de unificar y modernizar los estándares técnicos aplicables a las edificaciones en el país.

El proceso de elaboración del Código se ha caracterizado por un enfoque participativo y técnico, que integró a diversos actores públicos, privados, académicos y profesionales del sector. A través de subcomités especializados, consultas públicas y revisiones técnicas, se logró consolidar un cuerpo normativo integral que responde a los desafíos actuales en materia de seguridad estructural, sostenibilidad, accesibilidad y calidad constructiva.

2. PALABRAS DEL MINISTRO

A todos los lectores y usuarios de este importante documento:

Me complace enormemente presentar el **Código de Construcción de la República Dominicana,** un instrumento técnico y normativo que representa un paso trascendental en el fortalecimiento del sector construcción en nuestro país.

La motivación detrás de esta iniciativa surge de una experiencia directa en el sector construcción, donde, a lo largo de mi carrera, he podido identificar importantes vacíos y oportunidades de mejora en el marco normativo vigente. Esta vivencia profesional, unida al compromiso con el desarrollo del país, nos impulsa a respaldar al Estado Dominicano y al Consejo Nacional de Regulaciones Técnicas para Edificaciones (CONARTED) en la protección de la seguridad ciudadana, así como en el fortalecimiento de la funcionalidad y eficiencia de nuestras construcciones. Nos encontramos ante un momento histórico, ya que, por primera vez en la República Dominicana, nos embarcamos en la creación de un Código de Construcción. Este proyecto marcará un antes y un después en el país y nos posicionará al nivel de otros países en materia de regulación.

Este Código es mucho más que un compendio de normas. Es el resultado de un extenso y riguroso proceso técnico y participativo, que ha contado con la colaboración de múltiples sectores: profesionales, gremios, instituciones públicas y privadas, así como del ámbito académico. Gracias a este esfuerzo conjunto, hoy ponemos a disposición del país un marco normativo moderno, integral y alineado con los más altos estándares internacionales.

Con este documento buscamos no solo armonizar nuestras prácticas constructivas, sino también asegurar que nuestras edificaciones sean **seguras, resilientes, accesibles y sostenibles,** respondiendo a las necesidades actuales y futuras de la sociedad dominicana.

Desde el **Ministerio de la Vivienda y Edificaciones (MIVED),** hemos asumido este proyecto como una prioridad institucional. El Código forma parte esencial del compromiso que hemos establecido en esta gestión por elevar la calidad de vida de los ciudadanos y fomentar la construcción de edificaciones que garanticen bienestar, seguridad y desarrollo.

Para su implementación, se han conformado Comités Técnicos de alto nivel, integrados por profesionales de reconocida trayectoria, quienes tendrán la responsabilidad de velar por su aplicación efectiva y su actualización permanente. Confiamos en que este equipo aportará su experiencia y conocimiento para mantener vigente y dinámico este instrumento normativo.

Cabe destacar que, si bien en nuestro país existen diversos reglamentos técnicos que han regido el sector construcción, nunca antes se había logrado unificarlos en un solo cuerpo normativo. Este documento será **accesible, técnicamente riguroso y alineado con los estándares establecidos,** facilitando su consulta a todos los actores del sector y dejando un legado que trascenderá generaciones.

El Código de Construcción de la República Dominicana no solo introduce una estructura normativa moderna, sino que simboliza nuestro compromiso con un futuro más seguro, ordenado y resiliente.

Quiero agradecer sinceramente a todos los que han participado en esta iniciativa: profesionales, gremios, funcionarios del gobierno dominicano y a todos aquellos que han aportado tiempo, esfuerzo y conocimiento para la elaboración de este Código. Su contribución ha sido fundamental para hacer realidad este logro colectivo.

Invito a todos los actores del sector a apropiarse de este Código, a utilizarlo como una herramienta esencial en su ejercicio profesional y a contribuir con su aplicación para construir, entre todos, **un futuro más seguro, sostenible y próspero para la República Dominicana.**

Desde el MIVED, y alineados con la visión y el compromiso del presidente **Luis Abinader,** seguimos trabajando con determinación para seguir construyendo un mejor futuro para todos los dominicanos.

Carlos Bonilla Sánchez
Ministro de Vivienda y Edificaciones
Gestión 2022-2025

3. AGRADECIMIENTOS

La elaboración del Código de Construcción de la República Dominicana (CDCRD) ha sido posible gracias al compromiso, la dedicación y el esfuerzo conjunto de numerosas instituciones, profesionales y sectores que aportaron sus conocimientos técnicos, experiencia y visión de país.

El Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVED) expresa su especial agradecimiento a las instituciones que integran el Consejo Nacional de Regulación Técnica para las Edificaciones (CONARTED):

- Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC).
- Ministerio de Economía, Planificación y Desarrollo (MEPyD).
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MIMARENA).
- Ministerio de Energía y Minas (MEM).
- Ministerio de Educación de la República Dominicana (MINERD).
- Instituto Nacional de Aguas Potables y Alcantarillados (INAPA).
- Sociedad Dominicana de Sismología e Ingeniería (SODOSÍSMICA).
- Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA).
- Asociación Dominicana de Constructores y Promotores de Viviendas (ACOPROVI).
- Confederación Dominicana de Micro, Pequeñas y Medianas Empresas de la Construcción (COPYMECON).

También agradecemos a los Comités Técnicos, conformados por representantes del sector público, privado, académico y profesional, cuya participación activa fue clave para la formulación de un marco normativo actualizado y coherente.

Se reconoce, además, el valioso aporte de los colegios profesionales, universidades, organismos reguladores, gremios del sector construcción, así como de las organizaciones internacionales y entidades de cooperación que brindaron asistencia técnica y acompañamiento a lo largo del proceso.

En particular, agradecemos la colaboración de las siguientes instituciones:

- Oficina Nacional de Evaluación Sísmica y Vulnerabilidad de Infraestructuras y Edificaciones (ONESVIE).
- Universidad de los Andes (UNIANDES), Colombia.
- Asociación de Promotores y Constructores de Viviendas del Cibao (APROCOVICI).
- Cámara Dominicana de la Construcción (CADOCON).
- Instituto Dominicano para la Calidad (INDOCAL).
- Superintendencia de Electricidad (SIE).
- Universidad Autónoma de Santo Domingo (UASD).
- Universidad Iberoamericana (UNIBE).
- Instituto Tecnológico de Santo Domingo (INTEC).
- Pontificia Universidad Católica Madre y Maestra (PUCMM).
- Servicio Geológico Nacional (SGN).
- Sociedad de Ingenieros Estructuralistas Dominicanos (SINEDOM).

Agradecimiento especial

El **Título 2: Cargas Mínimas,** contenido en el **Volumen I** del Código, es fundamental para el análisis y diseño estructural de edificaciones, ya que sirve de base para los demás títulos técnicos del documento.

Este Título se sustenta en el **Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (R-001),** el cual sustituyó las recomendaciones provisionales que estuvieron vigentes desde 1979. La promulgación del R-001 representó un **hito histórico** para la ingeniería estructural del país, gracias al liderazgo de la **Sociedad Dominicana de Sismología e Ingeniería Sísmica (SODOSÍSMICA)** y de figuras clave como los ingenieros Héctor O'Reilly y Leonardo Reyes Madera, quienes, junto con otros profesionales nacionales e internacionales, formalizaron por primera vez las disposiciones sísmicas en el país.

Hoy, con la conformación del Código de Construcción de la República Dominicana (CCRD), respetamos y reconocemos sus valiosos aportes como base fundamental para el análisis y diseño estructural en la República Dominicana.

Este Código es el resultado de un **esfuerzo colectivo** orientado a fortalecer la seguridad, calidad y sostenibilidad de las edificaciones en la República Dominicana. A todas las personas e instituciones que hicieron posible este proceso: gracias por su compromiso con el desarrollo y el bienestar del país.

4. ACTORES CLAVE EN LA ELABORACIÓN DEL CÓDIGO

• Dirección general:
Carlos Bonilla, *Ministro de Vivienda y Edificaciones (MIVED).*

• Dirección ejecutiva:
Francisco A. Solimán, *Viceministro de Normas, Reglamentaciones y Tramitaciones (MIVED).*
Gilberto Ávila, *Asesor general.*

• Dirección técnica (MIVED):
Iliana Gallardo, *Directora de Normas y Reglamentaciones.*
Juan José Tavarez, *Encargado de Difusión y Capacitación de las Reglamentaciones.*

• Equipo técnico (MIVED):
Yira Rodríguez, *Directora de Tramitación, Tasación y Licencias.*
Rafael Herrera, *Técnico Estructural.*
César Isidor, *Técnico Estructural.*
Eridania López, *Ingeniera Geotécnica.*
Karla Cueto, *Analista Legal.*
Ninoschka Jiménez, *Analista de Reglamentaciones.*

• Diseño y Diagramación (MIVED): Departamento de Comunicaciones MIVED
Patricia Florentino, *Directora de Comunicaciones.*
Karla Rivas, *Coordinadora.*
Huáscar Valdez, *Diseño.*
Luis Miguel Perdomo, Raquel Pichardo y Francis Villeta, *Diagramación.*

• Subcomité técnico Volumen I (Títulos 1, 2, 5, 6, 7, 8, 9,10 y11):

César Isidor-MIVED • Joan Manuel Abreu-MIVED • Rafael Herrera-MIVED • Manuel A. Taveras-UASD • Víctor Suárez-ACOPROVICI • Ashley Morales-PUCMM • Leonardo Pockels-PUCMM • Jaruselsky Pérez-PUCMM/SGN • Luis Abbott-INTEC/ACOPROVI • Claudia Germoso-INTEC • José Manuel Díaz-INTEC • Norberto Rojas-INTEC • Fray Pozo Lora-UASD • Vilomar Sánchez-UNPHU • Juan Sanoja-CADOCON • Néstor Julio Matos-INDOCAL • Nicolás Azcona-SGN • Yesica Pérez-SGN • Juan Alberto Chalas-SODOSIMICA • Maribel Guzmán-SINEDOM Marcos • Paniagua-Independiente • Víctor Hughes-MEPyD • Kalil Erazo-Independiente • César Méndez Duval-Independiente • Leopoldo Berroa-Independiente • Nelson Lafontaine-Independiente • Heriberto Vásquez-Independiente • Francisco Evertz-Independiente • Rafael Rosario-Independiente • Oliver Guillén-Independiente • Rafael Taveras Moronta-Independiente • William Balbuena-Independiente • Ramón Delanoy-Sismológico • Roberto Calderón-Gremio de Profesores.

• Subcomité técnico Volumen I, Título 4:
Estudios Geotécnicos en Edificaciones.

Tirso Álvarez -Horizon Consultant • Richard Barranco-GEOCONSULT• Mirla Barranco-GEOCONSULT • Arelis Medina-Medina Ortiz & Asoc. •Alba Sosa-Roberto Herrera & Asoc. • Elaine Galván-ONESVIE • Leopoldo Berroa-Independiente • Arístides Carrasco-INGESA • Alejandro Gil-Geocivil • Omar Acosta- Geocivil • Griselina Marte-MOPC • Ricardo Bogaert-MOPC • Saúl Pérez-MOPC • Marlyn Montero-MIVED • Franco Gómez -Epsa-Labco • Jaruselsky Perez-PUCMM / SGN • Leonardo Pockels-PUCMM • Joan Lozano-MIVED • Soranyi Vargas-MIVED • Jose Ho Martinez-Ho Martinez & Asoc. • Paola Paulino- Ho Martinez & Asoc • Vladimir Jiménez-Bozzeto Srl • Persia Castillo-Geotest Judith Rodríguez -Independiente • Fabio Terrero-Independiente • Jerinsson marte-Independiente • Pavel Santana-Independiente • Arisleidy Mesa-Independiente • Karla Hidalgo-Independiente • Luis José Fuentes Domínguez-Independiente •Joel Bautista-Independiente •L uis Pérez-Geotecnia y Sondeos SRL • Pedro Antonio Jiménez Monegro- • Rogelio Acosta-UASD • Smith Del Prado-MIVED.

• Subcomité técnico Volumen II:
Instalaciones hidrosanitarias en Edificaciones.

• Junior Contreras-ACOPROVI • Ing. Juan Alberto Chalas -SODOSISMICA • Arq. Amado Hasbún-MOPC • Zoraya Alt. Báez Polanco - DTTL-MIVED • Sarah Damaris Emiliano Ruiz- DTTL-MIVED • Yuderka Esther Yedra Rivas -DTTL-MIVED • José Lozada • Johaira del Rosario Ferrer - DTTL-MIVED • Joselis Jainele Hassell Rosario- DTTL-MIVED •Belkis Juana Lagombra Viña - DTTL-MIVED • Vanessa Argentina Pichardo- DTTL-MIVED • Yris Consuelo Durán Cruz- DTTL-MIVED • Edwin A. Almonte García -CAASD • Raymond Martínez -SIHISA, SRL • Enrique E. Tiburcio Rodríguez- CAASD • Yonaydy A. Polanco Pichardo- CAASD • Yudelka Jiménez -MEPyD •José Lozada César Gil - N/A • Ing. José Sierra- N/A • Gabriela Aponte • Leslie De Jesús Checo • Rafael Calderón.

• Subcomité técnico Volumen III:
Instalaciones Eléctricas en Edificaciones.

•Damarys Marte de Antún-SIE • Ramón Carrasco- SIE • Fausto Mesa- SIE • Jhimmer A. Lorenzo-SIE • Ángel Cordero-SIE • César Augusto Olivero Castillo-SIE • Víctor Rojas Alejo- MIVED.

• Subcomité técnico Volumen V, Título 2:
Diseño de medios de circulación vertical en edificaciones.

•Juan Bautista Mora Pérez -COPYMECON • Julio Marichal- COPYMECON •Annerys Meléndez -ACOPROVI • Hjalmar Decena-ACOPROVI • Guido Rosario-ACOPROVI • Anna Valenzuela-ACOPROVI • Junior Contreras- ACOPROVI •Roberto Carvajal-CADOCON• José Bencosme-MEPyD •Juan Rosario-MEPyD •Victor Hughes -MEPyD César Luciano- INAPA • Rocío De la Cruz-INDOCAL • Juan Chalas-SODOSISMICA •Héctor O´Reilly -SODOSISMICA • Amado Hasbún -MOPC • Julián Soler Tolentino -CODIA • José Antonio Bencosme- Independiente • Pedro Checo-Independiente • Johaira Ferrer-DTTL MIVED •Sarah Emiliano-DTTL MIVED • Enmanuel Reyes- International Fire Service Consulting Dominicana, S.R.L. •E studio de Arquitectura Yermys Peña • Vanessa Pichardo-DTTL MIVED • Yris Duran- DTTL MIVED •Sarah Emiliano- DTTL MIVED• Pamela Gil- DTTL MIVED • Belkis Lagombra- DTTL MIVED •Zoraya Báez- DTTL MIVED • Cesia Lorenzo-DTTL MIVED • Henry Concepción-MIMARENA.

• Subcomité técnico Volumen V, Título 3: Estacionamiento vehicular en Edificaciones.

• Juan Alberto Chalas -SODOSISMICA • Héctor O'Reilly -SODOSISMICA •Amado Hasbún- MOPC • Annerys Meléndez - ACOPROVI • Guido Rosario - ACOPROVI • Hjalmar Decena-ACOPROVI • Junior Contreras- ACOPROVI • César Luciano - INAPA •Julián Soler - CODIA •Juan A. Villar- CODIA •José Peralta-COPYMECON • Juan B. Mora -COPYMECON • Eliseo Cristopher- COPYMECON •Yasiris Jackson- COPYMECON • Juan Miguel Rosario- MEPyD • Víctor Hughes MEPyD • Roberto Carvajal-CADOCON • Renato Seravalle-MIMARENA • BelKis Lagombra-DTTL MIVED •Cesia Lorenzo-DTTL MIVED • Sarah Emiliano-DTTL MIVED • Pamela Gil-DTTL MIVED • José Peláez-VMNRT MIVED.

• Subcomité técnico Volumen V, Título 6: Requisitos para proyectar sin barreras arquitectónicas.

•Alma Ferrera-CONADIS • Gissell Mateo-CONADIS • Jonatan Javier - CONADIS • Ramón Eduardo Muñoz Montas- CONADIS • Alfonsina De la Cruz- CONADIS • Yanina Rodríguez – CONADIS • Benny Metz- CONADIS • Francis Quezada – CONADIS • Yvelisse Laureano – CONADIS María del Pilar Diaz - CONADIS

5. OBJETIVOS PRINCIPALES

Este Código tiene como fin compilar y actualizar los requisitos mínimos para el diseño y construcción de nuestras edificaciones, adaptándolos al contexto actual y a los avances tecnológicos. Las nuevas disposiciones garantizarán la estabilidad y seguridad estructural, considerando nuestras condiciones geológicas, sísmicas y climáticas. En todo momento, la protección de la vida humana será nuestra prioridad, conscientes de que cada obra impacta directamente en el bienestar de las personas.

El Código de Construcción de la República Dominicana establece los lineamientos técnicos y normativos para garantizar que las edificaciones sean seguras, funcionales, habitables, accesibles y sostenibles. Entre sus principales objetivos generales están:

- Obtener un compendio sostenible.
- Unificar normas y regulaciones.
- Lograr uniformidad en los procesos.
- Mejorar la confianza pública.

6. ALCANCE Y APLICACIÓN

El Código de Construcción de la República Dominicana es de aplicación obligatoria en todo el territorio nacional y comprende:

- Todo proyecto de edificación ya sea de carácter temporal o permanente, de naturaleza pública o privada, y destinado a cualquier uso, que se desarrolle dentro del territorio nacional.

- Todas las obras de edificaciones de nueva construcción.

- Obras de ampliación, modificación, reforma o rehabilitación que afecten edificaciones existentes, cuando estas alteren su configuración arquitectónica, impliquen un cambio de uso, o constituyan intervenciones totales o parciales que generen una variación esencial en la composición general exterior, la volumetría o el sistema estructural de la edificación.

- Todos los Agentes de la edificación, involucrados en el ciclo de vida de la edificación: arquitectos, ingenieros, constructores, supervisores, revisores, proyectistas, promotores, entre otros.

- Las Autoridades regulatorias competentes, tales como entes revisores, organismos habilitantes, unidades de inspección y demás entidades encargadas del control técnico y normativo del proceso constructivo.

Exclusiones:

Este Código no se aplica específicamente al diseño y construcción de obras que no sean edificaciones convencionales, tales como:

- Infraestructuras marítimas o fluviales: muelles, puertos, rompeolas, presas.

- Infraestructura de transporte: aeropuertos, autovías, pasos a desnivel, carreteras, caminos vecinales, avenidas, puentes vehiculares o peatonales, túneles, monorrieles, metros, peajes.

- Infraestructuras recreativas o paisajísticas: parques, plazas y áreas verdes públicas no edificadas.

- Infraestructura de telecomunicaciones: torres de transmisión, antenas, redes especializadas.

- Otras estructuras especiales cuyo comportamiento dinámico difiera sustancialmente del de edificaciones convencionales.

- Obras de infraestructura que no estén comprendidas dentro de las atribuciones del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVED), conforme a lo establecido en su ley orgánica.

7. ESTRUCTURA DEL CÓDIGO

El Código de Construcción de la República Dominicana se organiza en varios volúmenes temáticos, que agrupan disposiciones específicas según el tipo de requerimiento técnico. La estructura general se describe de la siguiente manera:

- Título y acrónimos: Este documento se denomina "Código de Construcción de la República Dominicana", identificado con las siglas CDCRD. Cada volumen del Código incluirá su propio título y siglas correspondientes, para facilitar su identificación y referencia.

- Volúmenes: Actualmente el Código, se conforma de cinco (5) volúmenes, identificados mediante números romanos (I, II, III, IV y V), agrupados por grandes áreas técnicas:

  - Análisis y Diseño Estructural en Edificaciones (ADED).
  - Instalaciones Hidrosanitarias en Edificaciones (IHE).
  - Instalaciones Eléctricas en Edificaciones (IEL).
  - Instalaciones Mecánicas en Edificaciones (IME).
  - Diseño Arquitectónico en Edificaciones (DAED).

  - Tomos: Dependiendo del tamaño y del esquema de contenido de cada volumen, estos podrán presentarse en uno o más tomos.

- **Títulos:** Son las unidades temáticas dentro de cada volumen y se identifican mediante números arábigos (1, 2, 3, etc.).

- **Capítulos:** Constituyen subdivisiones de contenido detallado dentro de cada título.

- **Secciones:** Corresponden a los términos, disposiciones y requerimientos establecidos dentro de cada capítulo. Su numeración refleja la secuencia jerárquica a la que pertenecen. Por ejemplo, la sección 1.1.1 corresponde al Título 1, Capítulo 1, Sección 1.

• **Anexos:** Incluyen información complementaria como tablas, ejemplos, normas referidas, actas de consenso, informes técnicos, entre otros recursos de apoyo para la interpretación y aplicación del Código, estudios complementarios, entre otros.

8. PRINCIPIOS GENERALES PARA SU INTERPRETACIÓN

Este Código de Construcción se concibe como un gran reglamento técnico unificado y dinámico, que sustituye el esquema anterior de reglamentos aislados formulados bajo la Ley núm. 687-82, consolidando en un solo cuerpo normativo los criterios técnicos y estructurales que rigen el diseño, la construcción y la supervisión de edificaciones en la República Dominicana.

Para interpretar correctamente el Código, se deben considerar los siguientes principios:

• **Jerarquía normativa:** El Código prevalece sobre las disposiciones sectoriales cuando se trate de requisitos mínimos de seguridad aplicables a edificaciones.
• **Coherencia interna:** La interpretación del contenido del Código debe realizarse de forma integral, homologando criterios y considerando la relación entre los distintos volúmenes, títulos, capítulos y secciones.
• **Uso de definiciones:** Los términos deberán aplicarse conforme a las definiciones establecidas en cada título del Código.
• **Aplicación supletoria:** En ausencia de disposiciones locales específicas, se deberá someter a la evaluación previa del Comité Técnico correspondiente, la aplicación de normas técnicas internacionales reconocidas, siempre que sean coherentes con los principios y objetivos del presente Código.

9. HERRAMIENTAS DE APOYO AL USUARIO

Para promover y facilitar el uso del Código de Construcción de la República Dominicana, se pondrán a disposición de los usuarios los siguientes recursos de apoyo:

• **Formulario de consulta web,** para canalizar preguntas técnicas, solicitudes de interpretación y sugerencias de mejora.

• **Sección de descarga de contenidos,** disponible en el apartado web del Código, con acceso a documentos normativos, guías técnicas y otros materiales relevantes.

• **Contenido enlazado,** que permitirá la navegación interactiva entre volúmenes, títulos, capítulos y secciones del Código.

• **Preguntas frecuentes (FAQ) y notas aclaratorias,** orientadas a responder dudas comunes y precisar aspectos técnicos clave.

• **Publicaciones y actualizaciones,** mediante las cuales se informará periódicamente sobre cambios normativos, mejoras técnicas y nuevas disposiciones.

• **Mesas de trabajo,** organizadas con actores clave del sector, para fomentar la participación, el análisis técnico colaborativo y la mejora continua del Código.

• **Jornadas de difusión,** destinadas a promover el conocimiento del Código a través de talleres y actividades de capacitación a nivel nacional.

La administración, actualización y difusión de estos recursos estará a cargo del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVED), en coordinación con los distintos Comités Técnicos del Código de Construcción y con el respaldo del Consejo Nacional de Regulación Técnica para las Edificaciones (CONARTED).

10. RELACIÓN CON OTROS INSTRUMENTOS NORMATIVOS

El Código de Construcción de la República Dominicana podrá articularse con otras normas sectoriales y locales que resulten complementarias, siempre que no contradigan los principios y disposiciones fundamentales del presente Código. Entre ellas se incluyen:

• Reglamentos técnicos vigentes que no formen parte de la presente compilación normativa.

• Reglamentos, resoluciones y disposiciones complementarias emitidas por autoridades competentes en materias vinculadas al diseño, construcción, mantenimiento o supervisión de edificaciones.

• Normativas ambientales, urbanísticas y de infraestructura vial y de comunicaciones, que establezcan requisitos adicionales aplicables al desarrollo de proyectos constructivos.

• Estándares internacionales de referencia, previamente adoptados y reconocidos por las autoridades nacionales, en los casos en que se requiera su aplicación supletoria.

La articulación con estas normativas deberá ser interpretada de manera coherente, y su aplicación estará sujeta a los principios rectores establecidos por el presente Código.

11. ACTUALIZACIÓN Y REVISIÓN DEL CÓDIGO

El Código de Construcción de la República Dominicana es un instrumento normativo dinámico, diseñado para adaptarse a los avances técnicos, científicos y a las necesidades cambiantes del sector construcción. Para garantizar su vigencia, será sometido a revisiones sistemáticas y actualizaciones periódicas. Este proceso estará coordinado por el Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVED) e incluirá los siguientes mecanismos:

- Convocatoria a consultas públicas, a fin de recoger aportes de profesionales, instituciones, gremios y ciudadanía interesada.
- Participación de subcomités técnicos multisectoriales, responsables de analizar, validar y proponer ajustes normativos.
- Publicación de modificaciones y versiones actualizadas en el portal oficial del Código, asegurando el acceso libre, transparente y oportuno a todos los cambios realizados. Las propuestas de modificación serán sometidas a revisión técnica por los Comités correspondientes y requerirán la validación del Consejo Nacional de Regulación Técnica para las Edificaciones (CONARTED), como instancia rectora.

12. CONTACTOS INSTITUCIONALES Y CANALES DE CONSULTA

Para consultas técnicas o reportes sobre la aplicación del Código, se podrán utilizar los siguientes canales de comunicación:

- Formulario de consulta web.
- Correo electrónico: **reglamentos@mived.gob.do**
- Líneas de atención al usuario: 809-732-0266, ext. 7304, y 829-755-5843.
- **www.mived.gob.do**, con acceso a documentos actualizados.

13. ANEXOS DEL CÓDIGO

Se incluirán anexos para complementar el contenido principal del Código, proporcionando recursos adicionales y materiales de apoyo que facilitan su correcta interpretación y aplicación. En esta sección se incluyen documentos que enriquecen y mantienen vigente este instrumento normativo:

- Esquema de implementación del Código.
- Publicaciones y actualizaciones.
- Actas de consenso y documentos técnicos.
- Informes técnicos y estudios complementarios.
- Otros recursos de apoyo para la interpretación y aplicación del Código.

Esta guía tiene carácter orientativo y no sustituye al texto normativo oficial del Código de Construcción.

14. ESQUEMA DE ETAPAS DEL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA (CDCRD)

El desarrollo del Código de Construcción de la República Dominicana (CDCRD) ha seguido un proceso estructurado y participativo, orientado a garantizar su calidad técnica, coherencia normativa y legitimidad institucional. Este enfoque se alinea estrechamente con los lineamientos establecidos en la Guía de Buenas Prácticas en materia de Reglamentación Técnica del Instituto Dominicano para la Calidad (INDOCAL), que promueve principios de transparencia, inclusión y rigor técnico.

A continuación, se presenta un esquema de las principales etapas que han marcado este proceso, desde el diagnóstico inicial hasta su implementación y actualización continua.

ETAPA	PASOS
Etapa 1: **Diagnóstico y planificación inicial.**	• Revisión del marco legal relacionado. • Identificación de vacíos normativos y fragmentación de los reglamentos existentes. • Definición de las atribuciones institucionales y alcance del nuevo Código. • Conformación de los distintos Comités Técnicos de revisión.
Etapa 2: **Metodología y estructuración.**	• Selección y clasificación del contenido normativo. • Aprobación del esquema de volúmenes temáticos y estructura interna. • Definición de principios normativos y criterios técnicos transversales. • Establecimiento del cronograma de trabajo, fases de redacción y consultas.
Etapa 3: **Formulación técnica.**	• Redacción inicial del contenido por título para la conformación de cada volumen. • Mesas técnicas y sesiones interinstitucionales. • Inclusión de aportes de gremios, universidades, sector privado y entes reguladores.
	• Validación técnica y consenso preliminar por título.
Etapa 4: **Consulta pública y revisión intersectorial.**	• Socialización general de la propuesta. • Formalización de los Comités Técnicos de seguimiento y actualización. • Publicación de borradores mediante el formulario *web* de consulta. • Recepción de observaciones y comentarios de parte de diversos sectores técnicos. • Incorporación de mejoras, ajustes y consensos técnicos.
Etapa 5: **Consolidación y aprobación institucional.**	• Integración y edición final de volúmenes, anexos y guías técnicas. • Aprobación del esquema normativo por el Consejo Nacional de Regulación Técnica para las Edificaciones (CONARTED). • Remisión a la Dirección Jurídica del MIVHED, para su posterior envío al Poder Ejecutivo. • Validación definitiva por el Poder Ejecutivo. • Conformación del documento oficial del CDCRD.

Etapa 6: **Publicación y entrada en vigor.**	• Publicación oficial del Código en el portal institucional. • Jornadas de difusión, seminarios y entrega de materiales. • Establecimiento del período de transición y aplicación obligatoria.
Etapa 6: **Aplicación, monitoreo y actualización.**	• Priorización de los temas o títulos de mayor impacto técnico y conceptual para su implementación por fases. • Retiro progresivo del uso de las reglamentaciones anteriores, permitiendo su uso únicamente para ampliaciones o proyectos en desarrollo ya aprobados. • Puesta en marcha de mecanismos de capacitación y asistencia técnica. • Desarrollo de guías. • Monitoreo y revisión periódica para la actualización continua del Código.

1.

Consideraciones Generales





TÍTULO 1.
CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

El Código de Construcción de la República Dominicana, establece los requerimientos mínimos para el análisis, diseño, y construcción de edificaciones que se erijan en el territorio nacional, de tal forma que su estructura se mantenga estable, garantizando principalmente la seguridad humana.

Se conoce como Edificación cualquier estructura que su uso final sea residencial, comercial, hospitalario, educacional, religioso, industrial, salud, o deportivo, y que esté sometida a cargas gravitacionales, tales como las cargas permanentes, el peso propio, sobrecargas; cargas laterales, sean estas cargas de vientos, cargas sísmicas y de impacto, son mandatorios y los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Ingeniero Responsable de Revisión de Planos y Cálculos de Diseño Estructural para cada proyecto en específico, y del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones de la República Dominicana (MIVHED), y serán de su responsabilidad. También puede aceptarse usar criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan, pero requerirá la aprobación expresa del MIVHED. En caso de mantenerse la discrepancia entre

el MIVHED y el diseñador, éste podrá solicitar un panel de expertos para la solución de las discrepancias.

1.2. VOLÚMENES Y TÍTULOS DEL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA.

El Código de Construcción de la República Dominicana lo conforman los siguientes Volúmenes y Títulos, incluido este Título 1. Todo el contenido del Código de Construcción de la República Dominicana, será de aplicación obligatoria para la debida concepción de los proyectos, así como para la ejecución, inspección y supervisión de las obras en cuestión; de igual modo, le serán aplicables los demás reglamentos vigentes necesarios para estos fines:

• Volumen I. Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones.
o Título 1: Consideraciones generales.
o Título 2: Cargas mínimas para diseño estructural.
o Título 3: Procedimientos para la tramitación de planos.
o Título 3.1: Inspección y Supervisión.
o Título 4: Suelos y fundaciones.
o Título 5: Hormigón armado.
o Título 6: Muros de hormigón armado de ductilidad limitada.
o Título 7: Aluminio.
o Título 8: Mampostería.
o Título 9: Acero.
o Título 10: Madera.
o Título 11: Vidrio y acristalado.
o Volumen II. Instalaciones sanitarias en edificaciones.
o Volumen III. Instalaciones eléctricas en edificaciones.
o Volumen IV. Instalaciones mecánicas en edificaciones.
o Volumen V. Diseño arquitectónico de edificaciones.

CAPÍTULO 1.3. SANCIONES.

El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en el Código de Construcción de la República Dominicana conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los capítulos V y VI, de la ley 687.

CAPÍTULO 1.4. DEFINICIONES.

Las siguientes definiciones corresponden a los términos más utilizados en el presente Título.

1.4.1. ACERO ESTRUCTURAL. Material aleado, laminado en caliente que cumple con las especificaciones ASTM, usado como elemento del pórtico necesario para la resistencia y la estabilidad de la estructura.

1.4.2. ACELERACIONES DE RESPUESTA AL MOVIMIENTO DEL SUELO MÁXIMAS CONSIDERADAS POR EL RIESGO (MCER). Los efectos de terremoto más severos considerados por este código, determinados para la orientación que resulta en la mayor respuesta máxima a los movimientos de tierra horizontales y con ajuste para el riesgo dirigido.

1.4.3. ACI. Instituto Americano del Hormigón.

1.4.4. AISC. Instituto Americano de la Construcción de Acero, Inc.

1.4.5. ADITIVO. Material diferente al cemento, a los agregados o al agua que se añade al hormigón, antes o durante la mezcla, para modificar una o varias de sus propiedades; sin perjudicar su durabilidad ni su capacidad de resistir esfuerzos.

1.4.6. AGENCIA AUTORIZADA. Una agencia establecida y reconocida que se dedica regularmente a la realización de ensayos o a la prestación de servicios de inspección, cuando dicha agencia ha sido aprobada por el funcionario de la construcción.

1.4.7. AGREGADO. Conjunto de partículas inertes, naturales o artificiales, tales como: arena, gravilla, grava, etc., que al ser mezclado con el material cementante y el agua produce el hormigón.

1.4.8. ALAMBRE. Elemento de acero que cumple las normas ASTM A 496 y ASTM A 82, utilizado como refuerzo. Puede ser liso o corrugado.

1.4.9. ALTURA ÚTIL O EFECTIVA. En una sección sometida a flexionar la distancia entre el extremo más comprimido y el centro de gravedad del refuerzo de tracción.

1.4.10. ANÁLISIS. Procedimiento mediante el cual se calculan las fuerzas interiores y deformaciones en los elementos de una estructura sometida a la acción de uno o más estados de carga.

1.4.11. ÁREA (PARA MAMPOSTERÍA):

1.4.12. SECCIÓN TRANSVERSAL BRUTA. El área delineada por las dimensiones especificadas de afuera hacia afuera de la mampostería en el plano considerado.

1.4.13. SECCIÓN TRANSVERSAL NETA. El área de las unidades de mampostería, la lechada y el mortero atravesada por el plano considerado en base a las dimensiones especificadas de afuera hacia afuera.

1.4.14. ASENTAMIENTO. Hundimiento o descenso del nivel de una estructura o parte de ella, debido a la compresión y deformación del suelo o roca de fundación.

1.4.15. ASCE. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

1.4.16. ASTM. Sociedad Americana para Pruebas y Materiales.

1.4.17. AWS. Sociedad Americana de Soldadura.

1.4.18. BALSA DE PILOTES COMBINADA. Construcción geotécnica compuesta que combina el efecto portante de ambos elementos de cimentación, balsa y pilotes, teniendo en cuenta las interacciones entre los elementos de cimentación y el subsuelo.

1.4.19. BARRA CORRUGADA. Barra con un núcleo de sección circular, en cuya superficie existen resaltes que tienen por objeto aumentar la adherencia entre el hormigón y el acero, que cumple con las normas ASTM A 706 y ASTM A 615.

1.4.20. BARRA LISA. Barra de sección transversal circular sin resaltes o nervios especiales, que cumple con la norma ASTM A 615.

1.4.21. CAMARAS. Huecos de block.

1.4.22. CAMARAS LLENAS. Huecos de block llenos de hormigón.

1.4.23. CARGA MUERTA. Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, incluyendo muros y particiones divisorias de ambientes y el peso de equipos permanentes.

1.4.24. CARGA VIVA. Carga debida al uso y la ocupación de la estructura y que no tiene carácter permanente.

1.4.25. CARGA DE SERVICIO. Todas las cargas, permanentes (muertas) o transitorias (vivas), que actúan sobre la estructura o parte de ésta, sin estar afectadas por ningún coeficiente de carga.

1.4.26. CARGAS NO PERMANENTES. Todas las cargas, excepto la carga muerta, que actúan sobre la estructura o parte de ésta.

1.4.27. CARGAS PERMANENTES. Cargas muertas.

1.4.28. CARGAS ÚLTIMAS O FACTORIZADAS. Cargas que producirían la rotura de los diferentes elementos estructurales. Se obtienen a partir de las cargas de servicio, afectadas por un factor de carga mayor que uno, de acuerdo con las ecuaciones de combinación.

1.4.29. CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO. Una clasificación asignada a una estructura basada en su categoría de riesgo y la severidad del movimiento de tierra del terremoto de diseño en el sitio.

1.4.30. CEMENTO. Material que cumple con las especificaciones ASTM C 150, que tiene propiedades cementantes cuando se utiliza en la fabricación del hormigón, ya sea por sí mismo, como es el caso del cemento hidráulico (Portland); el cemento adicionado y el cemento expansivo; o cuando estos últimos obran en combinación con cenizas volantes, puzolanas, escoria siderúrgica y humo de sílice.

1.4.31. CERTIFICADO DE CONFORMIDAD. Un certificado que indica que los materiales y productos cumplen con las normas especificadas o que el trabajo se realizó de acuerdo con los documentos de construcción aprobados.

1.4.32. CHIMENEA. Hogar y cámara de fuego o lugar preparado similar en el que se puede hacer fuego y que se construye junto con una chimenea.

1.4.33. CHIMENEA. Estructura principalmente vertical que contiene uno o más conductos de humo, con el fin de transportar los productos gaseosos de la combustión y el aire desde un aparato de combustión a la atmósfera exterior

1.4.34. CHIMENEA DE FÁBRICA. Una chimenea catalogada y etiquetada compuesta por componentes hechos en fábrica, ensamblados en el campo de acuerdo con las instrucciones del fabricante y las condiciones de la catalogación.

1.4.35. CHIMENEA DE MAMPOSTERÍA. Chimenea construida sobre el terreno, compuesta por unidades sólidas de mampostería, ladrillos, piedras u hormigón.

1.4.36. CHIMENEA METÁLICA. Chimenea metálica construida sobre el terreno.

1.4.37. CIMENTACIÓN. Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo o roca de apoyo.

1.4.38. CIMENTACIÓN PROFUNDA. Una cimentación profunda es un elemento de cimentación que no satisface la definición de cimentación superficial.

1.4.39. CIMENTACIÓN SUPERFICIAL. Una cimentación poco profunda es una zapata individual o en banda, una cimentación de estera, una cimentación de losa sobre rasante o un elemento de cimentación similar.

1.4.40. CLASE DE SITIO. Una clasificación asignada a un sitio basada en los tipos de suelos presentes y sus propiedades de ingeniería como se define en la Sección 2.13.3.2.

1.4.41. COEFICIENTES DEL SITIO. Los valores de Fa y Fv indicados en las Tablas XXX y XXX, respectivamente.

1.4.42. COLUMNA. Elemento estructural cuya solicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos flexores, torsión o fuerzas cortantes con una relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 ó más.

1.4.43. COLUMNA DE AMARRE. Es un elemento vertical que se considera unido íntegramente a la pared de mampostería y que debe cumplir con los requisitos establecidos en el Título 8 sobre Mampostería.

1.4.44. CONCRETO. Anglicismo de hormigón.

1.4.45. CONSTRUCCIÓN DE ACERO, CONFORMADA EN FRÍO. Aquel tipo de construcción compuesto en su totalidad o en parte por elementos estructurales de acero conformados en frío a partir de chapas o tiras de acero, como la cubierta del tejado, los paneles del suelo y de la pared, los montantes, las vigas del suelo, las vigas del tejado y otros elementos estructurales.

1.4.46. CURADO. Proceso por medio del cual el hormigón endurece y adquiere resistencia, una vez colocado en su posición final.

1.4.47. CONEXIÓN. Combinación de uniones utilizadas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. Se clasifican de acuerdo con la fuerza transmitida.

1.4.48. CONECTORES. Elementos de acero que cumplen con las especificaciones ASTM y AWS usados en el diseño de las uniones de los miembros estructurales del pórtico.

1.4.49. CONSTRUCCIÓN DE ADOBE. Construcción en la que los muros y tabiques exteriores portantes y no portantes son de unidades de mampostería de

arcilla sin cocer, y los suelos, techos y armazones interiores son total o parcialmente de madera u otros materiales aprobados.

1.4.50. ADOBE, ESTABILIZADO. Unidades de mampostería de arcilla sin cocer a las que se añaden aditivos, como el asfalto emulsionado, durante el proceso de fabricación para limitar la absorción de agua de las unidades a fin de aumentar su durabilidad.

1.4.51. ADOBE NO ESTABILIZADO. Unidades de mampostería de arcilla sin cocer que no cumplen la definición de "Adobe, estabilizado".

1.4.52. CORREAS. Término usado en cubierta de techo. Largueros o vigas horizontales que soportan la cubierta de techo y cubren el vano o distancia entre pórtico.

1.4.53. DADO DE APOYO. Elemento prismático de hormigón armado, que tiene como función distribuir las cargas concentradas en el plano del muro.

1.4.54. NOMINAL. La dimensión especificada más un margen para las juntas con las que se van a colocar las unidades. Las dimensiones nominales suelen indicarse en números enteros. El grosor se indica primero, seguido de la altura y la longitud.

1.4.55. DISEÑO. Procedimiento mediante el cual se verifica que los elementos de acero estructural resisten las solicitaciones obtenidas del análisis de la estructura, y se determina la sección requerida para resistir dichas solicitaciones.

1.4.56. DISEÑO A LA ROTURA. Método de diseño que consiste en demostrar que las solicitaciones debidas a las cargas factorizadas son menores o iguales que las fuerzas nominales de rotura de la sección multiplicadas por el factor de reducción de resistencia Ø.

1.4.57. EDIFICIOS DE BLOQUES. Son edificaciones, incluyendo viviendas de uno y dos pisos, cuya estructura portante principal, tanto para cargas verticales como horizontales, está conformada por muros de bloques de hormigón, diseñadas y construidas según lo establecido en el Título 8. sobre Mampostería, contenido en el Volumen I. del Código de Construcción de la República Dominicana.

1.4.58. EDIFICIOS DE PÓRTICOS. Son edificaciones cuya estructura portante principal, tanto para cargas verticales como horizontales, está conformada por pórticos de hormigón armado diseñados y construidos según este Código de Construcción de la República Dominicana.

1.4.59. EFECTOS DE VIENTO. Las solicitaciones de flexión, torsión, fuerzas cortantes, cargas axiales y deformaciones ocasionadas a los elementos estructurales por la acción del viento, en una estructura cualquiera.

1.4.60. EFECTOS SÍSMICOS. Las solicitaciones de flexión, torsión, fuerzas cortantes, cargas axiales y deformaciones ocasionadas a los elementos estructurales por la acción de un terremoto, en una estructura cualquiera.

1.4.61. EFECTOS TÉRMICOS. Los esfuerzos y las deformaciones ocasionados en los elementos de las estructuras por variaciones en la temperatura.

1.4.62. ESFUERZO. Intensidad de fuerza por unidad de área.

1.4.63. EJE PERFORADO. Elemento de cimentación profunda, también denominado cajón, muelle perforado y pilote perforado, que se construye mediante la perforación de un agujero (con o sin revestimiento permanente o fluido de perforación) en el suelo o la roca y se rellena con hormigón fluido después de retirar el equipo de perforación.

1.4.64. EJE PERFORADO CON CAMISA. Un pozo perforado con una tubería de revestimiento permanente que se extiende hasta el lecho de roca y un zócalo sin revestimiento perforado en el lecho de roca.

1.4.65. ELEMENTO ESTRUCTURAL DE ACERO. Cualquier miembro estructural de acero de un edificio o estructura consistente en formas laminadas, tubos, secciones estructurales huecas, placas, barras, láminas, varillas o fundiciones de acero que no sean miembros de acero formados en frío o viguetas de acero.

1.4.66. ELEMENTO FABRICADO. Miembros estructurales, portantes o resistentes a cargas laterales de conjuntos formados por materiales ensamblados antes de su instalación en un edificio o estructura, o sometidos a operaciones como el tratamiento térmico, el corte térmico, el trabajo en frío o el reformado después de su fabricación y antes de su instalación en un edificio o estructura. Los materiales producidos de acuerdo con las normas a las que se hace referencia en este código, como las formas de acero estructural laminado, las barras de refuerzo de acero, las unidades de mampostería y los paneles estructurales de madera, o de acuerdo con una norma referenciada que establece los requisitos para el control de calidad realizado bajo la supervisión de una agencia de control de calidad de terceros, no son "artículos fabricados".

1.4.67. ENCOFRADO. Estructura provisional de madera o elementos metá-

licos, de forma, dimensiones y seguridad adecuadas para la colocación del refuerzo y el hormigón de un elemento estructural, y sostenerlos mientras el hormigón adquiere la resistencia adecuada.

1.4.68. ESTADO LÍMITE DE ROTURA. Cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o el hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

1.4.69. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. La ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

1.4.70. ESTRIBOS. Elementos que corresponden a una forma de refuerzo transversal, utilizados para resistir fuerzas cortantes, torsión y para proveer confinamiento al núcleo del elemento, consistentes en barras corrugadas, barras lisas, alambres o malla electrosoldada, de una o varias ramas, doblados en forma de L, U, C o rectangulares y colocados perpendicularmente al refuerzo longitudinal o formando un ángulo con él.

1.4.71. ESTRIBO DE CONFINAMIENTO. Es un estribo rectangular cerrado, de barra de diámetro al menos ø3/8" (Nº 3), o un estribo continuo enrollado en forma de espiral (zuncho) alrededor del refuerzo longitudinal. Los estribos de confinamiento pueden estar compuestos de varios elementos de refuerzo; pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135º, o más, con una extensión de 6 diámetros de barra, pero no menor de 7.5 cm; que abrazan el refuerzo longitudinal y son proyectados hacia el interior de la sección del elemento.

1.4.72. FABRICANTE APROBADO. Una persona, firma o corporación establecida y calificada aprobada por el funcionario de la construcción de acuerdo con el Capítulo 3 de este código.

1.4.73. FABRICANTE DE PUERTAS DE GARAJE. La parte responsable del montaje completo de los componentes de la puerta del garaje.

1.4.74. FACTORES DE CARGA. Son factores por los que deben multiplicarse las cargas de servicio para obtener las cargas factorizadas para el diseño a la rotura.

1.4.75. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA. Coeficiente que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño.

1.4.76. FLEXIÓN COMPUESTA. Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.

1.4.77. FLEXIÓN OBLICUA. Flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.

1.4.78. FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA. Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.

1.4.79. FLEXIÓN SIMPLE. Flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.

1.4.80. FRAGUADO. Proceso químico por medio del cual el hormigón endurece y adquiere resistencia, una vez colocado en su posición final.

1.4.81. FUERZA AXIAL. Fuerza (tracción o compresión) que actúa en el centro de gravedad de una sección, paralela al eje longitudinal del elemento.

1.4.82. FUERZA CORTANTE. Fuerza que actúa en el centro de gravedad de una sección, perpendicular eje longitudinal del elemento, en un plano que contiene uno de los ejes principales de la sección.

1.4.83. GARGANTA DE LA CHIMENEA. Abertura entre la parte superior del hogar y la cámara de humos.

1.4.84. GRAPA. Es un estribo de una sola pata o rama, de barra de diámetro al menos ø3/8" (Nº 3), que tiene en un extremo un doblez a 135º, con una extensión recta de longitud mayor o igual a 6*db,; pero no menor de 7.5 cm; con un diámetro de doblado de 4*db, y en el otro extremo, un doblez de 90º más una extensión recta de longitud mayor o igual a 6*db, en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de 4*db.

1.4.85. HORMIGÓN. Material de construcción que se obtiene a partir de una mezcla homogénea de material cementante, agregados inertes y agua, con o sin aditivos.

1.4.86. HORMIGÓN ARMADO. Material constituido de hormigón que tiene un refuerzo de barras de acero dispuestas convenientemente en su interior.

1.4.87. JUNTA. Área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes.

1.4.88. JUNTA DE CABEZA. Junta vertical de mortero colocada entre las uni-

dades de mampostería dentro del pabellón en el momento en que se colocan las unidades de mampostería.

1.4.89. JUNTA DE CÁMARA. La capa horizontal de mortero sobre la que se coloca una unidad de mampostería.

1.4.90. JUNTA DEL CUELLO. Espacio longitudinal vertical entre los muros de mampostería o entre los muros de mampostería y la construcción de apoyo que se permite rellenar con mortero o lechada.

1.4.91. JUNTA DE CONSTRUCCIÓN. Interrupción de la colocación del hormigón, ya sea temporal o permanente.

1.4.92. JUNTA DE EXPANSIÓN. Separación entre porciones adyacentes de la edificación, localizada en un lugar establecido durante el diseño de la estructura, de tal manera que no interfiera con su comportamiento, y que al mismo tiempo permita desplazamientos en las direcciones apropiadas y que impida la formación de fisuras y grietas en otras partes de la estructura.

1.4.93. LADRILLO:

1.4.94. SILICATO DE CALCIO (LADRILLO SILICOCALCÁREO). Unidad prensada y posteriormente esterilizada en autoclave que consiste en arena y cal, con o sin la inclusión de otros materiales.

1.4.95. ARCILLA O PIZARRA. Unidad de mampostería sólida o hueca de arcilla o pizarra, generalmente formada en un prisma rectangular, luego quemada o cocida en un horno; el ladrillo es un producto cerámico.

1.4.96. HORMIGÓN. Unidad de mampostería de hormigón fabricada con cemento Portland, agua y agregados adecuados, con o sin la inclusión de otros materiales.

1.4.97. LONGITUD DE DESARROLLO. Es la longitud del refuerzo embebido en el hormigón, requerida para desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

1.4.98. LOSA. Elemento estructural horizontal o aproximadamente horizontal, macizo o con nervaduras, que trabaja en una o dos direcciones, de espesor pequeño en relación con sus otras dos dimensiones, y que resiste cargas que actúan en una dirección perpendicular a su plano medio.

1.4.99. LOSAS NERVADAS. Una losa nervada consiste en una combinación monolítica de nervios espaciados regularmente, en una o en dos direcciones, y

de una losa superior que actúa también en una o en dos direcciones, de acuerdo con la acción de los nervios. Los nervios pueden ser prefabricados, y la losa puede ser parcialmente prefabricada; pero, como mínimo, una parte de su espesor debe ser vaciado en sitio. Los entrepisos construidos con losas aligeradas (Hollow Core) o viguetas "Doble T" pretensadas prefabricadas no caen dentro de esta definición.

1.4.100. MAMPOSTERÍA. Pared o muro hecho a base de elementos prefabricados con medidas definidas (bloques) unidos mediante mortero de pega. Una construcción o combinación de unidades o materiales de construcción de arcilla, pizarra, hormigón, vidrio, yeso, piedra u otras unidades aprobadas, unidas entre sí con o sin mortero o lechada u otros métodos de unión aceptados.

1.4.101. MAMPOSTERÍA DE UNIDADES DE VIDRIO. Mampostería compuesta por unidades de vidrio unidas por mortero.

1.4.102. MAMPOSTERÍA LISA. Mampostería en la que se tiene en cuenta la resistencia a la tracción de la mampostería y se desprecian los efectos de las tensiones en el refuerzo.

1.4.103. MAMPOSTERÍA REFORZADA. Construcción de mampostería en la que se utiliza un refuerzo que actúa conjuntamente con la mampostería para resistir las fuerzas.

1.4.104. MAMPOSTERÍA MACIZA. Mampostería formada por unidades de mampostería sólidas colocadas de forma contigua con las juntas entre las unidades rellenas de mortero.

1.4.105. MAMPOSTERÍA NO REFORZADA (LISA). Mampostería en la que se tiene en cuenta la resistencia a la tracción de la mampostería y se desprecia la resistencia del acero de refuerzo, si está presente.

1.4.106. MAMPOSTERÍA DE CCA. Mampostería compuesta por unidades de hormigón celular autoclavado (CAA), fabricadas sin refuerzo interno y unidas entre sí mediante mortero de capa fina o gruesa.

1.4.107. MAMPOSTERÍA DE PIEDRA. Mampostería compuesta por unidades de piedra de campo, de cantera o de fundición unidas por mortero.

1.4.108. MAMPOSTERÍA PRETENSADA. Mampostería en la que se han introducido tensiones internas para contrarrestar posibles tensiones de tracción en la mampostería resultantes de las cargas aplicadas.

1.4.109. MEMORIA DE CÁLCULOS. Justificación técnica de las dimensiones, secciones y especificaciones de una estructura, tal como se presentan en los planos de construcción.

1.4.110. MIVHED. Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones de la República Dominicana.

1.4.111. MICROPILOTE. Un micropilote es un elemento de cimentación profunda perforado, inyectado in situ, que desarrolla su capacidad de carga mediante una zona de adherencia en el suelo, la roca madre o una combinación de suelo y roca madre.

1.4.112. MÓDULO DE ELASTICIDAD. Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite proporcional del material.

1.4.113. MOMENTO POSITIVO. El que produce esfuerzos de tracción en la cara inferior de vigas y losas.

1.4.114. MOMENTO NEGATIVO. El que produce esfuerzos de tracción en la cara superior de vigas y losas.

1.4.115. MORTERO. Una mezcla que consiste en materiales cementicios, agregados finos, agua, con o sin aditivos, que se utiliza para construir conjuntos de unidades de mampostería.

1.4.116. MORTERO, ADHERENCIA SUPERFICIAL. Una mezcla para unir unidades de mampostería de hormigón que contiene cemento hidráulico, refuerzo de fibra de vidrio con o sin rellenos inorgánicos o modificadores orgánicos y agua.

1.4.117. MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO. El movimiento sísmico del suelo para el que los edificios y las estructuras están específicamente proporcionados para resistir en la Sección 2.13.

1.4.118. MUELLE DE CIMENTACIÓN (para el capítulo 7). Elemento de cimentación vertical aislado cuya dimensión horizontal medida en ángulo recto con respecto a su espesor no excede de tres veces éste y cuya altura es igual o inferior a cuatro veces su espesor.

1.4.119. MURO. Elemento cuyo espesor es mucho menor en relación con sus otras dos dimensiones, usualmente vertical, utilizado para delimitar espacios, y que resiste cargas que actúan en una dirección paralela a su plano medio.

1.4.120. NERVIO. Elemento estructural secundario que forma parte de una losa nervada, el cual trabaja principalmente a flexión.

1.4.121. NUDO. Es la porción de la columna limitada por las superficies superiores e inferiores de las vigas que llegan a ella.

1.4.122. ORTOGONAL. Estar en dos direcciones horizontales, a 90 grados (1,57 rad) entre sí.

1.4.123. PEDESTAL. Elemento vertical sometido a compresión, acompañado o no de momentos flexores, fuerzas cortantes o torsión, y que tiene una longitud libre no mayor de tres veces su mínima dimensión transversal.

1.4.124. MURO. Elemento cuyo espesor es mucho menor en relación con sus otras dos dimensiones, usualmente vertical y que resiste cargas que actúan en una dirección paralela a su plano.

1.4.125. NUDO. Intersección perpendicular entre muros.

1.4.126. PARED. Cada sección continua y vertical de un muro, de una unidad de mampostería de espesor.

1.4.127. PARED CON CAVIDADES. Pared construida con unidades de mampostería o de hormigón, o una combinación de estos materiales, dispuesta para proporcionar un espacio de aire dentro de la pared, y en la que las partes interiores y exteriores de la pared están unidas con tirantes metálicos.

1.4.128. PARED APILADA EN SECO Y CON ADHERENCIA SUPERFICIAL. Muro construido con unidades de mampostería de hormigón en el que las unidades se apilan en seco, sin mortero en las juntas de la cama o de la cabeza, y en el que ambas caras del muro están recubiertas con un mortero de adhesión superficial.

1.4.129. PARAPETO. La parte de cualquier muro que se encuentra totalmente por encima de la línea del techo.

1.4.130. PERNOS. Anclajes, barras de acero laminado que cumple con las especificaciones ASTM, diseñado para unir elementos estructurales de acero con el hormigón en los apoyos.

1.4.131. PLACA DE APOYO. Elemento de acero laminado que cumple con las especificaciones ASTM, diseñada para distribuir las reacciones de apoyo de la viga o la columna sobre la base de hormigón.

1.4.132. PILOTE HELICOIDAL. Elemento de cimentación profunda de acero fabricado que consiste en un eje central y una o más placas de apoyo helicoidales. Un pilote helicoidal se instala girando en el suelo. Cada placa de apoyo helicoidal está formada por una rosca de tornillo con un paso uniforme definido.

1.4.133. PREFABRICADO. Elemento de hormigón, con o sin refuerzo, que se construye en un lugar diferente al de su posición final dentro de la estructura.

1.4.134. RECUBRIMIENTO. La menor distancia entre la superficie del refuerzo longitudinal o transversal y la superficie exterior de la sección de hormigón.

1.4.135. RECUBRIMIENTOS INTUMESCENTES RESISTENTES AL FUEGO. Mezcla líquida de película fina aplicada a los sustratos con brocha, rodillo, pulverizador o paleta que se expande en una capa protectora espumada para proporcionar una protección resistente al fuego de los sustratos cuando se exponen a las llamas o al calor intenso.

1.4.136. REFUERZO. Barras de acero colocadas en el hormigón para, en conjunto con él, resistir fuerzas de tracción, de compresión, de corte o de torsión.

1.4.137. REFUERZO EN ESPIRAL. Refuerzo transversal consistente en una hélice continua de barra de acero liso o corrugado, que cumple ciertas limitaciones de cuantía volumétrica. (Ver Zunchado).

1.4.138. REFUERZO LONGITUDINAL. Refuerzo que se coloca paralelo a la longitud mayor del elemento. Se destina para resistir fuerzas axiales y momentos flexores.

1.4.139. REFUERZO NEGATIVO. El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento negativo.

1.4.140. REFUERZO POSITIVO. El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento positivo.

1.4.141. REFUERZO TRANSVERSAL. El refuerzo destinado a resistir los efectos de la fuerza cortante y torsión. Incluye, igualmente, el destinado a impedir el pandeo del refuerzo principal en las columnas o en los elementos sometidos a fuerzas de compresión, y el que produce confinamiento.

1.4.142. REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA. En losas armadas en una dirección, es el refuerzo perpendicular al refuerzo principal, destinado a resistir los esfuerzos causados por variación de temperatura o por retracción de fraguado.

1.4.143. REGION PROPENSA A HURACANES. Área vulnerable al paso de huracanes definida por todo el territorio de la República Dominicana.

1.4.144. REGIÓN DE ESCOMBROS TRANSPORTADOS POR EL VIENTO. Área dentro de la región propensa a huracanes definida de la siguiente manera:
a. Dentro de 1.6 km (1 milla) de línea costera medida desde la marca de pleamar media; o
b. Donde la velocidad de viento de diseño de resistencia, Vult, es 225 kph (140 mph) o más.

1.4.145. RESISTENCIA DE DISEÑO. Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de la resistencia.

1.4.146. RESISTENCIA NOMINAL. Resistencia de un elemento o sección transversal calculada de acuerdo con estas disposiciones antes de la aplicación de cualquier factor de reducción de la resistencia.

1.4.147. RESISTENCIA REQUERIDA. Resistencia de un elemento o sección transversal requerida para resistir las cargas factorizadas.

1.4.148. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESPECIFICADA DE LA MAMPOSTERIA, f'm. Resistencia mínima a la compresión, expresada como fuerza por unidad de área de sección transversal neta, exigida a la mampostería utilizada en la construcción por los documentos de construcción aprobados, y en la que se basa el diseño del proyecto. Siempre que la cantidad f'm esté bajo el signo radical, se entiende la raíz cuadrada del valor numérico solamente y el resultado tiene unidades de libras por pulgada cuadrada (psi) (MPa).

1.4.149. RESISTENCIA A LA FLUENCIA (Fy). Valor de la resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de hormigón armado.

1.4.150. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A LA COMPRESIÓN (F'c). Resistencia nominal especificada a los 28 días, que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de hormigón armado.

1.4.151. RESISTENCIA DE DISEÑO O RESISTENCIA ÚLTIMA. Resistencia nominal de un elemento, o sección de él, multiplicada por un factor de reducción de resistencia Ø.

1.4.152. RESISTENCIA NOMINAL. Resistencia de un elemento, o sección de él, calculada analíticamente de acuerdo con los requisitos y suposiciones del

método de diseño a la rotura y sin incluir ningún coeficiente de reducción de resistencia.

1.4.153. REVENIMIENTO ("SLUMP") (ENSAYO DE). Resultado del ensayo de manejabilidad de una mezcla de hormigón.

1.4.154. REVESTIMIENTO IGNÍFUGO DE MASILLA. Mezcla líquida aplicada a un sustrato con brocha, rodillo, pulverizador o paleta que proporciona una protección resistente al fuego de un sustrato cuando se expone a la llama o al calor intenso.

1.4.155. RIGIDIZADORES. Elementos de acero estructural diseñados para rigidizar el alma de las vigas o columnas cuando los esfuerzos por cortante así lo requieran.

1.4.156. RIOSTRAS. Elemento diseñado para dar estabilidad lateral al pórtico.

1.4.157. SISTEMA SÍSMICO DESIGNADO. Aquellos componentes no estructurales que requieren diseño de acuerdo con el Título 2, Sección 2.11 y para los cuales el factor de importancia del componente, Ip, es mayor que 1 de acuerdo con la Título 2, Sección 2.11.

1.4.158. SISTEMA SISMORRESISTENTE. La parte del sistema estructural que ha sido considerada en el diseño para proporcionar la resistencia requerida a las fuerzas sísmicas prescritas.

1.4.159. SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA AL VIENTO. Conjunto de elementos estructurales destinados a proporcionar soporte y estabilidad a la estructura general. El sistema generalmente recibe la carga de viento de más de una superficie.

1.4.160. SOLICITACIONES. Cargas a las que se encuentra sometido un miembro estructural.

1.4.161. TEJA, ARCILLA ESTRUCTURAL. Unidad de mampostería hueca compuesta de arcilla quemada, pizarra, arcilla refractaria o mezcla de ellas, y que tiene celdas paralelas.

1.4.162. TILLAS. Término usado en cubierta de techo. Elementos secundarios de acero estructural diseñados para dar soporte lateral a las correas.

1.4.163. TIPOS DE CHIMENEAS.

1.4.164. TIPO DE APARATO DE ALTA TEMPERATURA. Chimenea aprobada para eliminar los productos de la combustión de aparatos de alta temperatura

que queman combustible y que producen gases de combustión por encima de los 1093ºC (2000ºF) medidos en la salida de humos del aparato (véase la Sección 2113.11.3.).

1.4.165. TIPO DE APARATO DE BAJA TEMPERATURA. Una chimenea aprobada para eliminar los productos de la combustión de los aparatos de bajo calor que queman combustible y que producen gases de combustión que no superan los 538ºC (1000ºF) en condiciones normales de funcionamiento, pero que pueden producir gases de combustión de 760ºC (1400ºF) durante el encendido de fuerzas intermitentes por períodos de hasta 1 hora. Las temperaturas se medirán en la salida de humos del aparato.

1.4.166. TIPO DE MAMPOSTERÍA. Chimenea construida sobre el terreno con unidades de mampostería sólida o piedras.

1.4.167. TIPO DE APARATO DE CALOR MEDIO. Una chimenea aprobada para eliminar los productos de la combustión de aparatos de calor medio que queman combustible y que producen gases de combustión que no superan los 1093ºC (2000ºF) medidos en la salida del conducto de humos del aparato (véase la Sección 7.13.11.2.).

1.4.168. TORSIÓN PRIMARIA. Cuando la rigidez torsional del elemento sometido a torsión es indispensable para la estabilidad de la estructura.

1.4.169. TORSIÓN SECUNDARIA. Cuando si se desprecia la rigidez torsional del elemento sometido a torsión, el sistema sigue siendo estable.

1.4.170. UNIDAD DE MAMPOSTERÍA. Ladrillo, baldosa, piedra, bloque de vidrio o bloque de hormigón que se ajusta a los requisitos especificados en la Sección 7.3.

1.4.171. HUECO. Unidad de mampostería cuya sección transversal neta en cualquier plano paralelo a la superficie de carga es inferior al 75 por ciento de su sección transversal bruta medida en el mismo plano.

1.4.172. MACIZA. Unidad de mampostería cuya sección transversal neta en cualquier plano paralelo a la superficie de carga es igual o superior al 75 por ciento de su sección transversal bruta medida en el mismo plano.

1.4.173. UNIÓN RODADA. La colocación de unidades de mampostería de tal manera que las juntas de cabeza en cursos sucesivos están desplazadas horizontalmente al menos un cuarto de la longitud de la unidad.

1.4.174. VIGA. Elemento estructural, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su solicitación principal es el momento flexor, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.

1.4.175. VIGA DE ACOPLAMIENTO. Viga de gran peralte, cuyas solicitaciones principales son fuerza cortante y momento flexor, que se usa para conectar muros, con el fin de aportar rigidez y disipación de energía a la estructura.

1.4.176. VIGA DE AMARRE. Es un elemento horizontal que se considera unido íntegramente a la pared de mampostería que debe cumplir con los requisitos del Título 7.

1.4.177. VIGAS DE ARROSTRAMIENTO. Son elementos colocados debajo del nivel del terreno y encima de las zapatas, que forman una red amarrando todas las columnas y muros en la base del edificio. En plateas, las vigas de la platea sirven para hacer la misma función

1.4.178. VIGUETAS DE ACERO. Cualquier miembro estructural de acero de un edificio o estructura hecho de secciones sólidas o de banda abierta laminadas en caliente o formadas en frío, o barras remachadas o soldadas, tiras o miembros de chapa de acero, o secciones laminadas ranuradas y expandidas, o deformadas de otro modo.

1.4.179. ZUNCHADO. Elementos que soportan cargas de compresión, refuerzo transversal consistente en una barra continua que se enrolla en forma de espiral alrededor del refuerzo longitudinal formando círculos, rectángulos o cualquier otra forma poligonal, sin tener esquinas hacia adentro de la sección.

CAPÍTULO 1.5. DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

1.5.1. MEMORIA DE CÁLCULOS. En la memoria de cálculos se describirán, con el nivel de detalle suficiente para que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto, los criterios de análisis y diseño estructural adoptados y los principales resultados del análisis y el dimensionado de las secciones de hormigón armado. Se incluirá una justificación del diseño de la cimentación. Debe incluir, como mínimo, lo siguiente:

a. Descripción del sistema estructural.

b. Cargas usadas.

c. Características y resistencias de todos los materiales estructurales.

d. Resultados de los análisis y los diseños de los elementos estructurales.
e. Esquemas de las armaduras de refuerzo de todos los elementos estructurales.
f. Detalles de armaduras especiales por requisitos de ductilidad en nudos, vigas y columnas.
g. Diseño de las conexiones.
h. Diseño de las fundaciones.
i. Diseño de cubiertas y fachadas.
1.5.2 INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS. El Informe de Mecánica de Suelos se debe hacer según lo especificado en el Título 4. sobre Suelos y Fundaciones, contenido en el Volumen I. del Código de Construcción de la República Dominicana. Debe incluir por lo menos:
a. El tipo de investigación realizada
b. El esfuerzo admisible del terreno
c. Las características físicas del terreno, necesarias para calcular los empujes sobre muros de contención si fuese necesario
d. Incidencia de excavaciones en estructuras adyacentes existentes

1.5.3 PLANOS ESTRUCTURALES. Los planos estructurales deben incluir todos los detalles necesarios para construir el edificio. Los planos de diseño deben mostrar un plano general en planta, completa, dimensionado, y las elevaciones necesarias para mostrar todos los lados del diseño, con las dimensiones, las secciones y la situación relativa de todos los miembros, juntas y conexiones de la estructura.
Los niveles de piso, los centros de las columnas, y las excentricidades de sus ejes deben estar acotados. Los planos se dibujarán a una escala suficientemente grande para poder apreciar fácilmente los detalles del diseño, no menos de 1/100.
Cuando se requiera contraflechas en vigas y celosías, estas deberán precisarse en los planos. Igualmente debe indicarse en los planos los requisitos para rigidizadores y arriostramientos. Además, se debe incluir la siguiente información:
a. Código usado para el diseño.
b. Materiales y especificaciones a usar en cada uno de los elementos estructurales.

c. Cargas vivas, muertas, criterio de diseño de viento, así como el criterio de diseño sísmico usados para el análisis y el diseño de los elementos estructurales.
d. Esfuerzo admisible del terreno usado para el diseño de las cimentaciones.
e. Detalles de armaduras especiales por requisitos de ductilidad en nudos, vigas y columnas.
f. Detalles de conexiones (si aplica).
g. Si la construcción compuesta es apuntalada o no (si aplica).
h. Detalles de empalme de estructura de acero con base de hormigón (si aplica).
i. Detalle de elementos cuyas longitudes no son transportables, tomando en consideración su ejecución en campo y la seguridad en la obra (si aplica).
1.5.4 SISTEMAS DE UNIDADES. Todos los documentos del proyecto estructural deberán ser preparados usando las unidades del Sistema Métrico Decimal (MKS) y especificar entre paréntesis () su equivalencia en el Sistema Internacional (SI).

1.5.5 CARGA VIVA DEL ENTREPISO. La carga viva del entrepiso uniformemente distribuida, concentrada y de impacto utilizada en el diseño se indicará para las áreas del suelo. El uso de la reducción de la carga viva de acuerdo con la Sección 2.6. se indicará para cada tipo de carga viva utilizada en el diseño.

1.5.6 CARGA VIVA DEL TECHO. La carga viva del techo utilizada en el cálculo se indicará para las zonas de techo según la Sección 2.6.

1.5.7 DATOS DE DISEÑO DEL VIENTO. Se mostrará la siguiente información relacionada con las cargas de viento, independientemente de si las cargas de viento rigen el diseño del sistema de resistencia de fuerzas laterales de la estructura:

a. Velocidad máxima del viento de diseño, Vult, (ráfaga de 3 segundos), kilometro por hora (km/h) y velocidad nominal del viento de diseño, Vasd, determinada de acuerdo con la Sección 2.7.
b. Categoría de riesgo.

c. Exposición al viento. Dirección del viento aplicable si se utiliza más de una exposición al viento.
d. Coeficiente de presión interna aplicable.
e. Presiones de viento de diseño a utilizar para los componentes exteriores y materiales de revestimiento no diseñados específicamente por el profesional de diseño registrado responsable del diseño de la estructura, Kgf/m2 (kN/m2).

1.5.8 DATOS DE DISEÑO SÍSMICO. Se mostrará la siguiente información relacionada con las cargas sísmicas, independientemente de si las cargas sísmicas rigen el diseño del sistema de resistencia a fuerzas laterales de la estructura:

a. Categoría de riesgo.
b. Factor de importancia sísmica, Ie.
c. Parámetros de aceleración de la respuesta espectral, SS y S1.
d. Clase de emplazamiento.
e. Parámetros de aceleración de la respuesta espectral de diseño, SDS y SD1.
f. Categoría de diseño sísmico.
g. Sistema(s) sismorresistente(s) básico(s).
h. Esfuerzo base de diseño.
i. Coeficiente(s) de respuesta sísmica, CS.
j. Coeficiente(s) de modificación de la respuesta, R.
k. Procedimiento de análisis utilizado.

1.5.9 DATOS DE DISEÑO DE INUNDACIONES. Para los edificios situados total o parcialmente en zonas de riesgo de inundación según lo establecido en la Sección xxxx, se incluirá la documentación relativa al diseño, si se requiere en la Sección xxxxx, y se mostrará la siguiente información, referida al punto de referencia del Mapa de Tasas de Seguro de Inundación de la comunidad, independientemente de si las cargas de inundación rigen el diseño del edificio:
a. Clase de diseño de inundación asignada de acuerdo con ASCE 24.
b. En las zonas de riesgo de inundación que no sean zonas costeras de alto riesgo o zonas costeras A, la elevación del piso más bajo propuesto, incluido el sótano.

c. En las zonas con riesgo de inundación distintas de las zonas costeras de alto riesgo o de las zonas costeras A, la elevación a la que se protegerá en seco cualquier edificio no residencial contra las inundaciones.
d. En las áreas de alto riesgo costero y las zonas costeras A, la elevación propuesta de la parte inferior del miembro estructural horizontal más bajo del piso más bajo, incluido el sótano.

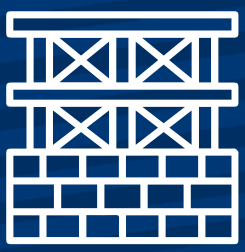
1.5.10 CARGAS ESPECIALES. Las cargas especiales aplicables al diseño del edificio, estructura o partes del mismo, incluyendo, pero sin limitarse a las cargas de la maquinaria o equipo, que sean de mayor magnitud que las cargas definidas en las cargas de piso y techo especificadas, se especificarán mediante sus descripciones y ubicaciones.

1.5.11 SISTEMAS DE PANELES FOTOVOLTAICOS. La carga muerta de los sistemas de paneles fotovoltaicos montados en la azotea, incluidos los sistemas de soporte de bastidores, se indicará en los documentos de construcción.

1.5.12 DATOS DE LA CARGA DE LLUVIA DE TECHO. Se indicarán los siguientes parámetros de carga de lluvia de la cubierta, independientemente de que las cargas de lluvia rijan el diseño:
a. Carga de lluvia
b. Intensidad de la lluvia, i (mm/h)

2.

Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural



TITULO 2:
CARGAS MINIMAS PARA ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

CAPITULO 2.1. TERMINOS Y DEFINICIONES.

2.1.1. ACELERACION MAXIMA DEL TERRENO: Conocida como "Peak Ground Acceleration" o PGA por sus siglas en inglés, es la máxima aceleración del suelo producto de un terremoto, reportada en un registro de aceleración en una ubicación específica.

2.1.2. ALTURA DE PISO: Distancia vertical medida entre el nivel terminado de la losa de piso y el nivel terminado de la losa del nivel inmediatamente superior.

2.1.3. ANCLAJE: Elemento o conjunto de elementos fijados de forma permanente a una parte de la estructura, al que es posible anclar un elemento estructural.

2.1.4. AMENAZA SISMICA: La probabilidad de que el sitio experimente un cierto nivel de movimiento del suelo que sea excedido por un valor predeterminado (Coburn A. & Spence R., 2002).

2.1.5. AMENAZA SISMICA DETERMINISTICA: Métodos del cálculo de la peligrosidad sísmica que consideran que la historia sísmica dentro de una región se va a repetir de la misma forma con el paso del tiempo (Giner J. & Molina S., 2001).

2.1.6. AMENAZA SISMICA PROBABILISTICA: Métodos del cálculo de la peligrosidad sísmica que se basan en la obtención de una función de distribución de probabilidad de recurrencia de eventos sísmicos, a partir de un modelo matemático que sea capaz de asignar una probabilidad de que se produzca un sismo de ciertas características en un lugar determinado y en un tiempo dado (Giner J. & Molina S., 2001).

2.1.7. ARRIOSTRAMIENTO: Elemento estructural que sirve para rigidizar o estabilizar uno o más elementos estructurales, impidiendo o limitando los desplazamientos o deformaciones de éstos.

2.1.8. BASE SISMICA: Nivel al cual se supone que los movimientos horizontales de los suelos producidos por un sismo se transmiten a la edificación. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno.

2.1.9. CAPITEL: En sistemas de losas sin vigas, es el ensanchamiento del extre-

mo superior de una columna que se utiliza como conexión entre ésta y la losa tipo placa plana.

2.1.10. CARGA: Fuerza que actúa de forma concentrada o distribuida sobre la estructura. Esta puede ser el resultado de los pesos de los materiales de la estructura, sus ocupantes, el mobiliario, equipos, instalaciones, movimientos diferenciales, cambios de volumen, efectos del ambiente, entre otras.

2.1.11. CARGA DE SERVICIO: Son las cargas muertas y vivas impartidas a una estructura, las cuales se asume estarán presentes sobre la estructura durante su ocupación normal. Las cargas vivas y las cargas ambientales para un estado límite en particular podrán ser menores que las cargas de diseño especificadas en este título.

2.1.12. CARGA NOMINAL: Son las magnitudes de las cargas muertas y vivas especificadas en este título.

2.1.13. CARGA ULTIMA: En la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design), es la carga que actúa sobre un elemento estructural multiplicada (mayorada) por un factor de carga definido en este título.

2.1.14. CARGA MUERTA: Son las cargas que no varían (o varían muy poco) en posición y/o magnitud sobre la estructura.

2.1.15. CARGA VIVA: Son las cargas que varían en magnitud y/o posición sobre la estructura. Comprenden esencialmente las cargas de ocupación o uso y las ambientales.

2.1.16. CATEGORIA DE RIESGO: Es una clasificación de las edificaciones y otras estructuras para la determinación de las cargas ambientales, la cual está basada en el riesgo asociado con un desempeño no aceptable.

2.1.17. COLECTOR/DISTRIBUIDOR. Es un elemento de borde de diafragma paralelo a la carga aplicada que recoge y transfiere fuerzas cortantes del diafragma hacia los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales.

2.1.18. COLUMNA: Elemento estructural que tiene dos dimensiones significativamente menores que la tercera (longitud), dispuesta generalmente en posición vertical para resistir una combinación de esfuerzos de compresión, flexión y corte.

2.1.19. COMPONENTE NO ESTRUCTURAL: Componente permanente que

no forma parte del sistema resistente a cargas laterales, pero que es afectado por sus movimientos. Entre ellos pueden mencionarse los muros divisorios (panderetas) y elementos de fachada, ventanales, cielos falsos, antepechos, estanterías, elementos decorativos, luminarias, equipos mecánicos y eléctricos, entre otros.

2.1.20. CONEXIÓN DUCTIL: Conexión que disipa energía sísmica mediante la deformación controlada de componentes designados.

2.1.21. CONEXIÓN FUERTE: Conexión cuyos elementos se mantienen esencialmente en el rango elástico para los niveles máximos de fuerzas que pueden transmitir los elementos conectados, como consecuencia de los desplazamientos impartidos por las cargas laterales.

2.1.22. CONEXIÓN RIGIDA. Es aquella que no permite movimiento traslacional o rotacional relativo entre las partes conectadas.

2.1.23. CONEXIÓN SEMIRRIGIDA. Es aquella que permite cierto grado de movimiento traslacional y/o rotacional relativo entre las partes conectadas, sin significar eso un deterioro de ésta o una pérdida de resistencia.

2.1.24. CORTANTE BASAL: Es la fuerza cortante que se produce en la base sísmica producto de la acción de las fuerzas sísmicas especificadas en este título.

2.1.25. CUERDA (DIAFRAGMAS): Es un elemento de borde de un diafragma, cuyo eje es ortogonal a la carga aplicada, y que experimenta fuerzas de tracción o compresión producto de la flexión del diafragma en su plano.

2.1.26. DERIVA DE PISO: Diferencia relativa del desplazamiento entre la parte superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso.

2.1.27. DESPLAZAMIENTO LATERAL: Desplazamiento lateral total esperado de un piso medido con respecto de la base sísmica.

2.1.28. DIAFRAGMA ESTRUCTURAL: Miembro estructural, generalmente una losa de piso o techo, una membrana o un sistema de arriostramiento, que distribuye las fuerzas laterales hacia el sistema estructural resistente a cargas laterales.

2.1.29. DIAFRAGMA RIGIDO: Diafragma estructural que se considera que tiene una rigidez infinita en su plano.

2.1.30. DIAFRAGMA SEMIRIGIDO: Diafragma estructural cuya rigidez en su plano se computa y se considera en el análisis estructural.

2.1.31. DIAFRAGMA FLEXIBLE: Diafragma estructural para el cual, en una dirección de análisis especificada, el desplazamiento lateral máximo computado del mismo excede el doble del desplazamiento lateral promedio de sus extremos.

2.1.32. DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES: Conocido como "Allowable Stress Design" o ASD por sus siglas en inglés, es un método usado para diseñar elementos estructurales consistente en garantizar que los esfuerzos calculados elásticamente en los elementos estructurales, producto de la acción de las cargas nominales, no excedan cierto nivel permisible de esfuerzos.

2.1.33. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA: Conocido como "Load and Resistance Factor Design" o LRFD por sus siglas en inglés, es un método usado para diseñar elementos estructurales consistente en garantizar que las fuerzas producidas en los elementos afectadas por un factor de mayoración (cargas últimas) no excedan la resistencia de diseño del miembro.

2.1.34. DUCTILIDAD GLOBAL: Capacidad de la estructura para deformarse significativamente más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante la ocurrencia de desplazamientos laterales inducidos por terremotos.

2.1.35. EDIFICIO/EDIFICACION: Estructura, generalmente cerrada y con techos, diseñada y construida para proveer un uso u ocupación específica.

2.1.36. EFECTO DE SEGUNDO ORDEN: Son los efectos (fuerzas y deformaciones adicionales) que se producen en elementos estructurales producto de la excentricidad de la carga vertical que se genera luego de las deformaciones laterales resultantes de varias condiciones de carga.

2.1.37. ELEMENTO DE BORDE. Porción de muro o losa ubicados en los bordes para transferir y resistir cargas. Los colectores y distribuidores en diafragmas, bordes de muros de corte, bordes de aberturas en muros y losas, esquinas reentrantes, constituyen elementos de borde.

2.1.38. ESFUERZO: En mecánica de sólidos, fuerza por unidad de área.

2.1.39. ESTADO LIMITE: Condición de la estructura o elemento estructural a partir de la cual se considera que ya no es apta para funcionar adecuadamente (estado límite de servicio) o que no tiene resistencia suficiente, volviéndose insegura para sus ocupantes (estado límite de diseño).

2.1.40. ESTRUCTURAS ESENCIALES: Son aquellas edificaciones y otras estructuras que deben mantenerse operativas ante la ocurrencia de solicitaciones extremas producto de cargas sísmicas o de viento.

2.1.41. FACTOR DE IMPORTANCIA: Factor definido en este título, toma en cuenta el grado de riesgo a la vida humana, la salud y el bienestar de la sociedad, asociados al daño o pérdida de funcionalidad de la propiedad.

2.1.42. FALLA ACTIVA: Es una falla que se ha determinado como activa por el Servicio Geológico Nacional u alguna otra autoridad con jurisdicción, basados en datos y estudios científicos rigurosamente sustentados.

2.1.43. IRREGULARIDAD: Cambio abrupto en la geometría, la rigidez, la resistencia o la masa de una estructura.

2.1.44. INSTALACIONES: Componentes no estructurales tales como ductos, equipos y tuberías.

2.1.45. LINEA DE RESISTENCIA: También conocida como línea de defensa, es la línea imaginaria que, vista en la planta estructural de una edificación, representa un eje del sistema resistente a fuerzas laterales en cada dirección de análisis.

2.1.46. LOSA: Elemento estructural con una dimensión (espesor) significativamente menor que las otras dos (largo y ancho), dispuesta con su plano paralelo o casi paralelo con la horizontal, y utilizado para recibir y distribuir la carga de ocupación de una edificación. Las losas en general se diseñan para resistir esencialmente una combinación de flexión y corte.

2.1.47. MOBILIARIO: Elementos dentro de la estructura, tales como muebles y objetos independientes.

2.1.48. MURO: Elemento estructural, con una dimensión (espesor) significativamente menor que las otras dos (largo y altura), dispuesto generalmente alineando su plano con la vertical, usado para resistir una combinación de esfuerzos de compresión, flexión y corte.

2.1.49. NODO: Parte de una estructura que es común a los elementos que se interceptan.

2.1.50. PERIODO FUNDAMENTAL: En análisis modal de una estructura, es el mayor tiempo que tarda una estructura en realizar una oscilación completa, cuando esta es desplazada lateralmente y se deja oscilar libremente.

2.1.51. PLACA PLANA: Losa estructural dispuesta sin vigas, de modo que los esfuerzos se transmiten directamente a las columnas o muros de apoyo.

2.1.52. PREVENCION DE COLAPSO: Nivel de desempeño que corresponde a la acción del Terremoto Máximo Considerado (TMC).

2.1.53. REDUNDANCIA: En análisis estructural elemental, una estructura es más redundante a medida que tiene más cantidad de fuerzas internas y/o reacciones de apoyo que no pueden ser determinadas usando únicamente las ecuaciones de la estática. Por otro lado, en el análisis sísmico de edificaciones, se dice que una estructura tiene más redundancia en la medida en que se requiere mayor formación de rótulas plásticas para crear un mecanismo de colapso. Es decir que la redundancia está intrínsecamente ligada a la cantidad de líneas resistentes en cada dirección de análisis.

2.1.54. REGISTRO DE ACELERACION DEL TERRENO: Registros continuos (análogos) o digitales que representan el movimiento del suelo a lo largo del tiempo, en intervalos discretos de números que pueden manipularse usando una computadora (Stein S. & Wysession M., 2003).

2.1.55. RESISTENCIA DE DISEÑO: Resistencia nominal de un elemento estructural multiplicada por un factor de reducción de resistencia φ.

2.1.56. RESISTENCIA LATERAL DE PISO: Sumatoria de la resistencia a cargas laterales de los elementos estructurales que conforman el sistema resistente a cargas laterales en un piso dado.

2.1.57. RESISTENCIA NOMINAL: Resistencia de un elemento estructural o una sección transversal antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia. Esta resistencia debe calcularse usando las resistencias especificadas de los materiales y las dimensiones y fórmulas derivadas mediante la aplicación de principios de mecánica estructural universalmente aceptados.

2.1.58. RESISTENCIA REQUERIDA: Resistencia que un elemento estructural o sección transversal debe tener para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas relacionados, combinadas como se indica en este título.

2.1.59. RIGIDEZ LATERAL DE PISO: Es la sumatoria de las rigideces laterales a flexión y corte de los elementos que conforman el sistema resistente a cargas laterales en un piso dado.

2.1.60. ROTULA PLASTICA: Longitud o región de un elemento estructural designada para que ocurra fluencia esencialmente a flexión producto de los desplazamientos de diseño, y donde se espera que se concentre una alta demanda de deformación controlada que contribuye a la disipación de energía de la estructura.

2.1.61. SEGURIDAD DE VIDA: Nivel de desempeño que corresponde a la acción del Terremoto Máximo Considerado (TMC) dividida por un factor de seguridad de 1.5.

2.1.62. SISMO EXTREMO: Es el Terremoto Máximo Considerado (TMC). Sismo con probabilidad de excedencia de un 2%, en 50 años, lo que equivale, generalmente, a un sismo con un periodo de retorno de 2,475 años. Es el máximo nivel esperado del movimiento del suelo.

2.1.63. SISMO DE DISEÑO. Nivel de sismo correspondiente a dos terceras partes del nivel correspondiente al Terremoto Máximo Considerado o Sismo Extremo.

2.1.64. SISMO SEVERO: Es un sismo con probabilidad de excedencia de un 10% en 50 años, equivalente a un sismo con un periodo de retorno de 475 años.

2.1.65. SISMO MODERADO: Es un sismo con probabilidad de excedencia de un 20% en 50 años, equivalente a un sismo con un periodo de retorno de 225 años.

2.1.66. SISMO DE BAJA INTENSIDAD: Es un sismo con probabilidad de excedencia de un 50% en 50 años, equivalente a un sismo con un periodo de retorno de 50 años.

2.1.67. SISTEMA RESISTENTE A CARGAS LATERALES: Conjunto de elementos estructurales que son designados, diseñados y detallados de conformidad con los requisitos aplicables del Volumen 1, para resistir las cargas laterales de reglamento impuestas a la estructura.

2.1.68. SOBRERRESISTENCIA: Es la diferencia entre la resistencia máxima que puede desarrollar una estructura y la resistencia de la estructura justo al incursionar en el rango no lineal de deformaciones. A la sobrerresistencia de una estructura aporta la sobrerresistencia de los materiales, la que resulta del conservatismo inherente al procedimiento de diseño y a la sobrerresistencia del

sistema, ésta última vinculada a la redundancia y a la configuración estructural.
2.1.69. VIGA DE ACOPLE. Es una viga conecta dos muros paralelos de manera que éstos actúen acoplados en conjunto para resistir las cargas laterales.

CAPITULO 2.2. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN.

2.2.1. OBJETIVO. Este documento establece criterios mínimos para el análisis y diseño sismorresistente de edificios nuevos. Además, especifica las exigencias sísmicas para componentes y sistemas no estructurales.

Las acciones sísmicas de diseño, procedimientos de análisis estructural, requisitos de resistencia, rigidez y estabilidad, y demás previsiones generales que se establecen en este código tienen como propósito principal evitar, ante un sismo extremo, las pérdidas de vida, incluso admitiendo fuertes daños a la estructura, a los elementos no estructurales y a los contenidos, siempre que la estructura no colapse, ni total ni parcialmente.

2.2.2. REQUERIMIENTOS BASICOS. Todas las edificaciones y otras estructuras, así como todos sus componentes, se deberán diseñar y construir con resistencia y rigidez adecuadas para proporcionar estabilidad estructural, proteger los componentes no estructurales e instalaciones y cumplir con los requisitos de serviciabilidad requeridos en este título.

2.2.2.1. Todas las estructuras deberán ser provistas de un flujo de carga continuo desde el origen de éstas hasta las fundaciones, a través de un sistema estructural designado para esos fines.

2.2.2.2. Todos los miembros estructurales estarán unidos mediante conexiones capaces de transmitir las cargas inducidas por los elementos conectados.

2.2.3. SERVICIABILIDAD. Los sistemas estructurales y los miembros que los conforman deberán diseñarse para que tengan rigidez adecuada bajo los niveles de carga de servicio para limitar las deflexiones, las derivas de piso, las vibraciones o cualquier otro tipo de deformación que vaya en detrimento del uso y/o desempeño objetivo de la edificación u otras estructuras.

2.2.4. FUNCIONALIDAD. Los sistemas estructurales y los miembros que los conforman deberán tener la resistencia y la rigidez adecuadas para limitar las deflexiones, derivas de piso u otras deformaciones, de manera que no se comprometa la función de la estructura luego de la ocurrencia de eventos

medioambientales de diseño contemplados en este título.

2.2.4.1. Los componentes no estructurales y sus anclajes a la estructura deberán tener una rigidez y resistencia adecuadas para que su comportamiento no limite la función o uso de la edificación u otra estructura luego de la ocurrencia de los eventos medioambientales de diseño contemplados en este título.

2.2.5. NIVELES DE DAÑO ESPERABLES. Es intención del presente reglamento que los daños esperables para la estructura ante diferentes intensidades de sismos sea la siguiente:

a) Que ante el sismo extremo (terremoto máximo considerado) no colapse, aunque haya quedado muy dañada y haya agotado prácticamente su capacidad resistente en el campo inelástico

b) Que ante el sismo severo pueda experimentar daños acotados de cierta importancia al igual que en los elementos no estructurales. Pero debe mantenerse alejada del colapso.

c) Que ante sismos moderados no debe experimentar daños, pero se acepta la producción de daños en los elementos no estructurales.

d) Que ante sismos frecuentes no experimente daños ni en los elementos estructurales ni en los no estructurales.

2.2.6. DETALLADO. Las solicitaciones resultantes de la aplicación de este reglamento se basan en conceptos de disipación de energía incursionando en el rango inelástico. Por esta razón, los requerimientos aquí dados deben ser satisfechos juntamente con el detallado sísmico de las estructuras, prescripto en los títulos de diseño (hormigón armado, acero, mampostería, madera, etc.) de manera que se garantice que el comportamiento global de la estructura se encuentre dentro de lo previsto.

2.2.7. CAMPO DE APLICACIÓN. Este documento es aplicable, sin ser limitativos, a los siguientes tipos de estructuras:

- Edificios de uso privado: viviendas, locales comerciales y oficinas.
- Edificios de uso público: centros de atención hospitalaria, iglesias, recintos educacionales, teatros, museos, estadios, salas de concierto, bibliotecas, servicios de emergencia, cárceles, cuarteles de policía y de bomberos, entre otros.
- Otros tipos de edificios: bodegas, estacionamientos, estructuras pre-

fabricadas e instalaciones provisionales.

- Obras civiles: puentes, presas, acueductos, túneles, muelles y canales, entre otros.
- Infraestructura energética: centrales de energía y torres de transmisión.
- Instalaciones industriales.

2.2.8. En la redacción se ha reunido el conocimiento y estado el arte en materia de análisis y diseño estructural para proveer de estructuras sismorresistentes que resguarden la vida de sus usuarios. Asimismo, se espera minimizar los impactos económicos y operacionales que implica la reconstrucción. Los usuarios de este documento deberían ser:

- Profesionales y técnicos debidamente registrados e identificados como competentes en cada país, relacionados al sector construcción.
- Autoridades competentes y regulatorias.
- Autoridades de gobierno.
- Académicos e investigadores.
- Profesionales y técnicos de empresas aseguradoras.

2.2.9. OBRAS ESPECIALES. Obras de tipo especial, tales como edificios esenciales cercanos a fallas, edificios con estructuras no convencionales, edificios con entornos inestables u otros casos especificados por el MIVED u otra autoridad competente, deben ser objeto de estudios de amenaza sísmica específicos para sus sitios de ubicación, definiendo para ellas un conjunto de objetivos de desempeño de acuerdo con su importancia, vida útil y consecuencias de posibles daños para la sociedad y su entorno.

2.2.10. OTRAS NORMAS. Para los casos no contemplados en los títulos que conforman el Volumen I ni por las normas NORDOM vigentes, el profesional responsable del proyecto podrá utilizar, en su última edición, las normas, reglamentos o estándares alternativos que se indican a continuación. Igualmente se indican los nombres de algunas instituciones que desarrollan manuales o guías de diseño:

2.2.11.

- **ASCE/SEI 7:** Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

- **ASCE/SEI 41:** Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.
- **ACI 318:** Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- **ANSI/AISC 341:** Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- **AISI S400:** North American Standard for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems.
- **AISI S100:** North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.
- **AISI S240:** North American Standard for Cold-Formed Steel Structural Framing.
- **ANSI/AISC 360:** Specification for Structural Steel Buildings.
- **ANSI/AISC 358-16:** Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- **ASTM:** American Society for Testing and Materials.
- **AWS:** American Welding Society.
- **ASCE 5/6:** Code Requirements for Masonry Structures and Specifications for Masonry Structures.
- **TMS 402/602:** Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures.
- **NDS:** National Design Specification for Wood Construction.
- **ANSI/SDI:** Steel Deck Institute.
- **PCI:** Precast/Prestressed Concrete Institute.

2.2.12. En todo caso, el diseñador estructural deberá presentar evidencia de que la norma o estándar alternativo satisface el objetivo de proveer suficiente seguridad, durabilidad, resistencia y ductilidad. Asimismo, deberá presentar una copia original dicho documento.

2.2.13. NOTACIONES.

EN DESARROLLO.

CAPITULO 2.3. CLASIFICACION DE LAS EDIFICACIONES Y OTRAS ESTRUCTURAS.

2.3.1. CATEGORIA DE RIESGO. Todas las edificaciones y otras estructuras se clasificarán basadas en el riesgo que suponen a la vida humana, a la salud y al bienestar social, asociado con el daño o la imposibilidad de que pueda seguir

operando de acuerdo con su uso o tipo de ocupación originalmente pretendida. Esta clasificación se hace con el objetivo de delimitar las provisiones aplicables para solicitaciones sísmicas y de viento. Las edificaciones y otras estructuras se clasificarán dentro de la categoría de riesgo más alta aplicable. En efecto, las cargas de diseño para las estructuras serán afectadas por los Factores de Importancia dados en la Tabla 1.

2.3.1.1. Cuando las edificaciones y otras estructuras estén separadas en porciones con sistemas estructurales independientes, se permitirá que cada porción se clasifique de manera independiente de acuerdo con la categoría de riesgo que aplique.

2.3.1.1.1. En caso de existir medios de egreso destinados a una o más porciones con categorías de riesgo más altas, que pasan o dependen de porciones que tienen una categoría de riesgo menor, a ésta última se le asignará la categoría de riesgo más alta de las que apliquen a las porciones a las que sirve el medio de egreso.

Tabla 1: Categoría de riesgo de edificaciones y otras estructuras para cargas de viento y sísmicas

TIPO DE USO U OCUPACION	CATEGORIA DE RIESGO
Edificaciones y otras estructuras que representan bajo riesgo a la vida humana ante la ocurrencia de la falla.	I
Todos los edificios y otras estructuras que no pertenecen a las categorías de riesgo I, III y IV.	II
Edificaciones y otras estructuras cuya falla representa un riesgo sustancial a la vida humana. Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la categoría de riesgo IV, cuya falla tiene el potencial de causar un impacto económico sustancial y/o una interrupción masiva de la vida cotidiana de los ciudadanos. Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la categoría de riesgo IV que contengan sustancias explosivas o tóxicas en una cantidad que excede una cantidad umbral definida por una autoridad competente y con jurisdicción y que a su vez representa un riesgo al público si dichas sustancias son liberadas.	III
Edificaciones y otras estructuras clasificadas como edificaciones esenciales. Edificaciones y otras estructuras cuya falla podría representar un peligro sustancial a la comunidad. Edificaciones y otras estructuras que contengan cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas donde la cantidad de dichas sustancias excede una cantidad umbral establecida por una autoridad competente y con jurisdicción y es suficiente para representar una amenaza al público si dichas sustancias son liberadas al público.	IV

Tabla 2: Factores de importancia para cargas sísmicas por categoría de riesgo de las edificaciones y otras estructuras.

CATEGORIA DE RIESGO	FACTOR DE IMPORTANCIA
I	1.00
II	1.00
III	1.25
IV	1.50

CAPITULO 2.1. DEMANDA SISMICA.

2.1.1. CLASIFICACION DE SITIO. A cada sitio le será asignado un tipo de perfil de suelo basado en datos geotécnicos propiamente sustentados usando la categorización sísmica indicada en la Tabla 3.

Tabla 3: Tipos de perfiles de suelo.

Clase de sitio	Designación	Propiedades promedio en los primeros 30 m de suelo		
		Velocidad de onda de corte V_S (*m/s*)	Resistencia de penetración estándar $\overline{N}$	Resistencia al corte del suelo sin drenar S_U (*kN/m²*)
A	Roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	$V_S > 1{,}500$	N/A	N/A
B	Roca dura o suelos muy rígidos aglutinados con pequeña capa superior de suelo denso y/o roca meteorizada (<3 m).	$760 < V_S \leq 1{,}500$	N/A	N/A

C	Suelo muy denso y roca blanda. Depósitos de arena o grava muy densa o de arcillas rígidas, con varias decenas de metros de espesor como mínimo, caracterizados por un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad. Formación de roca blanda o meteorizada que no cumplen con las clases A o B.	$360 < V_S \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_U \geq 98$
D	Depósitos de arena o grava densa o medianamente densa o de arcillas rígidas, con espesor desde varias decenas a cientos de metros. Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad.	$180 \leq V_S \leq 360$	$15 < \bar{N} < 50$	$49 \leq S_U \leq 98$
E	Suelo blando – perfiles superficiales de suelo de aluvión, con valores de V_{S30} similares a los de los tipos C o D y con espesor entre aproximadamente 5 m y 20 m, recubriendo una formación más rígida de suelo de tipo A.	$V_S < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_U < 49$

E	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3 m que tenga las siguientes características: 1) Índice de plasticidad IP > 20. 2) Contenido de humedad [(a)], w ≥ 40%. 3) Resistencia al corte sin drenar [(b)], S_U < 19.6 kN/m^2.
F	Se clasificará como sitio Clase F al perfil de suelos que tenga cualquiera de las siguientes características: 1) Suelos susceptibles a pérdida de resistencia ante cargas sísmicas como suelos licuables [(c)] o arcillas sensitivas muy blandas. 2) Perfiles con más de 3 m de turbas y/o arcillas muy orgánicas. 3) Perfiles con más de 7 m de arcillas de muy alta plasticidad (IP>75). Perfiles con más de 35 m de arcillas blandas a medianas.	

N/A: No aplica.

(a) El contenido de humedad se determinará según ASTM D2216.

(b) La resistencia al cortante no drenado de cada estrato se determinará según ASTM D2166 o ASTM D2850.

(c) El potencial de licuefacción se evaluará según el Título IV: Suelos y fundaciones.

2.4.1.1. En caso de que el terreno no sea uniforme y presente en los primeros 30 m una estratigrafía con valores distintos en estos parámetros en cada uno de ellos, se procederá a calcular valores equivalentes a un estrato de un solo material, utilizando un procedimiento que tome en cuenta un espesor de suelo de hasta 30 m, constituido por n estratos, donde i es el número de orden del estrato, siendo i = 1 el correspondiente al superficial, de acuerdo con indicado a continuación. La velocidad de onda de corte equivalente viene dada por:

1.

$$V_S = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{V_{Si}}}$$

Σ_i^n▒d_i =30 m
V_Si = velocidad de la onda de corte en el estrato i (m/s)
d_i = espesor del estrato i (m)
Cuando el suelo es cohesivo y la clasificación se realice en base a la resistencia a la penetración estándar, se usará la siguiente expresión:

2.

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{\overline{N}_i}}$$

2.4.1.3. En caso de que el suelo contenga estratos granulares, se calculará el valor siguiente:

3.

$$\overline{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{\overline{N}_i}}$$

Donde:
d_s=Σ_(i=1)^m▒d_i
d_s = espesor de suelo granular en los primeros 30 m (m).
N¯_i = valor de N¯ en el estrato i considerado.

2.4.1.3.1 Sólo se tomarán en cuenta la cantidad de estratos granulares que aparecen en los primeros 30 m. Se tomará en cada caso el menor valor del obtenido de las ecuaciones 2 y 3.
2.4.1.3.2 Cuando la clasificación se realice sobre la base de la resistencia al

corte promedio sin drenar, SU, se usará la siguiente expresión:

4.

$$S_u = \frac{\sum_{i=1}^{k} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{S_{u,i}}}$$

Donde S_(u,i)≤245 kN/m2 y k es el número de estratos de suelo cohesivo en los primeros 30 metros, considerando sólo aquéllos que tienen un índice de plasticidad, IP, mayor de 20.

2.4.1.5. En caso de que alguno de los sondeos no llegue a la profundidad de 30m será responsabilidad del ingeniero geotécnico determinar el tipo de suelo.

2.4.1.6. No se asignará la categoría de sitio A o B si existe un estrato de suelo de otro tipo, con espesor mayor de 3 metros, entre la superficie del estrato rocoso y el fondo de cimentación.

2.4.1.7. Si la velocidad promedio de la onda de corte (VS), el número de golpes ($\bar{N}$) y/o la resistencia última promedio al corte del suelo no drenado (Su) resultaran en valores tales, que exista discrepancia en la clasificación del sitio, el sitio será clasificado de tal forma que corresponda al suelo que resulte en una mayor demanda sísmica.

2.4.1.8. Se permitirá la realización de un análisis de respuesta específica de sitio para cualquier clasificación de sitio; pero el factor de amplificación de base a superficie (calculado en cada periodo dentro del rango de interés) en ningún caso será menor al especificado en la Tabla 4 y Tabla 5.

2.4.2. EFECTOS DE SITIO. La influencia de los tipos de suelos en la respuesta sísmica estará determinada por los factores de sitio F_a y F_v que dependen de la clase de sitio, del tipo de suelo y de los valores de los parámetros de aceleración espectral de referencia del sitio para un periodo de 1 s y para periodo corto, SS y S1 respectivamente.

Tabla 4: Valores del factor de sitio F_a

Clase de sitio	Parámetro de aceleración espectral de referencia para periodo corto (S_S)			
	≤0.75	1.00	1.25	≥1.50
A	0.80	0.80	0.80	0.80
B	0.90	0.90	0.90	0.90
C	1.20	1.20	1.20	1.20
D	1.50	1.10	1.00	1.00
E	1.30	0.90	0.90	0.90
F	(b)	(b)	(b)	(b)

(a) Se permitirá interpolación lineal.

(b) Se requiere evaluación específica del sitio.

Tabla 5: Valores del factor

Clase de sitio	Parámetro de aceleración espectral de referencia para periodo de 1 s (S_1)			
	≤0.25	0.50	0.75	≥1.00
A	0.80	0.80	0.80	0.80
B	0.80	0.80	0.80	0.80
C	1.50	1.50	1.50	1.50
D	2.40	2.20	2.00	1.90
E	4.20	2.40	2.40	2.40
F	(b)	(b)	(b)	(b)

(a) Se permitirá interpolación lineal.

(b) Se requiere evaluación específica del sitio.

2.4.3. EVALUACION ESPECIFICA DE FACTORES DE SITIO. La evaluación específica de los factores de sitio se realizará para las estructuras ubicadas donde el suelo se ha clasificado como tipo F, a menos que se trate de un caso de excepción.

2.4.3.1. CASO DE EXCEPCION. No se requerirá un estudio específico de sitio para:

a. Estructuras en sitios clase E con SS mayor o igual a 1.00, siempre que el factor de sitio F_a se tome igual al correspondiente al de la clase de sitio C.

b. Estructuras en sitios clase E con S1 mayor o igual a 0.20, siempre que el periodo fundamental de la estructura, T, sea menor o igual que TS y para diseñar

los elementos estructurales se usen las fuerzas obtenidas por el método de las fuerzas laterales equivalentes.

2.4.4 VALORES DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS DE TERRENO.

2.4.4.1 CAMPO CERCANO A LA FALLA. Las ubicaciones que tengan cualquiera de las características dadas a continuación, deberán ser clasificadas como estructuras en campo cercano a la falla.

a. Que se ubique a 15 km o menos de la proyección superficial de una falla activa conocida capaz de producir eventos con una magnitud de momento M_w de 7 o mayores.

b. Que se ubique a 10 km o menos de la proyección superficial de una falla activa conocida capaz de producir eventos con una magnitud de momento M_w mayor de 6 pero menor a 7.

2.4.4.1.1. EXCEPCIONES. Se permitirán las siguientes excepciones a lo indicado en 2.4.4.1:

a. Si una falla presenta una tasa de desplazamiento menor de 1 mm por año no será considerada en la designación de sitio en campo cercano.

b. Si la proyección superficial de la falla no incluye porciones de la falla a profundidades de 10 km o mayores, ésta no será considerada en la designación de sitio en campo cercano.

2.4.4.2.PARAMETROS DE ACELERACION ESPECTRAL DE DISEÑO. Los parámetros de aceleración espectral de diseño de referencia para periodos cortos, SDS, y para periodo de 1 s, SD1, serán determinados mediante las ecuaciones 5 y 6 respectivamente.

5.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

6.

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Donde:

S_MS=F_a S_S: parámetro de aceleración espectral de referencia para periodos cortos correspondiente al terremoto máximo considerado, TMC, con un 5% de amortiguamiento, multiplicado por el factor de sitio.

S_M1 = F_v S_1: parámetro de aceleración espectral de referencia para periodo de 1 s correspondiente al terremoto máximo considerado, TMC, con un 5% de amortiguamiento, multiplicado por el factor de sitio.

2.4.4.3. ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO. En todo caso donde sea requerido, el espectro de respuesta de diseño será elaborado de acuerdo con 2.4.4.3.1, excepto para estructuras para las cuales se definirá un espectro de respuesta de diseño por medio de un estudio sísmico específico de sitio.

2.4.4.3.1 ESPECTRO DE RESPUESTA DE DOS PERIODOS. El espectro de respuesta de dos periodos se desarrollará como se indica en la , usando las expresiones que se indican a continuación.

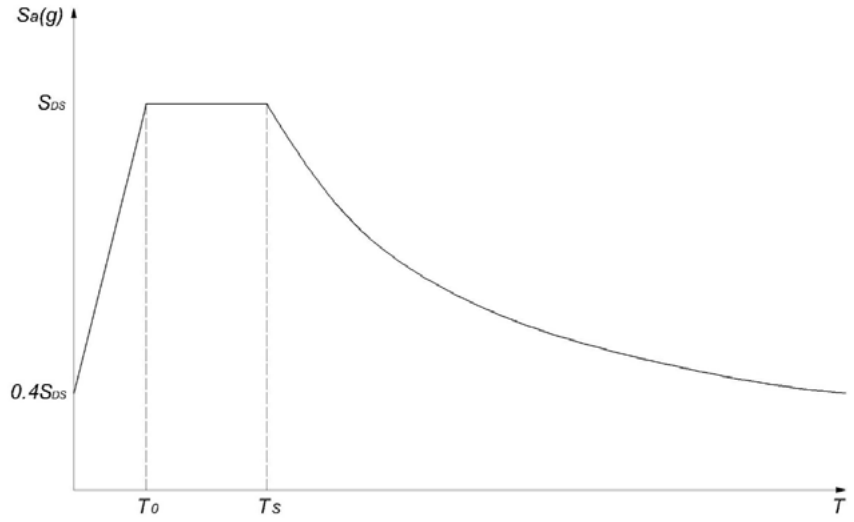


Figura 1

1) Para periodos T menores que T0, el parámetro de aceleración espectral de diseño, S_a, será determinado mediante la siguiente ecuación:

7.

$$S_a = S_{DS}\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right)$$

2) Para periodos T comprendidos entre T0 y TS el parámetro de aceleración espectral de diseño, S_a, será tomado igual a S_DS.
3) Para periodos T mayores que TS, el parámetro de aceleración espectral de diseño, S_a, será determinado mediante la siguiente ecuación:

8.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad ,$$

Donde:
S_DS: parámetro de aceleración espectral de diseño para periodos cortos,
S_D1: parámetro de aceleración espectral de diseño para un periodo de 1 s.
T: periodo fundamental de la estructura,
T_0= 0.2(S_D1/S_DS), y,
T_S= S_D1/S_DS.

2.4.5. CATEGORIA DE DISEÑO SISMICO. Todas las estructuras serán clasificadas dentro de una categoría de diseño sísmico (CDS) de acuerdo con las prescripciones de este capítulo y basados en la categoría de riesgo indicada en la Tabla 1.

Las estructuras dentro de las categorías de riesgo sísmico I, II o III, localizadas de modo que el valor de aceleración espectral de respuesta para un periodo de 1 s, S1, sea igual o mayor a 0.75, serán asignadas a la categoría de diseño sísmico E.
Las estructuras dentro de la categoría de riesgo IV localizadas de modo que el valor de aceleración espectral de respuesta para un periodo de 1 s, S1, sea igual o mayor a 0.75, serán asignadas a la categoría de diseño sísmico F.

Todas las demás estructuras serán asignadas a una categoría de diseño sísmico basándose en la categoría de riesgo y los parámetros de respuesta de aceleración espectral de diseño, SDS y SD1 determinados de acuerdo con la sección 2.4.4. Las edificaciones y otras estructuras serán asignadas a la categoría de diseño sísmico más severa que resulte de acuerdo con la Tabla 6 o Tabla 7, independientemente del periodo fundamental de vibración de la estructura.

Tabla 6: Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de respuesta de aceleración espectral de diseño para periodo corto.

	Categoría de riesgo	
Valor de S_{D1}	**I, II o III**	**IV**
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \geq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \geq S_{D1} < 0.20$	C	D
$S_{D1} \geq 0.20$	D	

Tabla 7: Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de respuesta de aceleración espectral de diseño para 1 s.

	Categoría de riesgo	
Valor de S_{D1}	**I, II o III**	**IV**
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \geq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \geq S_{D1} < 0.20$	C	D
$S_{D1} \geq 0.20$	D	

CAPITULO 2.5. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SISMICO PARA EDIFICACIONES.

2.5.1. REQUERIMIENTOS BASICOS. Todas las edificaciones deberán satisfacer los siguientes requisitos básicos.

2.5.1.1. Los procedimientos de análisis y diseño usados para diseñar las edificaciones cumplirán con lo prescrito en este título.

2.5.1.2. Se deberá construir un modelo matemático de la edificación que demuestre la idoneidad del sistema estructural ante los efectos causados por la combinación de las cargas gravitacionales y cargas laterales prescritas en este título.

2.5.1.3. Para la determinación de las fuerzas internas actuantes y las deformaciones resultantes en los elementos estructurales, las fuerzas sísmicas de diseño y su distribución a lo largo de la altura de la edificación se definirá como se especifica en los procedimientos de análisis permitidos, especificados en 2.5.8.

2.5.1.4. La estructura del edificio deberá incluir un sistema resistente a cargas laterales, capaz de proveer la resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía, adecuados para los movimientos sísmicos de diseño, garantizando que la estructura tenga la resistencia mínima requerida y que sus deformaciones se encuentren dentro de los límites definidos en este título.

2.5.1.5. Los miembros individuales, incluidos los que no forman parte del sistema resistente a cargas laterales, deben estar provistos de una adecuada resistencia para resistir los esfuerzos de corte, axiales y de flexión determinados para las cargas y combinaciones de carga definidas en este título. Todas las conexiones deben diseñarse para resistir las fuerzas que sean capaces de desarrollar los miembros conectados.

2.5.1.6. Las deformaciones de la estructura no excederán los límites prescritos para los niveles de cargas laterales requeridas en este título.

2.5.1.7. Se deberá garantizar un flujo de carga continuo, con resistencia y rigidez adecuadas, para transferir las cargas desde su lugar de origen hasta el suelo.

2.5.1.8. Las fundaciones deberán ser diseñadas para resistir las fuerzas desarrolladas por los elementos que éstas soportan y deberán acomodar los movimientos impartidos a la estructura y sus fundaciones por el movimiento del suelo.

2.5.1.9. En ningún caso, se permitirá el uso de muros de hormigón armado o de mampostería como elementos estructurales sismorresistentes, si no inician desde las fundaciones.

2.5.1.10. En cualquier piso se deberá evitar los cambios o discontinuidades significativas en resistencia o rigidez de las losas de piso utilizadas como diafragmas.

2.5.1.11. Las piscinas, estanques de agua y equipos mecánicos serán ubicados preferiblemente a nivel de terreno. Cuando su ubicación sea prevista en los pisos superiores, se deberá tomar en cuenta, en el análisis, la influencia de la masa de éstos en el piso considerado, incluido el efecto del oleaje.

2.5.1.12. Una vez determinados los esfuerzos de diseño para los elementos estructurales, en función de los materiales y el sistema estructural usado, éstos se diseñarán y detallarán de conformidad con los requisitos aplicables de los títulos de diseño del Volumen 1.

2.5.2. SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

La selección del sistema estructural resistente a cargas verticales y laterales deberá hacerse de conformidad con los sistemas indicados en la Tabla 8.

Todos los sistemas estructurales deberán usarse de acuerdo con las limitaciones de uso de cada uno, de acuerdo con la categoría de diseño sísmico, así como de las limitaciones de altura impuestas en dicha tabla. Los valores del coeficiente de modificación de respuesta sísmica R, factor de sobrerresistencia Ω0 y factor de amplificación de deflexiones laterales Cd, dados para cada sistema estructural, serán usados para la determinación del cortante basal, de las fuerzas de diseño para cada miembro estructural y de las derivas de piso.

Todos los sistemas estructurales dispuestos en la Tabla 8 serán diseñados y detallados de conformidad con los requisitos aplicables para cada sistema en particular, los cuales estarán dados en los títulos de diseño del Volumen 1 y en los estándares complementarios de referencia.

El uso de sistemas estructurales no contenidos en la Tabla 8 está supeditado a la aprobación de éste por parte de la Dirección de Normas y Reglamentaciones del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones, para lo cual la parte interesada deberá presentar una solicitud formal satisfaciendo los requerimientos indicados por la referida dirección.

Tabla 8: Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.

Sistema estructural resistente a cargas sísmicas	Requerimiento de detallado	Coeficiente de modificación de respuesta sísmica *R*	Factor de sobre-resistencia Ω_0	Factor de amplificación de deformaciones laterales C_d	Limitación de altura en metros			
					Categoría de diseño sísmico			
					C	D	E	F
P-1) Pórticos especiales de acero a momento	14.1 y 12.2.5.5	6	3	4.25	SL	SL	SL	SL
P-2) Pórticos intermedios de acero a momento		3.5	3	3.25	SL	12	NP	NP
P-3) Pórticos ordinarios de acero a momento		2.5	3	2.25	SL	NP	NP	NP
P-4) Pórticos especiales de hormigón armado		6	3	4.25	SL	SL	SL	SL
P-5) Pórticos intermedios de hormigón armado		4.5	3	4	SL	NP	NP	NP
P-6) Pórticos ordinarios de hormigón armado		2.5	3	2.25	NP	NP	NP	NP
P-7) Pórticos especiales compuestos de hormigón armado y acero		6	3	4.25	SL	SL	SL	SL
P-8) Pórticos intermedios compuestos de hormigón armado y acero		4.5	3	4	SL	NP	NP	NP
M-1) Muros especiales de hormigón armado		4.5	2.5	4.5	SL	50	50	30
M-2) Muros ordinarios de hormigón armado		3.5	2.5	3.5	SL	NP	NP	NP
M-3) Muros acoplados dúctiles de hormigón armado		6	2.5	6	SL	50	50	30
M-4) Muros de hormigón armado de ductilidad limitada, MHADL	EN DESARROLLO							
M-5) Muros prefabricados intermedios de hormigón armado		3.5	2.5	3.5	SL	12	12	12
M-6) Muros prefabricados ordinarios de hormigón armado		2.5	2.5	2.5	NP	NP	NP	NP

Sistema estructural resistente a cargas sísmicas	Requerimiento de detallado	Coeficiente de modificación de respuesta sísmica *R*	Factor de sobre-resistencia Ω_0	Factor de amplificación de deformaciones laterales C_d	**Limitación de altura en metros**			
					Categoría de diseño sísmico			
					C	**D**	**E**	**F**
M-7) Muros especiales de mampostería		3.5	2.5	2.75	**SL**	**18**	**18**	**18**
M-8) Muros intermedios de mampostería		2.5	2.5	2	**SL**	**NP**	**NP**	**NP**
M-9) Muros ordinarios de mampostería		2	2.5	1.75	**18**	**NP**	**NP**	**NP**
M-10) Muros especiales de placa de acero.		5.5	2	5	**SL**	**50**	**50**	**30**
M-11) Muros compuestos de placa de acero y concreto.		5	2.5	4.5	**SL**	**50**	**50**	**30**
M-12) Muros especiales compuestos de acero y concreto.		4.5	2.5	4	**SL**	**50**	**50**	**30**
M-13) Muros de corte basados en marcos ligeros de madera con recubrimiento de paneles de madera o lámina de acero clasificados para resistir corte.		5	3	3	**SL**	**18**	**18**	**18**
M-14) Muros de corte basados en marcos ligeros de acero conformado en frío con recubrimientos de paneles de madera o lámina de acero clasificados para resistir corte.		5	3	3	**SL**	**18**	**18**	**18**
PA-1) Pórticos con arriostramiento excéntrico.		6	2	3.5	**SL**	**50**	**50**	**30**
PA-2) Pórticos especiales con arriostramiento concéntrico.		5	2	4	**SL**	**50**	**50**	**30**
PA-3) Pórticos ordinarios con arriostramiento concéntrico.		3	2	3	**SL**	**10**	**10**	**NP**
PA-4) Pórticos con arriostramientos de pandeo restringido.		6	2.5	4	**SL**	**50**	**50**	**30**

Sistema estructural resistente a cargas sísmicas	Requerimiento de detallado	Coeficiente de modificación de respuesta sísmica *R*	Factor de sobre-resistencia Ω_0	Factor de amplificación de deformaciones laterales C_d	**Limitación de altura en metros**			
					Categoría de diseño sísmico			
					C	**D**	**E**	**F**
SISTEMAS DUALES CON PORTICOS ESPECIALES CAPACES DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZOS SISMICAS								
D-1) Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico		7	2.5	3.5	**SL**	**SL**	**SL**	**SL**
D-2) Pórticos especiales de acero con arriostramiento concéntrico		6	2.5	4.75	**SL**	**SL**	**SL**	**SL**
D-3) Pórticos de acero con arriostramiento de pandeo restringido		7	2.5	4.5	**SL**	**SL**	**SL**	**SL**
D-4) Muros especiales de hormigón armado		6	2.5	4.75	**SL**	**SL**	**SL**	**SL**
D-5) Muros acoplados dúctiles de hormigón armado		7	2.5	7	**SL**	**SL**	**SL**	**SL**
D-6) Muros ordinarios de hormigón armado		4.5	2.5	4	**SL**	**NP**	**NP**	**NP**
D-7) Muros especiales de mampostería		4	3	4	**24**	**24**	**24**	**24**
D-8) Muros intermedios de mampostería		3.5	3	3	**12**	**NP**	**NP**	**NP**
D-9) Muros especiales de placa de acero		7	2.5	5.5	**SL**	**SL**	**SL**	**SL**
D-10) Muros compuestos de placa de acero y concreto.		6.5	2.5	5	**SL**	**SL**	**SL**	**SL**
D-11) Muros especiales compuestos de acero y concreto.		5.5	2.5	5	**SL**	**SL**	**SL**	**SL**

Sistema estructural resistente a cargas sísmicas	Requerimiento de detallado	Coeficiente de modificación de respuesta sísmica *R*	Factor de sobre-resistencia Ω_0	Factor de amplificación de deformaciones laterales C_d	Limitación de altura en metros			
					Categoría de diseño sísmico			
					C	D	E	F
SISTEMAS DUALES CON PORTICOS INTERMEDIOS CAPACES DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZOS SISMICAS								
D-12) Pórticos especiales de acero con arriostramiento concéntrico		5	2.5	4	SL	10	NP	NP
D-13) Muros especiales de hormigón armado		5.5	2.5	4	SL	50	30	30
D-14) Muros ordinarios de hormigón armado		2.5	3	4	SL	NP	NP	NP
D-15) Muros intermedios de mampostería		2.5	3	2.5	18	NP	NP	NP
SISTEMAS DE PORTICOS EN VOLADIZO								
PV-1) Pórticos especiales de acero de columnas en voladizo		2	2	2	10	10	10	10
PV-2) Pórticos ordinarios de acero de columnas en voladizo		1.25	1.25	1.25	10	NP	NP	NP
PV-3) Pórticos especiales de concreto de columnas en voladizo		2	2	2	10	10	10	10

NP: No permitido.
SL: Sin límite de altura.

2.5.2.1. REQUERIMIENTO ESPECIAL PARA PORTICOS ESPECIALES DE ACERO. Para pórticos especiales de acero a momento clasificados en las categorías de diseño sísmico D, E o F, será de carácter obligatorio la continuidad de los pórticos hasta las fundaciones.

2.5.2.2. EXCEPCIONES. Las limitaciones del altura o uso indicadas en la Tabla 8 se podrán modificar de acuerdo con las siguientes excepciones.

2.5.2.2.1. Los pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente se permitirán en edificaciones de un solo nivel, en las cuales la altura total no supere 18 m y la carga muerta total del techo no exceda 1 kN/m2.

2.5.2.2.2. Para estructuras de un solo nivel clasificadas en la categoría de diseño sísmico D, se permitirá el uso de pórticos ordinarios de acero a momento si la altura total de la edificación se limita a 20 m, la carga muerta del techo no excede 1 kN/m2, y la carga muerta por unidad de área de los muros de cierre que estén ubicados a más de 10 m de la base y tributen directamente a los pórticos a momento, no exceda 1 kN/m2.

2.5.2.2.3. Para estructuras de un solo nivel clasificadas en la categoría de diseño sísmico D, se permitirá el uso de pórticos ordinarios de acero a momento sin limitación de altura si la edificación se usa para contener equipos o maquinarias y cuyos ocupantes sólo son los designados para mantener o monitorear el funcionamiento o procesos de dichos equipos o maquinarias, siempre y cuando la carga muerta total en los techos, incluyendo los pesos de equipos y maquinarias, no exceda 1 kN/m2. Adicionalmente, la carga muerta por unidad de área de los muros de cierre no deberá exceder 1 kN/m2, incluyendo las cargas tributarias de puentes grúa que no tengan una estructura de soporte propia, aparte de los pórticos exteriores a momento que soportan los cerramientos.

2.5.2.2.4. Para estructuras de un solo nivel clasificadas en las categorías de diseño sísmico D o E, se permitirá el uso de pórticos intermedios de acero a momento si la altura total de la edificación se limita a 20 m, la carga muerta del techo no excede 1 kN/m2, y la carga muerta por unidad de área de los muros de cierre que estén ubicados a más de 10 m de la base y tributen directamente

a los pórticos a momento, no exceda 1 kN/m2.

2.5.2.2.5. Para estructuras de un solo nivel clasificadas en las categorías de diseño sísmico D o E, se permitirá el uso de pórticos intermedios de acero a momento sin limitación de altura si la edificación se usa para contener equipos o maquinarias y cuyos ocupantes sólo son los designados para mantener o monitorear el funcionamiento o procesos de dichos equipos o maquinarias, siempre y cuando la carga muerta total en los techos, incluyendo los pesos de equipos y maquinarias, no exceda 1 kN/m2. Adicionalmente, la carga muerta por unidad de área de los muros de cierre no deberá exceder 1 kN/m2, incluyendo las cargas tributarias de puentes grúa que no tengan una estructura de soporte propia, aparte de los pórticos exteriores a momento que soportan los cerramientos.

2.5.2.2.6. Para estructuras de un solo nivel clasificadas en la categoría de diseño sísmico F, se permitirá el uso de pórticos intermedios de acero a momento si la altura total de la edificación se limita a 20 m, la carga muerta del techo no excede 1 kN/m2, y la carga muerta por unidad de área de los muros de cierre que tributen directamente a los pórticos a momento, no excede 1 kN/m2.

2.5.2.3. COMBINACION DE SISTEMAS EN DIRECCIONES DIFERENTES. Se permitirá el uso de sistemas estructurales diferentes a lo largo de las dos direcciones de análisis de la estructura. Donde se usen sistemas estructurales diferentes, los valores respectivos de R, Cd y Ω0 serán aplicados a cada sistema como corresponda, así como también se deberán respetar las limitaciones de altura contenidas en la Tabla 8.

2.5.2.4. COMBINACION DE SISTEMAS EN LA MISMA DIRECCION. Cuando no se trate de sistemas duales, si se combina el uso de dos o más sistemas estructurales en una misma dirección de análisis de una estructura, serán aplicadas las limitaciones de uso y altura más restrictivas de los sistemas usados.

2.5.2.4.1. Cuando se combine el uso de varios sistemas en una misma dirección de análisis, se aplicará el valor de R más bajo de los correspondientes a los sistemas usados para el diseño de todos los elementos estructurales en esa dirección. Además, los valores de Cd y Ω0 serán consistentes con el valor de R seleccionado.

2.5.2.5. REQUERIMIENTOS DE DETALLADO DE SISTEMAS COMBINA-

DOS. En todos los casos donde, por la continuidad de la estructura, se tengan elementos estructurales que formen parte de dos sistemas estructurales conectados, los requerimientos de detallado que aplicarán serán los correspondientes al sistema que tenga el mayor valor de R.

2.5.2.6. REQUERIMIENTO ESPECIAL PARA SISTEMAS DUALES. Todos los sistemas duales deberán tener pórticos a momento que sean capaces de resistir, en todos los pisos, al menos el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño, sin importar la distribución de la resistencia y rigidez entre los pórticos a momento y los muros de corte o pórticos arriostrados, la cual es inherente a la configuración estructural.

2.5.2.7. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA PORTICOS DE COLUMNAS EN VOLADIZO.

2.5.2.7.1. Si no se indica de manera diferente en las especificaciones particulares de diseño del título de diseño de estructuras de acero, la resistencia de diseño requerida, considerando sólo las combinaciones que incluyen efectos sísmicos, no deberá exceder el 15% de la resistencia axial de la columna, incluyendo los efectos de esbeltez.

2.5.2.7.2. Las fundaciones que soportan columnas de pórticos en voladizo deberán se diseñadas para resistir los efectos de vuelco generados por las cargas de viento y sísmicas. En particular para evaluar la resistencia al vuelco de los cimientos y para su diseño se deberá aplicar el factor de sobrerresistencia.

2.5.2.8. SISTEMA COMBINADO DE MUROS DE CORTE Y PORTICOS A MOMENTO. Cuando se use una combinación de muros de corte y pórticos a momento en una misma dirección de análisis, y el sistema no sea clasificado como dual, se requerirá aplicar las limitaciones más restringentes de los dos sistemas y se deberán usar los parámetros de respuesta sísmica del sistema con menor valor de R. No obstante, para ambos sistemas se deberán cumplir todos los requisitos de detallado aplicables.

2.5.3. DIAFRAGMAS.

2.5.3.1. DIAFRAGMA SEMIRRIGIDO. El análisis estructural deberá considerar las rigideces relativas del diafragma y los elementos del sistema resistente a cargas laterales. A menos que el diafragma se clasifique como rígido o flexible,

el modelo matemático de la edificación considerará explícitamente la rigidez del diafragma y su interacción con los demás elementos estructurales.

2.5.3.2. DIAFRAGMA FLEXIBLE. Los diafragmas consistan en una lámina metálica acanalada ("steel deck") podrán ser idealizados como flexibles si se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:

1) Que el sistema resistente a cargas laterales consiste en pórticos de acero arriostrados o muros de corte de concreto, de mampostería, de placa de acero, o muros compuestos de concreto y acero.

2) En estructuras de muros de corte basados en marcos ligeros de madera o acero conformado en frío, donde el topping de concreto (o un material similar) no se coloca sobre paneles de madera que actúan como diafragmas de piso, a menos que dicho topping sea no estructural con un espesor mayor a 38 mm. Adicionalmente, se deberán satisfacer las limitaciones de deriva de piso establecidas en este título para cada línea de muros que forman parte del sistema resistente a cargas laterales.

2.5.3.2.1. EXCEPCION. Los diafragmas que no satisfagan los requerimientos de 2.5.3.2 podrán ser idealizados como flexibles si se demuestra que:

9.

$$\frac{\delta_{MD}}{\Delta_{PD}} > 2$$

Donde:

☒_MD: deflexión lateral máxima del diafragma, y

Δ_PD: desplazamiento lateral promedio del diafragma.

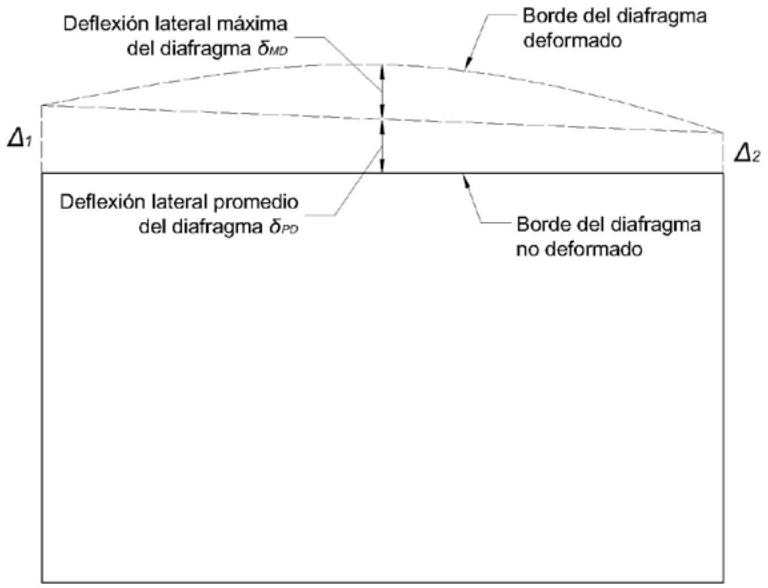


Figura 2. Diafragma flexible.

2.5.3.3. DIAFRAGMA RIGIDO. Se podrán idealizar como rígidos todos los diafragmas consistentes en losas de concreto o losas de concreto compuestas con lámina colaborante ("steel deck" o "metal deck") que tengan una relación de aspecto en planta de 3 o menor, que no presenten irregularidad por discontinuidad del diafragma, ni esquina reentrante, y que el sistema resistente a cargas laterales al que éste está conectado no presente irregularidad por desfase fuera del plano ni por no ortogonalidad.

2.5.4. CLASIFICACION DE LAS IRREGULARIDADES. Todas las estructuras deberán ser evaluadas para determinar si la configuración estructural tiene una o más irregularidades estructurales basándose en los criterios de esta sección.

2.5.4.1. IRREGULARIDADES HORIZONTALES. Todas las estructuras deberán ser inspeccionadas para determinar si tienen una o más irregularidades de las indicadas en la Tabla 9

Tabla 9: Irregularidades horizontales.

Descripción de la irregularidad	Categoría de diseño sísmico aplicable
H-1) Irregularidad torsional en planta. Para estructuras con diafragma rígido o semirrígido, ocurre cuando más del 75% de la resistencia a cargas laterales se proporciona a un lado del centro de masa del piso o cuando el Coeficiente de Irregularidad Torsional (CIT), calculado de acuerdo con **Error! Reference source not found.**, excede 1.20 en uno o más pisos, para la dirección de análisis considerada.	C a F
H-2) Esquina reentrante. Se presenta cuando simultáneamente las dos proyecciones en planta de la estructura más allá de la esquina reentrante son mayores que el 20% de la dimensión en planta en la cada dirección respectiva.	C a F
H-3) Discontinuidad del diafragma. Se dice que el diafragma presenta irregularidad por discontinuidad cuando existe una variación abrupta de la rigidez, incluyendo cuando se tiene una abertura con un área mayor al 25% del área bruta circunscrita por el diafragma, o también si ocurre un cambio de más del 50% en la rigidez efectiva del diafragma entre pisos adyacentes.	C a F
H-4) Irregularidad por desfase fuera del plano. Ocurre cuando hay una discontinuidad del sistema de resistencia a cargas laterales producto de un desplazamiento de al menos un elemento vertical en dirección ortogonal al plano vertical del sistema sismorresistente.	C a F
H-5) Sistema no paralelo. Ocurre cuando hay elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales que no son paralelos a los ejes principales del sistema resistente a cargas laterales.	C a F

Tabla 9: Irregularidades horizontales.

Coeficiente de irregularidad torsional (CIT)	Categoría de diseño sísmico aplicable
1.40 > CIT > 1.20 **Irregularidad torsional moderada.**	C a F
CIT > 1.40 **Irregularidad torsional extrema.**	C a F

2.5.4.1.1. REQUISITO ADICIONAL PARA EDIFICIOS CON IRREGULARIDAD HORIZONTAL TIPO H-1, H-2, H-3 O H-4. Para las estructuras con irregularidad torsional en planta, esquina reentrante, discontinuidad del diafragma o desfase fuera del plano, que se clasifiquen en las categorías de diseño sísmico C a F, se deberá cumplir adicionalmente con los siguientes requisitos:

1. Las fuerzas de diseño en las conexiones del diafragma con los elementos verticales y con colectores deberán amplificarse en un 25%.

2. Las fuerzas de diseño de los colectores y sus conexiones, incluyendo las conexiones de éstos con los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales, deberán amplificarse en un 25%.

2.5.4.1.2. REQUISITOS ADICIONALES PARA EDIFICIOS CON IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA.

2.5.4.1.2.1. El coeficiente de irregularidad torsional, CIT, calculado como se indica en 2.5.8.1.13, en ningún caso podrá exceder 1.60.

2.5.4.1.2.2. No se permitirán estructuras con irregularidad torsional extrema (1.40<CIT<1.60), clasificadas dentro de las categorías de diseño sísmico D, E o F, con excepción de las viviendas unifamiliares de hasta dos niveles.

2.5.4.1.2.3. Para las estructuras con irregularidad torsional extrema en ambas direcciones de análisis, el factor de redundancia ρ será tomado igual a 1.3.

2.5.4.1.3. PROHIBICION DE IRREGULARIDAD TIPO H-4. Para todas las estructuras clasificadas en las categorías de diseño sísmico C, D, E y F, será prohibida la irregularidad tipo H-4: desfase fuera del plano.

2.5.4.1.3.1. EXCEPCION. Para las categorías de diseño sísmico C, D y E, se permitirá que la estructura tenga irregularidad tipo H-4 cuando el elemento vertical discontinuo sea una columna, siempre que tanto los elementos estructurales sismorresistentes que la soporten, como las propias conexiones entre el elemento discontinuo y el elemento de soporte, sean diseñados adecuadamente para resistir los efectos sísmicos incluyendo el factor de sobrerresistencia, Ω_0.

2.5.4.2. IRREGULARIDADES VERTICALES. Todas las estructuras deberán ser inspeccionadas para determinar si tienen una o más de las irregularidades descritas en la Tabla 11.

Tabla 11: Irregularidades verticales.

Descripción de la irregularidad	Categoría de diseño sísmico aplicable
V-1) Irregularidad por piso suave. Ocurre cuando hay uno o más pisos donde la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediatamente superior. En caso de que haya tres o más pisos por encima del piso en consideración, ocurre cuando la rigidez lateral es menor que el 80% de la rigidez promediada de los tres pisos inmediatamente superiores.	E a F
V-2) Irregularidad extrema por piso suave. Ocurre cuando hay uno o más pisos donde la rigidez lateral es menor al 60% de la rigidez lateral del piso superior. En caso de que haya tres o más pisos por encima del piso en consideración, ocurre cuando la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez promediada de los tres pisos inmediatamente superiores.	E a F
V-3) Irregularidad geométrica vertical. Ocurre cuando la dimensión horizontal en planta del sistema resistente a cargas laterales en cualquier piso es mayor que el 130% de la dimensión correspondiente en el piso adyacente.	C a F
V-4) Irregularidad por desfase en el plano. Ocurre cuando hay una discontinuidad del sistema de resistencia a cargas laterales producto de un desplazamiento de al menos un elemento vertical en dirección paralela al plano vertical del sistema sismorresistente, ocasionando una demanda de vuelco sobre los elementos que lo soportan.	C a F
V-5) Irregularidad por piso débil. Ocurre cuando la resistencia a cargas laterales de un piso es menor que la del piso inmediatamente superior. [(a)]	E a F
V-6) Irregularidad extrema por piso débil. Ocurre cuando la resistencia a cargas laterales de un piso es menor que el 65% de la resistencia a cargas laterales del piso inmediatamente superior. [(a)]	E a F

(a) La resistencia a cargas laterales de un piso es la resistencia total a cargas laterales de todos los elementos que conforman el sistema resistente a fuerzas sísmicas que resisten efectivamente el cortante de piso en la dirección considerada.

2.5.4.2.1. PROHIBICION. Para estructuras clasificadas en las categorías de diseño sísmico E y F, no serán permitidas las irregularidades verticales tipo V-2, V-5 y V-6.

2.5.4.2.2. Para estructuras clasificadas en la categoría de diseño sísmico D, no serán permitidas las irregularidades verticales tipo V-5 y V-6.

2.5.4.2.3. PROHIBICION DE IRREGULARIDAD TIPO V-4. Para estructuras clasificadas en las categorías de diseño sísmico C, D, E y F, no será permitida la irregularidad vertical tipo V-4.

2.5.4.2.3.1. EXCEPCION. Para las categorías de diseño sísmico C, D y E, se permitirá que la estructura tenga irregularidad tipo V-4 cuando el elemento vertical discontinuo sea una columna, siempre que tanto los elementos estructurales sismorresistentes que la soporten, como las propias conexiones entre el elemento discontinuo y el elemento de soporte, sean diseñados adecuadamente para resistir los efectos sísmicos incluyendo el factor de sobrerresistencia, Ω_0.

2.5.4.2.4. REQUISITO ADICIONAL PARA EDIFICIOS CON IRREGULARIDAD VERTICAL TIPO V-3. Para las estructuras con irregularidad geométrica vertical, que se clasifiquen en las categorías de diseño sísmico C a F, se deberá cumplir adicionalmente con los siguientes requisitos:

1. Las fuerzas de diseño en las conexiones del diafragma con los elementos verticales y con colectores deberán amplificarse en un 25%.
2. Las fuerzas de diseño de los colectores y sus conexiones, incluyendo las conexiones de éstos con los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales, deberán amplificarse en un 25%.

2.5.5. REDUNDANCIA. Se deberá asignar un factor de redundancia, ρ, al sistema resistente a fuerzas sísmicas en cada dirección principal de análisis.

2.5.6. EFECTOS SISMICOS Y COMBINACIONES.

2.5.7. CRITERIO DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS. Las direcciones de aplicación de las fuerzas sísmicas usadas en el diseño serán aquellas que generen los efectos más críticos sobre los elementos estructurales y sus conexiones.

2.5.7.1. PROCEDIMIENTO DE COMBINACION DIRECCIONAL ORTOGONAL. Las fuerzas sísmicas de diseño serán aplicadas simultáneamente en dos direcciones de análisis ortogonales entre sí de acuerdo con los requisitos para cada método de análisis. Los requerimientos de resistencia de todos los elementos estructurales, incluyendo las fundaciones, así como los requerimientos de derivas de piso, deberán ser satisfechos para todas las combinaciones.

2.5.7.1.1. Para estructuras en las que se emplee el método de las fuerzas laterales equivalentes o el método de respuesta modal espectral, los efectos del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección serán combinados con los efectos del 30% de las fuerzas en la dirección ortogonal. Los efectos de las combinaciones serán calculados de modo tal que para cada eje el factor de 100% se tome en cuenta actuando en ambas direcciones positiva y negativa.

2.5.7.1.2. Para estructuras en las que la respuesta se evalúe mediante un análisis lineal tiempo-historia, o un análisis no lineal tiempo-historia, los pares de registros de aceleración ortogonales serán aplicados simultáneamente.

Para la evaluación de la irregularidad torsional en planta en una dirección dada, no se requiere la aplicación simultánea de las fuerzas sísmicas en la dirección ortogonal.

2.5.8. SELECCIÓN DEL METODO DE ANALISIS. El análisis estructural de las edificaciones deberá hacerse de conformidad con los siguientes métodos:

1. Método de las fuerzas laterales equivalentes,
2. Método de análisis de respuesta modal espectral,
3. Método de análisis lineal tiempo-historia, o,
4. Método de análisis no lineal tiempo-historia.

2.5.8.1. METODO DE LAS FUERZAS LATERALES EQUIVALENTES.

2.5.8.1.1. CORTANTE BASAL. La fuerza cortante sísmica de diseño en la base, V_b, o cortante basal, para cualquier dirección de análisis, será determinada mediante la siguiente expresión:

10.

$$V_b = C_S W$$

Donde:

C_S: coeficiente de respuesta sísmica,

W: peso sísmico efectivo.

2.5.8.1.2. DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA. El coeficiente de respuesta sísmica, C_S, será determinado mediante la siguiente expresión:

11.

$$C_S = \frac{S_a I_e}{R}$$

Alternativamente, se podrá tomar S_a=S_DS.

2.5.8.1.3. LIMITE INFERIOR DEL COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA. El valor del coeficiente de respuesta sísmica C_S no será nunca menor que:

12.

$$C_{s,min} = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Para estructuras ubicadas donde el parámetro de aceleración espectral de referencia para periodo de 1 s es mayor o igual que 0.6, El valor del coeficiente de respuesta sísmica C_S no será nunca menor que:

13.

$$C_{s,min} = 0.5 S_1 I_e / R$$

2.5.8.1.4. DETERMINACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA. El periodo fundamental de la estructura, T, en la dirección de análisis considerada, será estimado mediante la siguiente expresión:

$$T = C_u T_a$$

Donde:

C_u: coeficiente de límite superior del periodo calculado, dado en la Tabla 12, y

T_a: periodo fundamental aproximado en la dirección considerada.

Tabla 12: Valores del coeficiente de límite superior del periodo calculado

Valor del parámetro de aceleración espectral de diseño de referencia para 1 s, S_{D1}	C_u
$S_{DS} \geq 0.3$	1.4
$S_{DS} = 0.2$	1.5

2.5.8.1.5. PERIODO FUNDAMENTAL APROXIMADO. El periodo fundamental aproximado de la estructura, T_a, será estimado mediante la siguiente expresión:

14.

$$T_a = C_t h_n^x$$

Donde C_t y x están dados en la Tabla 13 y h_n es la altura sísmica total, la cual se mide desde la base sísmica hasta el nivel más alto del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

Tabla 13: Coeficientes para la estimación del periodo fundamental.

Tipo de estructura	C_t	x
Pórticos de acero a momento [(a)]	0.0724	0.8
Pórticos de concreto a momento [(a)]	0.0466	0.9
Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico	0.0731	0.75
Pórticos de acero con arriostramiento de pandeo restringido	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales	0.0488	0.75

(a) Estructuras basadas en pórticos a momento donde éstos aportan el 100% de la rigidez lateral y el 100% de la resistencia a las fuerzas sísmicas prescritas y no tienen elementos rígidos adosados, tales como muros divisorios y similares.

2.5.8.1.6. PERIODO FUNDAMENTAL PARA ESTRUCTURAS DE MUROS. Como alternativa a las especificaciones de 2.5.8.1.5, para estructuras basadas en muros de mampostería o concreto se podrá estimar el periodo fundamental como sigue:

15.

$$T_a = \frac{C_q}{\sqrt{C_w}} h_n$$

Donde:

h_n: Altura sísmica total medida desde la base sísmica hasta el tope del sistema resistente a fuerza sísmica;

C_q: Constante que vale 0.00058 m;

C_w: Parámetro que depende del área bruta total en planta de la base de la estructura, A_B, del área del alma de los muros en la dirección de análisis considerada, A_i, y del número de muros que se considera que son efectivos para resistir la fuerza sísmica total en la dirección de análisis. El valor de este parámetro se deberá determinar mediante la siguiente expresión:

16.

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{x}^{i=1} \frac{A_i}{1 + 0.83 \left(\frac{h_n}{D_i}\right)^2}$$

Donde Di es la longitud del muro i en la dirección considerada.

2.5.8.1.7. DISTRIBUCION VERTICAL DE LAS FUERZAS SISMICAS. Las fuerzas sísmicas laterales, F_x, inducidas en cada nivel se determinarán de acuerdo con la siguiente expresión:

17.

$$F_x = C_{vx} V_b$$

Siendo:

18.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_n^{i=1} w_i h_i^k}$$

Donde:
C_vx: Factor de distribución vertical de las fuerzas sísmicas;
V_b: Cortante sísmico total en la base;
w_i: Fracción del peso sísmico efectivo ubicado en el nivel i;
w_x: Fracción del peso sísmico efectivo ubicado en el nivel x;
h_i: Altura medida desde la base sísmica hasta el nivel i,
h_x: Altura medida desde la base sísmica hasta el nivel x,
k: Exponente que depende del periodo de la estructura como sigue:
k=1, para estructuras con periodo fundamental menor o igual que 0.5 s;
k=2, para estructuras con periodo fundamental mayor o igual que 2.5 s;
1<k<2, para estructuras con periodo fundamental tal que 0.5 s<T<2.5 s, determinado mediante interpolación lineal.
n: Número de pisos en que se distribuye el cortante basal, V_b.

2.5.8.1.8. DISTRIBUCION HORIZONTAL DE LAS FUERZAS SISMICAS. El cortante sísmico de diseño para cada piso V_x se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i$$

Donde F_i es la fuerza sísmica del piso i. El cortante de piso, V_x, se deberá distribuir a los elementos verticales del sistema resistente a fuerza sísmicas basados en la rigidez lateral relativa de los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales y el diafragma, para el piso en consideración.
Para estructuras con diafragmas flexibles, la distribución de las fuerzas laterales de piso se efectuará en proporción a la carga vertical tributaria a los

elementos del sistema resistente a cargas laterales.

2.5.8.1.9. TORSION INHERENTE. Para los diafragmas que no sean clasificados como flexibles, la distribución de las fuerzas sísmicas en cada nivel deberá considerar el efecto del momento torsional inherente, M_t, que resulta de la aplicación de la fuerza sísmica en el centro de masas del piso, el cual por lo general tiene una ubicación distinta al centro de rigidez.

2.5.8.1.10. EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL. Para evaluar el coeficiente de irregularidad torsional, CIT, deberá considerarse el efecto que tiene asumir un desplazamiento del centro de masas una distancia igual al 5% de la dimensión en planta medida sobre la perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas. Este desplazamiento deberá hacerse sobre la perpendicular a la dirección de análisis considerada y se deberán evaluar ambos casos positivo y negativo.

2.5.8.1.11. TORSION ACCIDENTAL. En estructuras que presenten irregularidad torsional en planta, se requerirá combinar el momento de torsión accidental, M_ta, con el momento de torsión inherente, M_t, para cada dirección de análisis.

El momento de torsión accidental, M_ta, se calculará como el producto de la fuerza sísmica de piso por el valor de la excentricidad accidental.

2.5.8.1.12. EXCEPCION. Para cada dirección de análisis considerada, no será requerida la aplicación simultánea del momento de torsión accidental asociado a la componente ortogonal de la fuerza sísmica.

2.5.8.1.13. COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD TORSIONAL. Para ambas direcciones de análisis, para cada piso, será requerido calcular el Coeficiente de Irregularidad Torsional, CIT, considerando ambos casos de excentricidad accidental, mediante la siguiente expresión:

19.

$$CIT = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}}$$

Donde:
Δ_max: Deriva máxima de piso del borde del piso en la dirección de análisis,
Δ_prom: Promedio aritmético de las derivas de piso de los extremos opuestos del piso, en la dirección de análisis.

Las derivas de piso Δ_max y Δ_prom podrán ser calculadas asumiendo que el diafragma es rígido, excepto para estructuras donde se compruebe que el diafragma es flexible, en cuyo caso no será aplicable la irregularidad torsional. El valor del CIT asignado a una estructura para una dirección de análisis dada será el mayor de los obtenidos para todos los pisos en dicha dirección de análisis.

2.5.8.1.14. AMPLIFICACION DEL MOMENTO DE TORSION ACCIDENTAL. Para todas las estructuras que presenten irregularidad torsional en planta y que estén clasificadas en las categorías de diseño sísmico C a la F, se requerirá que los momentos de torsión accidental en planta en cada nivel, M_ta, se multipliquen por un factor de amplificación A_x, el cual será determinado mediante la siguiente expresión:

20.

$$1 < A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}}\right)^2$$

Donde δ_max es el desplazamiento lateral máximo del diafragma en el nivel en consideración y δ_prom es el promedio aritmético de los desplazamientos laterales de los extremos del diafragma en dicho nivel, ambos computados incluyendo la torsión accidental pero antes de la aplicación del factor A_x.

P**2.5.8.1.15.** ara la determinación de los desplazamientos máximos y promedio del diafragma se permitirá considerar que el diafragma es rígido.

2.5.8.1.16. DETERMINACION DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DERIVAS DE PISO. El análisis estructural elástico usado para la determinación de los desplazamientos laterales y derivas de piso se deberá realizar usando un

factor de 1.0 para las fuerzas sísmicas horizontales E_h, incluyendo el efecto de las cargas gravitacionales esperadas.

2.5.8.1.17. DESPLAZAMIENTO PARA EL TERREMOTO DE DISEÑO. El desplazamiento lateral correspondiente al terremoto de diseño δ_TD para un elemento que forma parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas será determinado mediante la siguiente expresión:

21.

$$\delta_{TD} = \frac{C_d \delta_e}{I_e} + \delta_{di}$$

Donde:

C_d: Coeficiente de amplificación de desplazamientos elásticos,

I_e: Factor de importancia,

δ_e: Desplazamiento elástico calculado para fuerzas sísmicas de diseño, incluyendo los efectos de la torsión accidental y, si es aplicable, incluyendo la amplificación de los momentos de torsión en planta.

δ_di: Desplazamiento debido a la deformación del diafragma en su plano, consistente con la aplicación de las fuerzas sísmicas de diseño.

2.5.8.1.18. DERIVAS DE PISO DE DISEÑO. La deriva de piso para el nivel de fuerzas sísmicas de diseño, Δ, se calculará como la diferencia de los desplazamientos para el terremoto de diseño δ_TD (o δ_DTD), entre el centro de masas del piso en consideración y el centro de masas del piso inmediatamente inferior. Si los centros de masa no se alinean verticalmente, se permitirá usar como punto de referencia la proyección del centro de masas del piso considerado sobre el piso inmediatamente inferior.

2.5.8.1.19. DERIVAS DE PISO DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS CON IRREGULARIDAD TIPO H-1. Para todas las estructuras que presenten irregularidad torsional en planta, la deriva de piso para los niveles de fuerza sísmica de diseño se deberá calcular como la mayor diferencia entre el desplazamiento de un punto de cualquier borde del piso en consideración respecto del punto

correspondiente en el nivel inmediatamente inferior. Se deberá tomar en cuenta la rotación de los diafragmas producto del momento de torsión asociado a las excentricidades inherente y accidental, y del momento de torsión adicional generado por el factor de amplificación A_x.

2.5.8.2. ANALISIS DINAMICO LINEAL.

2.5.8.2.1. ANALISIS DE RESPUESTA MODAL ESPECTRAL.

2.5.8.2.1.1. MODELO MATEMATICO. Se deberá construir un modelo matemático tridimensional de la estructura que represente adecuadamente la rigidez lateral del sistema estructural, incorporando, para el caso de diafragmas semirrígidos o flexibles, la rigidez del diafragma, tal que se pueda tomar en cuenta la participación de éste en la respuesta dinámica de la estructura.

2.5.8.2.1.2. NUMERO DE MODOS. Se requerirá un análisis modal de la estructura para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. Se deberá incorporar al análisis modal un número de modos de vibración mínimo que garantice al menos un 90% de participación modal de masas combinada en cada dirección ortogonal de análisis considerada en el modelo.

2.5.8.2.1.3. PARAMETROS DE RESPUESTA MODAL DE FUERZAS. Los parámetros de respuesta de interés, tales como fuerzas en los soportes, fuerzas en los miembros estructurales, entre otros, serán calculados usando las propiedades de cada modo de vibración y el espectro de respuesta de diseño definido en 2.4.4.3, y divididos entre R/I_e, donde:

R: Coeficiente de modificación de respuesta sísmica, y,
I_e: Factor de importancia.

2.5.8.2.1.4. PARAMETROS DE RESPUESTA MODAL DE DESPLAZAMIENTOS. Los valores de los parámetros de respuesta de desplazamientos laterales y derivas de piso debido a fuerza sísmica deberán multiplicarse por C_d/R, donde C_d es el coeficiente de amplificación de desplazamientos laterales elásticos. Para la determinación de los desplazamientos laterales y derivas de piso se deben seguir las especificaciones dadas desde 2.5.8.1.16 hasta 2.5.8.1.19.

2.5.8.2.1.5. RESPUESTA MODAL COMBINADA. Los valores de cada parámetro de respuesta modal de interés deberán ser combinados para obtener el va-

lor del parámetro de respuesta modal combinada. Las contribuciones de cada modo al parámetro de respuesta de interés serán combinadas para obtener la respuesta total usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, o SRSS por sus siglas en inglés; el método de la combinación cuadrática completa, o CQC por sus siglas en inglés; o el método de la combinación cuadrática completa modificada por el comité ASCE 4, la cual se denomina CQC-4 por sus siglas en inglés.

Tanto la combinación CQC como la CQC-4 serán usadas para cada uno de los valores modales donde modos poco espaciados entre sí presentan una correlación significativa de respuesta traslacional y torsional.

2.5.8.2.1.6. ESCALAMIENTO DE FUERZAS. El cortante basal sísmico deberá determinarse para ambas direcciones de análisis usando el periodo fundamental calculado en el modelo matemático. Cuando el periodo fundamental calculado en el modelo matemático, T, sea mayor que el periodo fundamental aproximado de acuerdo con 2.5.8.1.4, deberá usarse este último en lugar del calculado. En efecto, cuando la respuesta modal combinada para el parámetro de cortante basal sísmico, V_t, resulte ser menor que el 100% de la fuerza cortante basal obtenida mediante el método de las fuerzas laterales equivalentes, V_b, todas las fuerzas deberán ser ajustadas multiplicando por el factor V_b/V_t.

2.5.8.2.1.7. ESCALAMIENTO DE DERIVAS DE PISO. Las derivas de piso no requerirán ser amplificadas, excepto para estructuras ubicadas tal que el parámetro de aceleración espectral de referencia para periodo de 1 s, S_1, sea igual o mayor que 0.6, en cuyo caso, las derivas de piso deberán ser escaladas por el siguiente factor:

$$\frac{(0.5S_1 I_e/R)W}{V_t}$$

2.5.8.2.1.8. DISTRIBUCION HORIZONTAL DE LAS FUERZAS SISMICAS. Los cortantes

sísmicos se distribuirán de acuerdo con 2.5.8.1.8.

2.5.8.2.1.9. TORSION ACCIDENTAL ESTATICA EQUIVALENTE. Para cada

piso deberá calcularse el momento de torsión accidental estático equivalente, Mta, multiplicando el valor del parámetro de respuesta combinada de fuerza sísmica de piso por el valor de la excentricidad accidental definido en 2.5.8.1.10. Los efectos de este momento de torsión accidental estático equivalente deberán combinarse con los efectos de la respuesta modal combinada de diseño, ajustada de acuerdo con 2.5.8.2.1.6 y 2.5.8.2.1.7.

2.5.8.2.1.10. TORSION ACCIDENTAL ESTATICA AMPLIFICADA. Para estructuras que presenten irregularidad torsional en planta, de acuerdo con lo indicado en la Tabla 9, el momento de torsión accidental estático equivalente calculado como se indica en 2.5.8.2.1.9, se deberá multiplicar por el factor de amplificación Ax calculado de acuerdo con 2.5.8.1.14. Los efectos de este momento de torsión accidental estático equivalente amplificado deberán combinarse con los efectos de la respuesta modal combinada de diseño, ajustados de acuerdo con 2.5.8.2.1.6 y
2.5.8.2.1.7.

2.5.8.2.1.11. EXCEPCION. Los requerimientos de 2.5.8.2.1.9 y 2.5.8.2.1.10 podrán obviarse si los efectos de desplazar el centro de masas de cada piso una distancia igual al 5% de la dimensión en planta en la dirección ortogonal a la de la aplicación de las fuerzas, se incorporan al análisis modal. En todo caso se deberán considerar ambos casos de desplazamientos
asumidos del centro de masas, positivo y negativo.

2.5.8.2.2. METODO DE ANALISIS DE RESPUESTA LINEAL TIEMPO-HISTORIA.

2.5.8.2.2.1. REQUERIMIENTOS DEL MODELO ANALITICO. Para la aplicación de este método se requerirá construir y analizar un modelo matemático lineal tridimensional de la estructura que represente adecuadamente la distribución de masas y rigideces de la estructura, con el objetivo de determinar su respuesta sísmica a través de métodos de integración numérica, ante la aplicación de un grupo de registros de aceleración compatibles y ajustados al espectro de respuesta de diseño del sitio. El modelo deberá incorporar los efectos de segundo orden.

2.5.8.2.2.2. NUMERO DE MODOS. Cuando se use el método de respuesta modal tiempo-historia, se deberá incluir una cantidad mínima de modos consistente con lo indicado en

2.5.8.2.2.3. TORSION ACCIDENTAL. Si se comprueba que la estructura posee irregularidad torsional en planta, de acuerdo con lo indicado en la Tabla 9, los efectos de torsión accidental deberán ser incorporados al análisis dinámico aplicando desplazamientos explícitos del centro de masas de cada piso una distancia igual al 5% de la dimensión en planta en la dirección perpendicular a la de la aplicación de las fuerzas sísmicas. Se deberán considerar ambos casos de desplazamiento, positivo y negativo. No es necesario aplicar el desplazamiento del centro de masas simultáneamente para la componente de carga sísmica ortogonal a la de análisis.

Dado que el efecto de la excentricidad se deberá contemplar explícitamente en la respuesta dinámica de la estructura, no se requerirá la aplicación del factor de amplificación Ax•

2.5.8.2.2.4. SELECCIÓN Y MODIFICACION DE REGISTROS. El grupo de registros a ser usado en el análisis deberá conformarse por al menos tres (3) pares de componentes ortogonales entre sí, derivadas de eventos sísmicos reales o artificiales, las cuales deberán ser ajustadas al
espectro de respuesta de diseño.

2.5.8.2.2.5. APLICACIÓN DE LOS REGISTROS DE ACELERACION. Los pares de registros seleccionados deberán aplicarse en las dos direcciones ortogonales de respuesta de la estructura.

2.5.8.2.2.6. MODIFICACION DE LA RESPUESTA PARA DISEÑO. Para cada par de registros se deberá determinar un cortante basal elástico en cada dirección de análisis, dígase Vex y VEY• El modelo matemático para la determinación de los cortantes sísmicos elásticos, Vex y VEy, n debe incluir la torsión accidental. Para cada par de registros, se deberá computar un cortante basal inelástico en ambas direcciones de análisis, como sigue:

$$V_{IX} = \frac{V_{EX} I_e}{R_X}$$

Donde: $V_{IY} = \frac{V_{EY} I_e}{R_Y}$

V_IX: Cortante basal inelástico en la dirección principal X,
V_IY: Cortante basal inelástico en la dirección principal Y,
R_X: Coeficiente de modificación de respuesta sísmica en la dirección principal X,
R_Y: Coeficiente de modificación de respuesta sísmica en la dirección principal Y,
I_e: Factor de importancia.

2.5.8.2.2.7. FACTOR DE ESCALA PARA FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO. Para cada dirección de análisis, X e Y, será calculado el cortante basal asociado al método de las fuerzas laterales equivalentes, V_bX y V_bY, definido en 2.5.8.1.1. Luego, se determinarán factores de amplificación para obtener las fuerzas sísmicas de diseño, calculados como sigue a continuación:

$$\eta_X = \frac{V_{bX}}{V_{IX}} > 1$$

$$\eta_Y = \frac{V_{bY}}{V_{IY}} > 1$$

2.5.8.2.2.8. FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO. Se deberá efectuar un análisis para cada par de registros y para cada dirección principal de análisis, X y Y, en los cuales se requerirá incorporar los efectos de la torsión accidental indicados en 2.5.8.2.2.3, asociados a la componente de fuerza en la dirección de análisis. No es necesario incorporar simultáneamente los efectos de la torsión accidental asociados a la componente en la dirección ortogonal a la de análisis. Las fuerzas sísmicas de diseño se obtendrán como sigue:

1. La respuesta de fuerza combinada en la dirección X será la combinación del parámetro de respuesta de fuerza en la dirección X multiplicada por nxle/Rx con el parámetro de respuesta de fuerza en la dirección Y multiplicada por nyle/Ry-
2. La respuesta de fuerza combinada en la dirección Y, será la combinación del parámetro de respuesta de fuerza en la dirección Y multiplicada por nyle/Ry con

el parámetro de respuesta de fuerza en la dirección X multiplicada por nxle/Rx•

2.5.8.2.2.9. DESPLAZAMIENTOS SISMICOS DE DISEÑO. Se deberá efectuar un análisis para cada par de registros y para cada dirección principal de análisis, X y Y, en los cuales se requerirá incorporar los efectos de la torsión accidental indicados en 2.5.8.2.2.3, asociados a la componente de fuerza en la dirección de análisis. No es necesario incorporar simultáneamente los efectos de la torsión accidental asociados a la componente en la dirección ortogonal a la de análisis. Los desplazamientos sísmicos de diseño se obtendrán como sigue:

1. La respuesta combinada de desplazamiento en la dirección X será la combinación del parámetro de respuesta de desplazamiento en la dirección X multiplicada por nxCax/Rx con el parámetro de respuesta de desplazamiento en la dirección Y multiplicada por
ny Cay/Ry.
2. La respuesta de desplazamiento combinada en la dirección Y, será la combinación del parámetro de respuesta de desplazamiento en la dirección Y multiplicada por ny Cay/Ry con el parámetro de respuesta de desplazamiento en la dirección X multiplicada por
nxCax/Rx•
2.5.8.2.2.10. ENVOLVENTE DE FUERZAS DE DISEÑO. El valor de cualquier componente de fuerza para el diseño de los elementos estructurales consistirá en la envolvente de los parámetros de respuesta de fuerzas sísmicas de diseño obtenidas según lo indicado en
2.5.8.2.2.8.
2.5.8.2.2.11. ENVOLVENTE DE DERIVAS DE PISO. El valor de cualquier componente de deriva de piso de diseño se calculará como la envolvente de la deriva de piso calculada a partir de los desplazamientos sísmicos de diseño indicados en 2.5.8.2.2.9.

2.5.8.3. METODO DE ANALISIS DE RESPUESTA NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA. El análisis de respuesta no lineal tiempo-historia se permitirá usar para demostrar que la estructura cuenta con rigidez, resistencia y ductilidad

adecuadas para resistir los efectos del Terremoto Máximo Considerado con un desempeño aceptable. El análisis de respuesta no lineal tiempo-historia deberá complementarse con cualesquiera de los análisis lineales indicados en 2.5.8.1 o 2.5.8.2, con las siguientes excepciones:

1. Para estructuras clasificadas en las categorías de riesgo sísmico I, II y III, el requerimiento de límite de deriva no aplica. Si ocurre que la deriva calculada en el análisis no lineal excede el 150% de la deriva máxima admisible de la Tabla 14, los componentes no estructurales sensibles a los desplazamientos laterales serán diseñados para acomodar dos terceras partes (2/3) de la deriva calculada.

2. El factor de sobrerresistencia, 2o,

3. El factor de redundancia, p,

4. Cuando la torsión accidental es considerada explícitamente en el análisis no lineal, no se requiere considerar el factor de amplificación Ax•

2.5.8.3.1. ANALISIS DE RESPUESTA VERTICAL.

2.5.8.3.2. DOCUMENTACION.

2.5.8.3.3. REGISTROS DE MOVIMIENTOS SISMICOS.

2.5.8.3.4. MODELADO Y ANALISIS.

2.5.8.3.5. ANALISIS DE RESULTADOS Y CRITERIO DE ACEPTACION.

2.5.8.3.6. REVISION DEL DISEÑO.

2.5.9. CRITERIOS GENERALES DE MODELADO.

2.5.9.1. Se deberá elaborar un modelo matemático de la estructura con la finalidad de determinar las fuerzas en todos los miembros estructurales y los desplazamientos que resulten de la aplicación de las cargas estipuladas en este título, incluyendo los efectos de segundo orden. El modelo deberá incorporar la rigidez y resistencia de todos los elementos que incidan en la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura y que incidan en la distribución de masas y rigideces de la estructura.

2.5.9.2. Se deberá tomar en cuenta, de forma explícita, los efectos de segundo orden en las fuerzas de diseño para todos los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales. 2.5.9.3. En el caso de las estructuras de concreto y mampostería, deberán considerarse las
secciones agrietadas.

2.5.9.4. Para las estructuras de pórticos a momento de acero, se deberá considerar la contribución de las deformaciones de la zona de panel a los desplazamientos globales y derivas de piso de la estructura.

2.5.9.5. Para cada piso se deberán incorporar en el análisis los momentos de torsión en planta producto de la excentricidad inherente resultante de la diferencia en ubicación de los centros de
masa y rigidez.

2.5.9.6. Se permitirá que el modelo matemático de la estructura considere una base empotrada para fines de la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño.

2.5.9.6.1. Cuando se use un método de análisis lineal y se desee representar la influencia de la deformabilidad de las fundaciones y la influencia de la interacción suelo-estructura, el comportamiento de fuerza-deformación de las fundaciones se representará mediante una rigidez lineal equivalente usando las propiedades del suelo que sean compatibles con los niveles de deformación unitaria asociados al sismo de diseño. El módulo de corte G y la velocidad de onda de corte vs, de compatibilidad de deformaciones unitarias, necesarios para la evaluación de la rigidez lineal equivalente, deberán ser determinados mediante un estudio específico del sitio.

2.5.9.7. El peso sísmico efectivo W de una estructura deberá incluir la totalidad de la carga muerta sobre el nivel de base. Igualmente deberá incorporar al menos el 25% de las cargas vivas de áreas de almacenamiento, el peso total de equipos permanentes, el peso de las jardinerías o materiales similares y la totalidad del peso de fluidos o materiales que se espera estén presentes, casi invariablemente, durante el uso y ocupación normal de la estructura.

2.5.9.8. Cuando el diseñador no proporcione una junta de separación adecuada entre pórticos a momento y elementos adosados más rígidos considerados como no estructurales (como panderetas), tal que acomode las derivas de piso para las cargas laterales de diseño, los pórticos deberán diseñarse de modo tal que la falla de estos elementos adosados no afecte la capacidad de la estructura para resistir las cargas gravitacionales y laterales de diseño, ni afecte su desempeño sísmico. En todo caso, el diseño estructural de edificaciones con esta condición deberá ser realizado considerando los efectos perjudiciales que

la influencia de estos elementos puede tener sobre la estructura, para lo cual se requerirá tomar las fuerzas de diseño más críticas
que resulten de los siguientes análisis:

1. Un análisis donde el valor de R se reduce al 70% y no se considera la influencia de los elementos adosados en la rigidez y resistencia laterales de la edificación, más si su peso, У,

2. Un análisis donde se considera la influencia de los elementos adosados en la resistencia y rigidez laterales de la edificación. En este caso será obligatorio evaluar la existencia de irregularidad por piso suave y/o piso débil.

2.5.10. DERIVAS DE PISO. La deriva de piso de diseño, 4, obtenida mediante los métodos de análisis indicados en 2.5.8.1 y 2.5.8.2, nunca deberá exceder la deriva de piso admisible indicada
en la Tabla 14.

Tabla 14: Derivas de piso admisibles, Δ_a

Tipo de estructura	Categoría de riesgo sísmico		
	I o II	III	IV
Estructuras de no más de cuatro niveles, cuyo sistema estructural no consista en muros de mampostería u hormigón armado, y cuyas divisiones y demás componentes no estructurales puedan acomodar los desplazamientos sísmicos de diseño.	$0.020h_{sx}$	$0.016h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Estructuras basadas en muros de mampostería en voladizo.	$0.007h_{sx}$		
Estructuras basadas en muros de hormigón armado de ductilidad limitada.	$0.005h_{sx}$		
Todas las demás estructuras. [(a)]	$0.016h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.008h_{sx}$

h_sx: Altura del piso bajo el nivel x considerado.

(a) Todas las divisiones y demás componentes no estructurales deberán acomodar los desplazamientos sísmicos de diseño, a menos que se aplique un límite de deriva de piso de 0.007h_sx.

2.5.10.1. Para todas las estructuras clasificadas en las categorías de diseño sísmico D, E o F, donde el sistema resistente a cargas laterales esté compuesto

exclusivamente de pórticos a momento, las derivas de piso de diseño no deberán exceder los valores admisibles de derivas de piso indicados en la Tabla 14, divididos por el factor de redundancia p.

2.5.11. REQUISITOS PARA LAS FUNDACIONES.

2.5.11.1. VIGAS DE FUNDACION. Los cabezales de pilotes y pilotes barrenados deberán atarse mediante la colocación de vigas de fundación o vigas riostras. Adicionalmente, los cimientos superficiales aislados o combinados individuales fundados sobre sitios clase E o F deberán estar interconectados mediante vigas de fundación. Las vigas de fundación deberán tener una resistencia mínima de diseño a la tracción equivalente a al menos 0.105Ds veces la suma de la carga muerta factorizada y la carga viva factorizada del elemento vertical sujeto al mayor nivel
de fuerza axial.

Las vigas de fundación deberán detallarse de conformidad con los requisitos aplicables a las vigas de pórticos especiales de hormigón armado.

3.

Consideraciones Generales

Objetivos y Campo de Aplicación





TÍTULO 3.
CONSIDERACIONES GENERALES OBJETIVOS Y CAMPO DE APLICACIÓN

3.1. OBJETIVOS DEL TÍTULO

3. SOBRE PROCEDIMIENTOS TRAMITACIÓN DE PLANOS: Establecer los requisitos mínimos a cumplir para la para la tramitación de planos de los proyectos de edificaciones a erigirse en la República Dominicana y la obtención y expedición de la licencia de construcción, así como las obligaciones y responsabilidades de los agentes que intervienen en la gestión, el diseño, construcción, inspección y/o supervisión de dichos proyectos y obras de construcción, así como los procesos generales a seguir para garantizar su calidad.

3.1.1. CAMPO DE APLICACIÓN: Las disposiciones de este Título serán de aplicación obligatoria a todo proyecto de edificación de carácter temporal o permanente a erigirse en el territorio nacional, ya sea público o privado, independientemente de su uso.

3.1.1.1. EDIFICACIONES.

Para fines del presente Título, tendrán la consideración de edificaciones aquellas que cumplan con las características generales siguientes:

a) Todas las obras de edificaciones de nueva construcción;

b) Obras de ampliación, remodelación, reforma o rehabilitación de edificaciones que alteren su configuración arquitectónica, impliquen un cambio de uso, que sufran modificaciones totales o parciales o que produzcan una variación notable y fundamental de la composición general exterior, la volumetría, el conjunto o del sistema estructural.

3.1.1.2. Se consideran como parte de la edificación, todas sus instalaciones fijas y el equipamiento propio, así como los elementos de urbanización que forman parte de la propiedad.

CAPÍTULO 2

REGLAMENTOS COMPLEMENTARIOS

3.2 REGLAMENTOS COMPLEMENTARIOS: Los siguientes reglamentos, así como cualquier otro relacionado, ya sea que esté vigente o haya sido puesto en vigencia en una fecha posterior a la del presente Título, serán aplicables a todo proyecto de diseño de edificaciones y construcción de obras, aprobado por el MIVHED el Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) para su ejecución:

a. Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras, R-001, Decreto núm. 201-11, de fecha 24 días de mes de marzo de 2011.

b. Reglamento para Estacionamiento Vehicular en Edificaciones, R-002, Decreto núm. 284-91, Decreto Núm.284-91, de fecha 31 de julio de 1991.

c. Reglamento para Instalaciones Eléctricas en Edificaciones, R-003, Decreto No. 232-17 del 30 de junio de 2017, Decreto Núm.284-91, de fecha 31 de julio de 1991.

d. Reglamento para la Supervisión e Inspección de Obras, R-004, Decreto núm. 232-17 del 30 de junio de 2017, que deroga el No.670-10, del veintisiete (27) de noviembre del año dos mil diez (2010).

e. Reglamento para Proyectar Sin Barreras Arquitectónicas, R-007, (Decreto No. 284-91), de fecha 31 de julio de 1991.

f. Reglamento para el Diseño y la Construcción de Instalaciones Sanitarias en Edificaciones, R-008, Decreto Núm. 572-10 de fecha 5 de octubre de 2010.

g. Reglamento para el Diseño y Construcción de Subestaciones de Media a Baja Tensión, R-022, Decreto Núm..347-98, de fecha 11 de septiembre de 1998.

h. Reglamento para el Diseño de Plantas Físicas Escolares, R-023, Decreto Núm. 305-06, de fecha 21 de febrero de 2006

i. Reglamento para Estudios Geotécnicos en Edificaciones, R-024, Decreto Núm. 577-06, de fecha 21 de noviembre de 2006.

j. Reglamento de Instalación de Plantas Eléctricas de Emergencia, R-025, Decreto Núm. 578-06, de fecha 21 de noviembre de 2006.

k. Reglamento para Diseño y Construcción de Edificios en Mampostería Estructural, R-027, Decreto núm. 280-07, de fecha 22 de mayo de 2007.

l. Reglamento para Diseño, Fabricación y Montaje en Estructuras de Acero, R-028, Decreto núm. 436-07, de fecha 18 de agosto de 2007.

m. Reglamento para el Diseño y Construcción de Edificaciones en Madera Estructural, R-029, Decreto núm. 677-09, de fecha 4 de septiembre de 2009.

n. Reglamento para el Diseño e Instalación de Sistemas de Gas Licuado de Petróleo, R-030, Decreto núm. 178-10, de fecha 5 de abril de 2010.

o. Reglamento para el Diseño de Medios de Circulación Vertical en Edificaciones, R-031. Decreto No. 361-15 de fecha 29 de octubre de 2015, que sustituye el Decreto No. 84-11 del 24 de febrero de 2011.Reglamento para la Seguridad y Protección Contra Incendios, R-032, Decreto No. 85-11 de fecha 7 de marzo de 2011, modificado por el Decreto No. 364-16 de fechade diciembre de 2016 y Decreto No. 347-19 de fecha 18 de octubre de 2019Reglamento para Diseño y Construcción de Estructuras en Hormigón Armado, R-033, Decreto No. 50-12, de fecha 10 de febrero de 2012;

p. Reglamento sobre Requisitos Especiales para el Diseño y Construcción de Obras y Excavaciones Profundas en la Zona Túnel Ortega & Gasset-UASD, R-034, Decreto Núm. 399-12, de fecha 2 de agosto de 2012.

3.2.1. En caso de utilizarse algunas normas de aceptación internacional diferente a las recomendadas en los Reglamentos Técnicos Nacionales, éstas deberán ser reconocidas en el país y ser sometidas previamente al Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) para su admisión. En caso de conflicto entre normas, prevalecerá aquella de carácter más restrictivo.

3.2.2. NOTACIONES: A los fines del presente Título, se utilizarán las siguientes abreviaturas:

a. MIVHED: Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones.

b. MITUR: Ministerio de Turismo.

c. CODIA: Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores.

d. **DTTL:** Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones.

e. **DIOP:** Dirección de Inspección de Obras Privadas.

f. **DNR:** Dirección de Normas y Reglamentaciones del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones.

g. **MSP:** Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social.

h. **MINERD:** Ministerio de Educación.

i. **MOPC:** Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones.

3.2.3. DEFINICIONES. A los fines de este Título, el significado de los siguientes términos se considerará en la forma en que se describe a continuación:

3.2.3.1. AUTOR DEL PROYECTO O PROYECTISTA: Es el Agente de la Edificación que, por encargo del Propietario o del Promotor, concibe y ostenta la autoría intelectual del plan de Obra o Proyecto, conforme a las leyes vigentes. El Autor puede redactar el proyecto en su totalidad o pudiendo existir distintos proyectistas que se encarguen parcialmente del planteamiento del diseño general de la obra que sirven como hoja de ruta a la hora de elaborar los diseños técnicos, imágenes, planos, gráficos, etc., necesarios para la exacta definición de la obra y posterior ejecución. Cada plan de proyecto redactado tendrá la titularidad y, por tanto, la autoría, mérito y responsabilidad civil de su autor, el proyectista.

3.2.3.2. AUTORIDAD COMPETENTE: Institución oficial facultada para otorgar permisos, licencias o autorizaciones de su competencia, previo a la solicitud de la licencia de construcción correspondiente, la cual se encarga del

seguimiento a su aplicación y de realizar las inspecciones de lugar según le corresponda.

3.2.3.3. AUTORIZACION DE TRABAJOS PRELIMINARES: Es la autorización emitida por el MIVHED a solicitud del interesado, para realizar trabajos preparativos o preliminares al inicio de obra de edificación, a los cuales se limita su alcance. Esta autorización no constituye una licencia de construcción.

3.2.3.4. AGENTES DE LA EDIFICACIÓN: Son agentes de la edificación todas las personas físicas o jurídicas que intervienen en el proceso de la edificación. Sus obligaciones vendrán determinadas por lo dispuesto en este Título y demás disposiciones que sean de aplicación y conforme al contrato que origina su intervención. Los Agentes de la Edificación son:

1. Autor y/o Coautor del Proyecto o Proyectista
2. Propietario
3. Promotor o Inversionista
4. Director del Proyecto
5. Diseñador
6. Contratista
7. Sub-Contratista
8. Consultor o Gestor
9. Director responsable de la Obra
10. Encargado de Obra
11. Residente de Obra
12. Director de Supervisión
13. Supervisor Técnico
14. Supervisor Técnico Privado
15. Organismos y Laboratorios de Control de Calidad de la Edificación
16. Proveedores de Materiales
17. Propietarios y Usuarios

3.2.3.5. CIMENTACIONES PROFUNDAS: Una cimentación profunda es un elemento de fundación que no satisface la definición de ninguno de los siguientes tipos de fundaciones: fundación individual o viga de fundación, una platea de fundación, una losa de fundación o un elemento de fundación similar a los antes mencionados.

3.2.3.6. COAUTOR (A) DEL PROYECTO: Es el Agente de la Edificación que de forma conjunta y de mutuo acuerdo con el Autor, ostenta la autoría intelectual del plan de Obra o Proyecto, conforme a las leyes vigentes.

3.2.3.7. CONSULTOR O GESTOR: Es toda persona física o jurídica, ingeniero, arquitecto o ingeniero-arquitecto, graduado de una universidad registrada legalmente y colegiado, que realiza la labor de asesoría, de auditoria técnica u otro estudio similar, en la que presta un servicio de naturaleza intelectual, de acuerdo con su especialización, experiencia, y conocimiento; y en la que emite una opinión profesional, técnica, racional y justificada, escrita o gráfica, representada mediante diseños, dibujos de planos, diagramas, esquemas, gráficos, estudios, evaluación, informes, reconocimiento, memorias, cálculos, seguimiento, control u otros, que justifican e indican las recomendaciones que deben ser seguidas, para satisfacer el requerimiento del propietario.

3.2.3.7.1. El Consultor deberá cumplir con las disposiciones establecidas en este Reglamento y deberá demostrar que ha sido designado o apoderado por el Propietario o el Promotor para realizar las labores descritas en el párrafo anterior.

3.2.3.8. CONTRATO O DOCUMENTOS CONTRACTUALES: Es el instrumento legal, convenio o acuerdo escrito entre las partes definidas en el mismo, que establece con objetividad, claridad y precisión las condiciones para la ejecución de obras, la provisión y/o adquisición de bienes o servicios que constituyen el objeto de la contratación, expresado en cláusulas que definen los derechos, obligaciones y responsabilidades para su realización, e incluye todos los documentos y formularios exigidos para su completa definición, así como los acuer-

dos, leyes y reglamentos vigentes, considerados necesarios para la terminación aceptable de lo convenido.

3.2.3.9. FISCALIZACIÓN: La fiscalización conlleva la verificación y toma de datos de todos los trabajos de medición de campo, tales como levantamientos o comprobación de las cantidades de obras (cubicaciones) realizadas por el contratista, así como la aplicación exacta y veraz de los precios y convenios definidos.

3.2.3.10. CONTRATANTE: Es toda persona física o moral que representa la institución pública o privada, que puede llamarse Estado o propietario, facultada para otorgar y firmar el contrato a nombre de la organización, y cuya función podrá ser delegada por escrito en un representante autorizado.

3.2.3.11. ENTIDAD DE INTERMEDIACIÓN FINANCIERA: Es cualquier institución legalmente establecida que aporta los recursos económicos o financieros para la realización de la obra.

3.2.3.12. GESTOR URBANO: Se entiende por Gestor Urbano a toda persona física que, a requerimiento del solicitante o Interesado, se encarga de recibir, revisar y gestionar la tramitación de planos y solicitudes de expedición de licencias de construcción, en las zonas o áreas que el MIVHED haya determinado como su jurisdicción y que sea acreditado y habilitado para tales fines, según los procedimientos que determinan la Ley núm.160-21 y sus reglamentos.

3.2.3.13. HABILITACION O CALIFICACION PROFESIONAL: Es el procedimiento mediante el cual la Autoridad competente otorga la acreditación correspondiente a los Agentes de la Edificación que así lo soliciten, para ejecutar funciones y trabajos específicos, sobre la base de la evaluación de cualificaciones y requisitos establecidos.

3.2.3.14. INGENIERO / ARQUITECTO: Es toda persona física, ingeniero civil

o arquitecto, ingeniero estructural, eléctrico, mecánico, hidráulico, sanitario, vial o ingeniero-arquitecto, que está facultado para intervenir como proyectista o ejecutor en dichas obras; que deberá tener conciencia de la responsabilidad civil y técnica que ello significa; y que estará obligado a cumplir fielmente con todas las disposiciones estipuladas en las leyes, reglamentos y normativas vigentes en la República Dominicana, así como cualquier otra que le sea aplicable. Para los fines del presente Título el término "Ingeniero" o "Arquitecto" será aplicable a todas las especializaciones relacionadas con esta definición.

3.2.3.15. LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN: Es la autorización emitida por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias (DTTL) del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) a solicitud del interesado, para la ejecución y desarrollo de obras de construcción o modificación de edificaciones, dentro del marco de las condiciones previstas en ella, y en cumplimiento de los requisitos legales y técnicos establecidos en el ordenamiento jurídico nacional y las leyes que regulan la materia. La misma consiste en un documento físico, el cual contendrá la información del propietario del terreno, la designación catastral del inmueble sobre el cual se llevará a cabo.

3.2.3.16. LICENCIA DE REGULARIZACIÓN: Es la autorización emitida por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias (DTTL) del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), luego de una obra haber completado el proceso de Regularización que se detalla en el Capítulo 15. de este Título.

3.2.3.17. OBRA: Es la materialización de un proyecto de ingeniería o arquitectura, ya sea público o privado, mediante el cual éste se lleva a la realidad de acuerdo con lo planificado y a los términos establecidos en el contrato.

3.2.3.18. OBRA EN EJECUCIÓN O EN CONSTRUCCIÓN: Es la Obra que evidencia actividades de construcción, reparación, remodelación, rehabilitación, restauración, mantenimiento, ampliación, mejoramiento, demolición, excavaciones, transformaciones estructurales, montaje y/o desmontaje de estructuras, o cualquier otra labor necesaria para el desarrollo y definición del proyecto.

3.2.3.19. PERMISO DE INICIO DE OBRAS: Es la certificación que establece las condiciones y restricciones para autorizar el inicio de la obra. La Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias (DTTL) del MIVHED, otorga esta autorización previa a la emisión de la licencia de construcción, a solicitud del interesado, luego de haber revisado y comprobado que los requisitos legales y técnicos del proyecto se encuentren completos.

3.2.3.20. PROYECTO: Conjunto de planos y documentos correspondientes a una obra o edificación, que contiene la información requerida para su ejecución.

3.2.3.21. PLANOS DEL PROYECTO: Es el conjunto de dibujos arquitectónicos y técnicos de las obras a construir, que incluyen informaciones del diseño, tales como localización, ubicación, plantas, elevaciones, secciones, estructuras (incluyendo cálculos), instalaciones eléctricas, sanitarias y mecánicas (y sus cálculos), así como detalles especiales de los mismos, que aseguren que el proyecto sea claramente interpretable por los profesionales calificados en la materia, y la obra pueda ser ejecutada correctamente.

3.2.3.22. REGULARIZACIÓN: Procedimiento mediante el cual se regula toda obra ejecutada sin haber contado con la correspondiente Licencia de construcción o que, teniéndola, no se ajusta a las disposiciones de su aprobación, se considera "obra o construcción ejecutada sin licencia". Para la Regularización, el Propietario o Promotor deberá presentar ante la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias (DTTL) del MIVHED, tanto la documentación legal, como los planos e informes técnicos, deberán cumplir con las normativas y reglamentos vigentes que le apliquen.

3.2.3.23. REPRESENTANTE AUTORIZADO: Es toda persona física debidamente autorizada por el contratante mediante documento legal, para actuar en su nombre y ejercer las funciones técnicas y/o administrativas derivadas del seguimiento o control de los trabajos y obras objeto de ejecución, mediante un contrato determinado.

3.2.3.24. RESPONSABILIDAD SOLIDARIA: Obligación legal a la que está sujeta una persona física o moral responsable de un proyecto u obra de ingeniería, arquitectura o rama afín, juntamente con los interventores o agentes que participan en el mismo y no tienen claramente definida su responsabilidad civil o legal en el acuerdo o contrato que origina su intervención.

3.2.3.25. SISTEMA CONSTRUCTIVO: Conjunto de elementos, técnicas, procedimientos y unidades de la ingeniería civil y arquitectura que combinados forman una organización funcional con una misión constructiva común, sea ésta de carácter estructural, de protección de espacios (cerramientos) o acondicionamiento.

3.2.3.26. SUPERVISIÓN TÉCNICA: Es el proceso de verificación de la correcta construcción de la edificación con sujeción a indicado en los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador, en todos los aspectos arquitectónicos, de la construcción de elementos estructurales y no estructurales, y en las instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas o de cualquier otra índole, si las hubiere. La misma puede ser llevada a cabo por un Supervisor de la Dirección de Inspecciones del MIVHED o por un Supervisor Técnico Privado debidamente habilitado por dicha institución.

3.2.3.27. TITULAR DE LA LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN: Es el Propietario del bien inmueble objeto de la solicitud de expedición de Licencia de Construcción. Podrán ser titulares de las licencias de Construcción y de otras Autorizaciones administrativas establecidas en este Título, los titulares de derechos reales principales, los propietarios del derecho de dominio a título de fiducia, los fideicomitentes de las mismas fiducias y toda persona física o jurídica, pública o privada, que demuestre la legitimidad que tiene del derecho de propiedad sobre un bien inmueble o sobre un proyecto u obra de los inmuebles objeto de la solicitud.

3.2.3.28. TRABAJADOR POR CUENTA PROPIA (AUTÓNOMO): Es toda persona física distinta del contratista y subcontratista, que realiza de forma personal y directa una actividad profesional u oficio técnico, y que asume contractualmente ante el contratista y/o subcontratista, el compromiso de realizar determinadas partes o instalaciones de la obra.

3.2.3.29. TRABAJOS DE INGENIERÍA: Es la coordinación o dirección técnica de las actividades de planificación, organización, provisión, ejecución y control de todos los recursos e insumos necesarios o requeridos para la satisfactoria elaboración, ejecución y/o terminación de un proyecto u obra de ingeniería, tales como los materiales, mano de obra, equipos, herramientas, cumpliendo siempre con lo indicado en los planos y en las especificaciones contenidas en este Título, y el fiel desempeño de todos los quehaceres y obligaciones señalados al contratista en el contrato o acuerdo entre las partes.

3.2.3.30. VENTANILLA UNICA DE CONSTRUCCION (VUC): La Ventanilla Única de Construcción es un canal virtual y una herramienta digital, mediante la cual se realizan las gestiones propias de la tramitación de planos, solicitudes de expedición de licencias de construcción y gestión de permisos para la construcción.

CAPÍTULO 3
EXIGENCIAS TÉCNICAS Y ADMINISTRATIVAS

3.3. EXIGENCIAS TÉCNICAS Y ADMINISTRATIVAS: Las disposiciones del presente Título establecen las exigencias técnicas y administrativas mínimas que se deben cumplir para la correcta concepción de todo proyecto de edificaciones a erigirse en el país, así como los requisitos a cumplir durante su ejecución.

3.3.1. REQUISITOS BÁSICOS DE LA EDIFICACIÓN: Las edificaciones deberán proyectarse, construirse, mantenerse y conservarse de tal forma que garanticen la seguridad de las personas, el bienestar de la sociedad y la protección del

ambiente, mediante el cumplimiento de los preceptos de estos reglamentos y de los requisitos básicos siguientes:

3.3.2. RELATIVOS A LA FUNCIONALIDAD:

3.3.2.1. Utilización, de tal forma que la disposición y las dimensiones de los espacios y la dotación de las instalaciones faciliten la adecuada realización de las funciones previstas en la edificación.

3.3.2.2. Accesibilidad, de tal forma que se permita a las personas el acceso y la circulación por el edificio en los términos previstos en los reglamentos y normativas vigentes específicas.

3.3.2.3. Acceso a todos los servicios, de acuerdo con lo establecido en las normativas específicas.

3.3.3. RELATIVOS A LA SEGURIDAD:

3.3.3.1. Seguridad estructural, de tal forma que no se produzcan en el edificio, o partes de este, daños que tengan su origen o afecten a la cimentación, las columnas, las vigas, las losas, los muros de carga u otros elementos estructurales, y que comprometan directamente la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio, de acuerdo con el nivel de desempeño establecido según el uso de la edificación.

3.3.3.2. Seguridad en caso de incendio, de tal forma que los ocupantes puedan desalojar el edificio en condiciones seguras, se pueda limitar la extensión del incendio dentro del propio edificio y de los colindantes y se permita la actuación de los equipos de extinción y rescate.

3.3.3.3. Seguridad de utilización, de tal forma que el uso normal de la edificación no suponga riesgo de accidente para las personas.

3.3.4. RELATIVOS A LA HABITABILIDAD:

3.3.4.1. Higiene, salud y protección del ambiente, de tal forma que se alcancen condiciones aceptables de salubridad en el ambiente interior de la edificación y que éste no deteriore el ambiente en su entorno inmediato, garantizando una adecuada gestión de toda clase de residuos.

3.3.4.2. Protección contra el ruido, de tal forma que el ruido percibido no ponga en peligro la salud de las personas y les permita realizar satisfactoriamente sus actividades.

3.3.4.3. Otros aspectos funcionales de los elementos constructivos o de las instalaciones que permitan un uso satisfactorio de la edificación.

3.3.5. Este Título deberá completarse con las exigencias de otras normativas dictadas por las administraciones competentes y se actualizará periódicamente conforme a la evolución de la tecnología y las demandas de la sociedad y el sector construcción.

CAPÍTULO 4
CONCEPCIÓN DEL PROYECTO

3.4. Todo proyecto de edificaciones estará compuesto por el conjunto de documentos, informes, diseños detallados, planos y demás elementos descriptivos y gráficos necesarios y suficientes para la realización de una obra o servicio determinado, que definen y determinan sus características, así como las exigencias técnicas para su ejecución. El proyecto habrá de justificar técnicamente las soluciones propuestas de acuerdo con las especificaciones requeridas por estos reglamentos y los demás reglamentos aplicables.

3.4.1. APROBACION DE NUEVOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.

3.4.1.1. REQUISITOS PARA SOMETIMIENTO Y APROBACION DE NUEVOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.

3.4.1.2. APROBACION DE NUEVOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS: Podrán ser utilizados los sistemas constructivos que hayan sido debidamente autorizados por el MIVHED o la institución correspondiente al momento de su aprobación previo a la vigencia del presente Título.

3.4.1.3. Para fines de aprobación de nuevos sistemas constructivos, elementos o materiales en el país, el/los interesados deberán someter previamente a la Dirección de Normas y Reglamentaciones del MIVHED, los documentos, especificaciones, pruebas de ensayo, avaladas por un laboratorio certificado (Si las hubiera), certificaciones actualizadas u otros documentos requeridos por el MIVHED, sobre el uso vigente de dicho sistema, material o elemento, en el país de origen y cualquier otro país donde haya sido autorizado. No se permitirá el uso o aplicación de sistemas no autorizados por el MIVHED.

3.4.1.4. PRESENTACIÓN DE DOCUMENTOS. Para la aprobación de nuevos sistemas constructivos, los interesados deberán enviar una solicitud dirigida al Ministro de Vivienda y Edificaciones con atención al Viceministerio de Normas, Reglamentaciones y Tramitaciones y a la Dirección de Normas y Reglamentaciones del MIVHED, en la cual deberán indicar el alcance propuesto del sistema sometido. A estos fines, se deberá depositar conjuntamente un expediente contentivo de la documentación que sustente la solicitud de aprobación del sistema, de acuerdo con los requisitos establecidos por la DNR.

3.4.1.5. La documentación se deberá presentar en idioma español, en un original físico a color, y una copia en formato digital, las cuales se depositarán, en la Dirección de Normas y Reglamentaciones del MIVHED,

3.4.1.6. El MIVHED se reserva el derecho de solicitar documentación, estudios

o informaciones adicionales que considere necesarias para el análisis de la factibilidad técnica del sistema.

3.4.1.7. PRESENTACIÓN TÉCNICA. Los representantes del sistema deberán realizar una presentación por medio de la cual den a conocer al MIVHED todo lo relacionado con los aspectos técnicos de análisis, diseño y construcción del sistema. Para tal fin, deberán contar con un asesor técnico especialista en la materia, quien se desempeñará como enlace técnico entre los representantes del sistema y la DNR.

3.4.1.8. PRUEBAS Y ENSAYOS COMPROBATORIOS. El MIVHED a través de la DNR, solicitará la realización de pruebas y/o ensayos comprobatorios a los elementos que constituyen el sistema y al propio sistema en conjunto. En caso de que las pruebas requeridas, no sean posibles realizarlas en el país, el MIVHED permitirá recurrir a laboratorios internacionales acreditados para su realización.

3.4.1.9. Bajo cualquier metodología (nacional o Internacional), las pruebas requeridas por el MIVHED se deberán realizar bajo la coordinación de la DNR a través de la formación de un Comité Técnico, el cual definirá los tipos de pruebas, su alcance y objetivos, los tipos de muestras y las condiciones en que se confeccionarán.

3.4.1.10. Las pruebas y ensayos requeridos por el MIVHED se deberán desarrollar por medio de una Universidad que cuente con un Departamento de Investigación del área de Ingeniería, y se consideraran válidas, si y solo si fueran realizadas bajo la supervisión el Comité Técnico del MIVHED, a través de los representantes designados por la DGRS. Todos los costos relacionados con el desarrollo de estas pruebas y ensayos correrán por cuenta del representante del sistema.

3.4.1.11. La Universidad mediante la cual se desarrollarán las pruebas, deberá ser seleccionada bajo mutuo acuerdo entre los representantes del sistema y el

MIVHED. Sus funciones esencialmente consistirán en presentar un informe a la DNR, respecto a las pruebas que han sido ejecutadas, los procedimientos y normas utilizadas, sus resultados y las correspondientes recomendaciones de análisis, diseño y construcción, acompañado de ejemplos de implementación según los resultados de dichas pruebas.

3.4.1.12. En caso de que el sistema sometido para aprobación sea una innovación tecnológica no probada e implementada a nivel internacional, se deberán realizar todas las correspondientes pruebas que garanticen la seguridad, funcionabilidad y viabilidad en su implementación.

3.4.1.13. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN. El MIVHED a través del Comité Técnico correspondiente, evaluará todos los documentos y el informe final de las pruebas ejecutadas, y decidirá la factibilidad técnica del sistema, su alcance y limitaciones. La DNR en coordinación con el representante del sistema y su asesor técnico, elaborarán un documento reglamentario que rija el análisis, diseño y construcción del sistema.

3.4.2. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS APROBADOS. Todo nuevo sistema constructivo cuya factibilidad técnica se haya determinado, será aprobado para su implementación por un tiempo determinado, para evaluar su comportamiento ante cargas reales, intemperie y exposición al medio ambiente; en dicho plazo, el MIVHED llevará a cabo inspecciones rutinarias con el objeto de verificar el estado del sistema constructivo. Una vez concluido el plazo de dicha aprobación y se haya determinado en los informes de inspección que el sistema posee la integridad suficiente para cumplir con la vida útil esperada, se podrá solicitar al MIVHED la aprobación definitiva del sistema.

3.4.3. El MIVHED se reserva el derecho de dirimir la aprobación de aquellos sistemas en los cuales se haya verificado que, en el plazo de aprobación, el sistema ha desarrollado niveles de degradación que ponen en riesgo la seguridad y la funcionabilidad.

3.4.4. En el plazo de aprobación, el representante del sistema y los profesio-

nales correspondientes que hayan trabajado en la implementación del sistema en un proyecto particular, serán los responsables legales del proyecto.

3.4.5. Luego de aprobado el sistema, para su implementación en cada proyecto particular, se deberán solicitar los permisos de construcción a las entidades correspondientes.

3.4.6. La DNR no emitirá la aprobación del sistema y su implementación, hasta tanto no sean publicados institucionalmente los requisitos técnicos reglamentarios que rigen el sistema.

CAPÍTULO 5
AGENTES DE LA EDIFICACIÓN

3.5. Son Agentes de la Edificación todas las personas, físicas o jurídicas, que intervienen en el proceso de la edificación. Sus obligaciones vendrán determinadas por lo dispuesto en este Título, por demás disposiciones que sean de aplicación y por el contrato que origina su intervención.

3.5.1. Para fines de calificación como Agentes de la edificación, en lo que respecta a la elaboración de proyectos, dirección y supervisión de obras, evaluación y levantamiento estructural, estudios geotécnicos, ensayos de suelos y materiales de construcción, supervisión técnico-privada, gestoría urbana o cualquier otra Habilitación profesional que el MIVHED determine, los interesados deberán solicitar su evaluación al MIVHED, a través de la Dirección de Normas y Reglamentaciones (DNR) y las demás dependencias relacionadas con los controles de las obras. Para estos fines deberán depositar los documentos que avalen su nivel educativo (grado, postgrado, maestría, doctorado), su experiencia en las labores realizadas u otra documentación que sirva de base para otorgar la Habilitación profesional correspondiente.

3.5.2. Los organismos y laboratorios de control de calidad deberán solicitar

del mismo modo su evaluación a el MIVHED, mediante la presentación de los documentos legales y técnicos que garanticen una correcta instalación y calibración y cualquier otro que requiera la comisión.

3.5.3. El MIVHED abrirá para estos fines un registro de habilitaciones. Siempre y cuando no constituya un conflicto de interés particular y directo, los interesados podrán solicitar una o varias habilitaciones profesionales, de acuerdo con su experiencia demostrable.

3.5.4. PROPIETARIO: Es aquella persona física o jurídica, pública o privada, que ostenta el derecho de propiedad sobre un bien inmueble o sobre un proyecto u obra. Este podrá realizar las funciones de promotor siempre que cumpla con las disposiciones de la Sección 3.5.5.1.

3.5.5. PROMOTOR O INVERSIONISTA: Es toda persona física o jurídica, pública o privada, que individual o colectivamente, decide, impulsa, gestiona, programa o financia, con recursos propios o ajenos, las obras de edificación para sí o para su posterior enajenación, entrega o cesión a terceros bajo cualquier título.

3.5.5.1. OBLIGACIONES DEL PROMOTOR:

3.5.5.1.1. Poseer el derecho de propiedad sobre el inmueble que se va a edificar un proyecto, en caso de no titularidad, deberá estar debidamente facultado mediante autorización legal expresa del propietario para construir en el mismo.

3.5.5.1.2. Gestionar y seleccionar los agentes que se encargarán de la preparación del proyecto y de la ejecución de las obras, cumpliendo con los requisitos establecidos en este Título.

3.5.5.1.3. Facilitar la documentación e información previa necesaria para la preparación del proyecto, obtener la no objeción del propietario, así como autorizar al Director del proyecto u obra las posteriores modificaciones del mis-

mo, sin que las mismas contravengan las normas y reglamentaciones técnicas pertinentes.

3.5.5.1.4. GESTIONAR Y OBTENER LOS PERMISOS Y LICENCIAS.

3.5.5.1.5. Entregar al propietario o al adquirente, en su caso, la documentación de obra ejecutada, o cualquier otro documento exigible por las autoridades competentes.

3.5.5.1.6. El promotor podrá realizar, además, alguna de las funciones de otros agentes, siempre que cumpla con los requisitos que correspondan al caso y se responsabilice de su realización, siempre que no se afecte en su calidad y tiempo de ejecución.

3.5.5.1.7. La violación a las obligaciones anteriormente señaladas estará sujeta a ser sometidas a la acción de la justicia por parte de las autoridades correspondientes o del afectado.

3.5.6. DIRECTOR DEL PROYECTO: Es el agente de la edificación calificado, persona física o jurídica, responsable técnica y civilmente de dirigir y coordinar las labores de concepción del proyecto, con la participación de los diseñadores que intervienen en las diferentes especialidades de este, conforme a las reglamentaciones y disposiciones técnicas correspondientes.

3.5.6.1. El promotor podrá realizar la labor como Director del proyecto o de la obra siempre que cumpla con los requisitos establecidos en el presente Título para dichas funciones y no afecten la calidad y tiempo de ejecución de la misma.

3.5.6.2. El Director del proyecto deberá tener una experiencia mínima de haber dirigido el diseño de al menos tres (3) proyectos, o haber participado activamente junto a un Director de proyecto, en la elaboración del diseño de al menos cinco (5) proyectos, o tener especialidad en un área relacionada. El Direc-

tor del proyecto, cuando no ejerza la función directa de promotor o contratista, debe estar en permanente coordinación con éste y bajo su dependencia, no exonerándolo esto de responsabilidad técnica en la dirección del diseño.

3.5.6.3. OBLIGACIONES DEL DIRECTOR DE PROYECTO:

3.5.6.3.1. Ser profesional de la ingeniería o la arquitectura. Estar en posesión del título académico y profesional que lo acredite como profesional colegiado de la ingeniería o arquitectura de acuerdo con lo definido en la Sección **3.5.7.1.** según corresponda a su especialidad, y estar calificado para desarrollar dichas labores. En caso de personas jurídicas, designar al técnico responsable del proyecto que tenga la titulación profesional requerida.

3.5.6.3.2. Dirigir las labores del diseño del proyecto con sujeción a los reglamentos vigentes y a lo que se haya establecido en el contrato, respetando las reglas de su calificación.

3.5.6.3.3. Elaborar, a requerimiento o solicitud del promotor o con su conformidad, previo acuerdo, eventuales modificaciones del proyecto que vengan exigidas por la marcha de la obra siempre que las mismas se adapten a las disposiciones normativas contempladas y observadas en la concepción del proyecto.

3.5.6.3.4. La adecuada selección de los diseñadores, de manera que cumplan con los requisitos mínimos de idoneidad para la realización de las labores de diseño correspondiente.

3.5.6.3.5. Acordar, en su caso, con el promotor la contratación de colaboraciones parciales.

3.5.7. DISEÑADOR: Es aquella persona física calificada en la especialidad correspondiente, de acuerdo con lo establecido en este Título, debidamente colegiado, que a solicitud del propietario o por encargo del Director del proyecto y previo acuerdo escrito, es el responsable del diseño, de la elaboración y/o

preparación de los planos y especificaciones de un proyecto de ingeniería y/o arquitectura en una o más de las partes específicas relativas a su especialidad, de forma coordinada, de manera que complementen su concepción total, de acuerdo con las reglamentaciones y disposiciones técnicas vigentes en República Dominicana.

3.5.7.1. Basados en los principios de la Ley núm. 65-00, sobre Derecho de autor, una Obra o Proyecto podrá tener más de un autor, por lo que se permitirá que más de un profesional figure como Coautor (a) o Co-diseñador (a). El Autor o Coautor de un Proyecto podrá ser el representante de una empresa o firma de arquitectura que posea número de CODIA.

3.5.7.2. OBLIGACIONES DE LOS DISEÑADORES: Cada diseñador será responsable de los criterios aplicados en su diseño y asumirá la titularidad de su proyecto, los cuales estarán en consonancia con las disposiciones mínimas establecidas en los reglamentos vigentes y en concordancia con las otras partes del proyecto general. Todo proyecto arquitectónico que no cumpla con los reglamentos vigentes será notificado por el MIVHED, que no será responsable de cualquier dilación que pudiera ocurrir en el proceso de tramitación por esta causa.

3.5.8. DISEÑADOR ARQUITECTÓNICO Y URBANÍSTICO

3.5.8.1. El diseñador responsable del proyecto arquitectónico o urbanístico debe ser un arquitecto colegiado.

3.5.8.2. Para todas las edificaciones cuya área constructiva exceda de 10,000.00 m2, los profesionales responsables del diseño arquitectónico deberán poseer una experiencia demostrable de haber realizado o participado como co-diseñador junto a un profesional calificado, en al menos:

a) Dos (2) proyectos similares, o

b) Haber acumulado una experiencia comprobada en el diseño de más de tres (3) proyectos de áreas constructivas mayores de 2,000.00 m2, o

c) Acreditar estudios de postgrado o maestría en el área de diseño o urbanismo, previa certificación.

3.5.8.3. En casos de proyectos de urbanización que excedan de 10,000.00 m2 de terreno, los profesionales responsables del diseño arquitectónico deberán poseer una experiencia demostrable de haber realizado o participado como co-diseñador junto a un profesional calificado, en al menos:

a) Tres (3) proyectos de urbanización mayores de 5,000.00 m2, o

b) Acreditar estudios de postgrado o de maestría en el área de diseño urbano, previa certificación.

3.5.9. INGENIEROS GEOTÉCNICOS

3.5.9.1. El responsable de los estudios geotécnicos debe ser una empresa o profesional de la ingeniería civil debidamente habilitado por el MIVHED para la realización de estos trabajos.

3.5.9.2. Los profesionales responsables de estos estudios deben poseer una experiencia demostrable de haber realizado o participado junto a un profesional calificado en la realización de al menos tres (3) diseños geotécnicos de fundaciones, o acreditar estudios de postgrado en el área de geotécnica.

3.5.9.3. Para todas las edificaciones cuya planta constructiva exceda de 1,000.00 m2, o de más de 6 plantas, los profesionales responsables de los estudios geotécnicos deberán poseer una experiencia demostrable de haber realizado o participado junto a un profesional calificado, en al menos:

a) Tres (3) estudios similares, o

b) Haber acumulado una experiencia comprobada mayor de cinco (5) estudios de proyectos mayores de 500 m2, o

c) Acreditar estudios de postgrado o maestría en el área de geotécnica, previa certificación.

3.5.10. DISEÑADOR DE SISTEMA ESTRUCTURAL

3.5.10.1. Cuando se trate de diseño de elementos estructurales y no estructurales, el diseñador debe contar con título universitario que lo acredite como profesional de la ingeniería civil con mención en estructura y encontrarse debidamente habilitado por el MIVHED.

3.5.10.2. Para edificaciones mayores de cuatro (4) plantas, o aquellas de menor nivel dedicadas a usos esenciales tales como centros médicos de más de 50 camas, educacionales de 8 o más aulas, o industriales que requieran de instalaciones complejas, u otros cuya área constructiva exceda de 2,000.00 m2, los diseñadores encargados del análisis y cálculo estructural deberán poseer una experiencia comprobada de al menos:

a) Tres (3) proyectos similares o mayores, registrados en el MIVHED, o

b) Haber acumulado una experiencia comprobada mayor de diez (10) cálculos de proyectos menores, o

c) Acreditar estudios de postgrado o maestría en el área estructural, previa solicitud de habilitación en la categoría correspondiente.

d) Los diseñadores de equipamientos o elementos no estructurales de los tipos de edificaciones indicadas en 3.5.5.2 deben poseer una experiencia certificada mayor de tres (3) años de ejercicio, en una o varias actividades, tales como diseño estructural, diseño de elementos no estructurales, construcción, supervisión técnica estructural, o acreditar estudios de postgrado en el área de estructuras o ingeniería sísmica.

3.5.11. DISEÑADOR HIDRÁULICO Y SANITARIO

3.5.11.1. Se requerirán cálculos de diseño hidráulico y sanitario a las edificaciones indicadas en Título I del Reglamento para el Diseño y Construcción de Instalaciones Sanitarias, R-008. El diseñador debe contar con título universitario que lo acredite como profesional de la ingeniería civil o ingeniero hidráulico.

3.5.11.2. Para edificaciones mayores de cinco plantas, o de uso esencial, los profesionales que presenten cálculos sanitarios deberán poseer una experiencia comprobada en el cálculo de al menos:

a) Tres (3) proyectos similares, o

b) Haber acumulado una experiencia comprobada mayor de diez (10) cálculos de proyectos menores, o

c) Acreditar estudios de postgrado en el área de ingeniería sanitaria.

3.5.12. DISEÑADOR DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS Y MECÁNICAS

3.5.12.1. El diseñador debe ser un profesional colegiado y debe contar con un título universitario que lo acredite como ingeniero eléctrico o electromecánico para el caso de las instalaciones eléctricas, y mecánico o electromecánico para las instalaciones mecánicas.

3.5.12.2. Para edificaciones de seis plantas o mayores, los profesionales que realicen los diseños eléctricos o mecánicos deberán poseer una experiencia comprobada en el cálculo de al menos:

a) Tres proyectos de esta naturaleza (eléctrico o mecánico) u otros de menor nivel cuyos usos sean similares a centros médicos, industriales que requieran de instalaciones complejas, o

b) Haber realizado al menos diez (10) cálculos eléctricos de proyectos en-

tre 3 y 5 plantas, o cinco (5) cálculos mecánicos de proyectos que requieran de este tipo de instalación; o,

c) Acreditar estudios de postgrado en el área de ingeniería eléctrica, mecánica o electromecánica.

3.5.13. CONTRATISTA DE OBRAS O EMPRESA CONSTRUCTORA: Es toda persona física o jurídica, pública o privada, debidamente habilitada y/o registrada con permiso o licencia para ejercer tal función, que a solicitud directa o indirecta del propietario, y por acuerdo escrito entre las partes en el que se establece un presupuesto o costo, un plazo en el tiempo, y una calidad convenida, asume contractualmente ante el propietario o promotor el compromiso de ejecutar la totalidad o parte de una obra, conforme a un proyecto determinado, con medios humanos y materiales, propios o ajenos, asegurando su idoneidad o calidad conforme a las leyes y reglas establecidas, siendo el responsable principal ante el propietario o el Estado dominicano. Toda persona física, jurídica o moral, de origen extranjero que realice estas funciones dentro del territorio nacional deberá cumplir además con las leyes y reglas establecidas para estos casos.

3.5.13.1. El contratista deberá ser profesional de la ingeniería o de la arquitectura, o en su defecto, dentro de su estructura técnico – administrativa deberá contar con profesionales de la ingeniería o arquitectura colegiados que garanticen el fiel cumplimiento las leyes dominicanas vigentes en la materia, así como los reglamentos que regulan las edificaciones.

3.5.13.2. Los interesados en formar parte del Registro General de Contratistas deberán solicitar su habilitación como contratista de obras en las instituciones donde estén interesados en participar de su plan de ejecución de obras, de acuerdo con los requerimientos establecidos por cada organismo, independientemente del tipo de adjudicación empleado, o de acuerdo con lo dispuesto en los reglamentos para la habilitación de empresas del MIVHED, así como de la habilitación de ingenieros individuales, empresas recién constituidas, maestros constructores y estudiantes de término.

3.5.13.3. En caso de que el solicitante no sea profesional de la ingeniería o la arquitectura, deberá presentar los documentos que avalen su participación como contratista de las obras que haya ejecutado y una certificación de buena calidad expedida por el contratante. En estos casos, los organismos contratantes, al momento de seleccionar cualquier persona física para realizar una obra, deberán exigir que dicha obra sea dirigida por los profesionales de la ingeniería o arquitectura colegiados, que cumplan con las calificaciones requeridas para la ejecución de la misma, de acuerdo con lo establecido en el presente Título.

3.5.14. SUB – CONTRATISTA: Es toda persona física o jurídica, debidamente calificada y especializada en uno o varios de los trabajos de la obra, que es contratado por el Director de la obra, con el consentimiento del contratista y/o del propietario, para realizar o ejecutar una serie de trabajos o labores especializadas en determinadas áreas o instalaciones de la obra, con sujeción al proyecto por el que se rige su ejecución. El subcontratista estará bajo la dirección administrativa del contratista, sin menoscabo de su responsabilidad técnica de los trabajos que realice; no obstante, ello no exonera de compromiso al contratista. Deberá demostrar experiencia en el ejercicio de su profesión u oficio, mayor o igual a diez (10) años, y deberá tener el equipo y herramientas necesarias para la realización de los trabajos

3.5.15. CONSULTOR. Es toda persona física o jurídica, ingeniero o arquitecto, graduado de una universidad registrada legalmente y colegiado, que realiza una labor asesora, de auditoría técnica u otro estudio similar, en la que presta un servicio de naturaleza intelectual, de acuerdo con su especialización, experiencia, y conocimiento; y en la que emite una opinión profesional, técnica, racional y justificada, escrita o gráfica, representada mediante diseños, dibujos de planos, diagramas, esquemas, gráficos, estudios, evaluación, informes, reconocimiento, memorias, cálculos, seguimiento, control u otros, que justifican e indican las recomendaciones que deben ser seguidas, para satisfacer el requerimiento del propietario.

3.5.15.1. El Consultor no deberá ejecutar o realizar obra alguna de un proyecto que haya sido revisado, auditado o evaluado previamente por él mismo. Toda persona física, jurídica o moral, de origen extranjero que realice estas funciones dentro del Territorio Nacional deberá cumplir además con las leyes y reglas establecidas para estos casos.

3.5.16. DIRECTOR RESPONSABLE DE LA OBRA: Es la persona física, ingeniero o arquitecto, que contractualmente ante el propietario o promotor asume el compromiso y/o la responsabilidad de dirigir y ejecutar el desarrollo de la obra o parte de las mismas con sujeción al proyecto y al contrato, en los aspectos técnicos, estéticos, urbanísticos y medioambientales, ante lo que dispone la ley y el presente Título, de conformidad con el proyecto que la define, con o sin intervención en responsabilidades administrativas, utilizando los medios materiales y el personal disponible para su ejecución.

3.5.16.1. Para ser Director de la obra se deberá demostrar una experiencia mínima de haber construido o participado como encargado de obra, residente de obra o asistente de ingeniero de obra en al menos cinco (5) construcciones mayores de 2,000.00 m2 de construcción; o tener maestría en procesos constructivos o en el área de la administración de la construcción y haber ejecutado al menos tres (3) obras similares. El Director de la obra, cuando no ejerza la función directa de promotor o contratista, deberá estar en permanente coordinación con éste, y bajo su dependencia, no exonerándolo esto de responsabilidad técnica en la ejecución de esta.

3.5.16.2. Otros profesionales podrán dirigir técnicamente una o más partes específicas de la obra, de acuerdo con la especialidad correspondiente, las cuales deberán estar bajo la coordinación de un Director general de obra, o de manera independiente, sin menoscabo de su responsabilidad ante dicho Director.

3.5.16.3. OBLIGACIONES DEL DIRECTOR DE OBRA:

3.5.16.3.1. Poseer título universitario que lo acredite como ingeniero civil o arquitecto profesional colegiado de la ingeniería, arquitectura o ramas afines y poseer la calificación correspondiente. En caso de personas jurídicas, designar al técnico Director de obra que tenga la titulación profesional requerida.

3.5.16.3.2. Dirigir los trabajos y trazar las directrices técnicas necesarias a su personal técnico auxiliar para la buena ejecución de la obra, de acuerdo con los reglamentos y el proyecto aprobado.

3.5.16.3.3. Asegurarse de que siempre estén accesibles en la obra y en buenas condiciones, los documentos siguientes:

a. Licencia de construcción;

b. Juego de planos con todos los sellos de las instituciones que se requiera, con el nombre de los revisores técnicos y la fecha en la cual aprobaron cada uno de ellos;

c. Especificaciones de la obra;

d. Otros documentos legales;

e. Libro de bitácora de la obra;

f. Copia de la certificación que lo acredita como Director responsable de obra;

g. Cualquier otro documento relacionado, a requerimiento de las autoridades competentes.

3.5.16.3.4. Designar, dirigir y supervisar al residente de obra que asumirá

la representación técnica en la obra y que por su titulación o experiencia deberá tener la calificación adecuada, de acuerdo con las características y la complejidad de la obra.

3.5.16.3.5. Resolver las contingencias que se produzcan en la obra y consignar en la Bitácora o Libro de Órdenes y Asistencias las instrucciones precisas para la correcta interpretación del proyecto.

3.5.16.3.6. Formalizar las subcontrataciones de determinadas partes o instalaciones de la obra dentro de los límites establecidos en el contrato.

3.5.16.3.7. Las descritas en la Sección 3.5.18.3., en aquellos casos en los que el Director de obra y el residente de obra sea el mismo profesional, si fuera ésta la opción elegida.

3.5.16.3.8. Solicitar a el MIVHED y a los organismos correspondientes, la inspección de las diferentes etapas de la ejecución de la obra, firmando las tarjetas o formularios correspondientes entregadas por el inspector con su nombre y firma.

3.5.16.3.9. Realizar o aprobar las órdenes de compra de los materiales de acuerdo con las especificaciones del proyecto y verificar que los mismos son avalados y certificados por los organismos de calidad correspondientes. El Director de la obra responderá por la calidad de cualquier material aprobado para la ejecución de las obras, y en caso de que alguno no cumpla con las especificaciones indicadas, podrá ser sujeto de sanción, previa evaluación, y el costo de su sustitución por el material adecuado correrá por su cuenta.

3.5.17. ENCARGADO DE OBRA: Es toda persona física, ingeniero o arquitecto colegiado, que contractualmente ante el propietario o promotor asume el compromiso y/o la responsabilidad de dirigir y ejecutar las obras que cumplan con las características máximas que aquí se describen, sin que sea limitativo

para obras menores, las cuales deberá realizar con sujeción al proyecto y al contrato, y bajo su única responsabilidad técnica y administrativa, y cumpliendo con todas las disposiciones y obligaciones correspondientes a su actuación, asumiendo las acciones de Director de obra y/o residente de obra, de acuerdo con lo indicado en las Secciones 3.5.6.3. y 3.5.18.3.

3.5.17.1. Obras hasta cuatro (4) pisos, con una superficie por planta menor que 350.00 m2 de construcción.

3.5.17.2. Otros tipos de obras menores como viviendas únicas, almacenes, naves industriales, depósitos u otros similares de hasta 1,500.00 m2, que por sus características particulares y sencillez no requieran de la participación de un Director de obra.

3.5.18. RESIDENTE DE OBRA: Es toda persona física, ingeniero o arquitecto colegiado, representante permanente del Director de la obra en lugar de esta, que asume la función técnica y/o administrativa de dirigir, controlar y/o coordinar su ejecución material y de verificar cualitativa y cuantitativamente todos los procesos, de acuerdo con los planos y las especificaciones, y bajo la coordinación del Director. En ningún caso las acciones que realiza el residente de obra exoneran de responsabilidad al Director de la obra.

3.5.18.1. Se requerirá la presencia de un residente de obra, sin que sea limitativo a obras menores, cuando se trate de obras similares a parques industriales, plazas comerciales con más de 20 locales, urbanizaciones de más de 10 viviendas, edificios habitacionales individuales mayores de 6 plantas incluyendo sótanos, u otras similares cuya complejidad amerite de un seguimiento más depurado y permanente.

3.5.18.2. El residente de obra deberá tener una experiencia mínima de haber trabajado al menos en tres (3) obras, ya sea como asistente técnico del residente de obra, o como encargado de obra, habiendo demostrado la pericia necesaria, mediante certificación. En caso de aquellas partes de las obras que por

su complejidad requieran de un residente en la especialidad correspondiente, el Director de la obra deberá disponer de un profesional para dirigir las labores en dicha área o especialidad.

3.5.18.3. OBLIGACIONES DEL RESIDENTE DE OBRA:

3.5.18.3.1. Poseer título universitario que lo acredite como ingeniero civil o arquitecto y ser un profesional colegiado.

3.5.18.3.2. Colocar en un lugar visible de la obra un cartel que contenga al menos los datos siguientes:

a. Nombre específico de la obra con su ubicación y dirección correcta;

b. Nombre y colegiatura del Director responsable de la obra;

c. Número de licencia de construcción del proyecto;

3.5.18.3.3. Realizar el replanteo, la adecuación de la cimentación y de la estructura proyectada, a las características geotécnicas y geométricas del terreno.

3.5.18.3.4. Solicitar a el MIVHED y a los organismos correspondientes, la inspección de las diferentes etapas de la ejecución de la obra, firmando las tarjetas correspondientes, en los casos de obras donde no se requiera de un Director de obra.

3.5.18.3.5. Asignar a la obra el personal requerido, así como los equipos y materiales que requiera.

3.5.18.3.6. Recibir y aprobar en obra los productos de construcción, ordenando la realización de ensayos y pruebas precisas pertinentes para comprobar su calidad de conformidad con lo reglamentado.

3.5.18.3.7. Dirigir la ejecución material de la obra comprobando los replanteos, los materiales, la correcta ejecución, de acuerdo con el proyecto aprobado y con las instrucciones del Director responsable de la obra.

3.5.18.3.8. Consignar las instrucciones precisas del proceso constructivo y sus incidencias en la Bitácora o el Libro de Órdenes y Asistencias.

3.5.18.3.9. Colaborar con los restantes agentes en la elaboración de los planos después de construidos (as built) y demás documentaciones de la obra ejecutada, aportando los resultados del control realizado.

3.5.19. DIRECTOR DE SUPERVISIÓN: Es toda persona física o jurídica, ingeniero o arquitecto colegiado, debidamente calificada en la materia, seleccionada o contratada por el propietario, promotor y/o entidad ejecutora, y notificada por escrito al contratista, para realizar los trabajos de consultoría, asesoría y/o supervisión técnica de un proyecto u obra, con el objeto de revisar o verificar total o parcialmente que la realización del mismo se ejecute de acuerdo con las normas, reglamentos y especificaciones y velando siempre por el cumplimiento del contrato, en función de lo requerido por el propietario.

3.5.19.1. El Supervisor actuará como el enlace entre el propietario, el autor del proyecto o diseñadores, y el contratista y/o Director de la obra, con la finalidad de llevar a su fin la materialización del proyecto, de forma ágil, transparente, disciplinada y organizada.

3.5.19.2. Para ser Director de supervisión deberá demostrar una experiencia mínima de haber sido supervisor técnico en al menos cinco (5) construcciones mayores de 2,000.00 m2 de construcción; o tener maestría en procesos constructivos o en el área del diseño estructural o la administración de la construcción y haber participado en la supervisión de al menos tres (3) obras similares.

3.5.19.3. OBLIGACIONES DEL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN

3.5.19.3.1. Debe ser laboralmente independiente del contratista, promotor, Director de obra o de cualquiera de los demás agentes que intervienen directamente en la ejecución de la obra, tales como subcontratistas de obras, suplidores o encargados de las instalaciones eléctricas, sanitarias o mecánicas si las hubiere.

3.5.19.3.2. Debe preparar el programa de control de calidad de la obra según las especificaciones generales y específicas del proyecto, el cual deberá ser de pleno conocimiento y de su aplicación por parte del Director de obra.

3.5.19.3.3. Le corresponde seleccionar el personal profesional, técnico y no profesional, de acuerdo con calificaciones y experiencia requeridas, pero deben ser conmensurables con las labores que se le encomiendan, y el tamaño, importancia y dificultad de la obra.

3.5.19.3.4. Puede delegar algunas de las labores de supervisión técnica en personal auxiliar, pero siempre bajo su dirección y responsabilidad.

3.5.20. SUPERVISOR TÉCNICO: Es el profesional colegiado debidamente calificado, que realiza la labor de auxiliar de supervisión técnica de acuerdo con lo especificado en el proyecto aprobado y los reglamentos aplicables, bajo la dirección, responsabilidad y coordinación del Director de supervisión, y cumplirá además con los requisitos mínimos siguientes:

3.5.20.1. Ser profesional colegiado de la ingeniería civil o arquitectura. Deberá tener una experiencia mínima demostrable como encargado de obra en al menos tres (3) proyectos similares a los indicados en la Sección 3.5.19.2., o haber participado como diseñador estructural, asistente o ayudante de construcción o supervisión, avalada por la dirección de una empresa o y bajo la certificación de un profesional facultado para tal fin.

3.5.21. SUPERVISOR TÉCNICO PRIVADO: Es el profesional colegiado, calificado, debidamente acreditado y habilitado por el MIVHED, que posee el conocimiento técnico necesario para realizar la inspección general de las diferentes etapas constructivas de una edificación privada, conforme a las disposiciones establecidas en la licencia de construcción o permiso de inicio de obra, planos aprobados y reglamentos vigentes, a solicitud y bajo acuerdo con el Director de supervisión o supervisor responsable de obra.

3.5.22. ORGANISMOS Y LABORATORIOS DE CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN: Los organismos y laboratorios de control de calidad de la edificación son entidades de servicios de asesoría y asistencia técnica, ya sean públicos o privados, encargados de comprobar técnicamente la calidad de los materiales de construcción y del proyecto, y de la ejecución general de la obra y sus instalaciones, de acuerdo con el proyecto y los reglamentos aplicables, para cuyas tareas deberán contar con el personal técnico capacitado, los equipos, herramientas, y las instalaciones de laboratorios aprobados para la realización de las pruebas y ensayos pertinentes.

3.5.22.1. Son laboratorios de ensayos aquellos habilitados por el MIVHED autorizados para realizar las pruebas de evaluación para la conformidad y control de calidad de los materiales de construcción utilizados para la ejecución de las obras.

3.5.22.2. Los laboratorios deberán tener actualizada la certificación de calibración de los equipos, y mantener en estado óptimo todos los equipos utilizados para la realización de los ensayos, con la debida calibración y demás requerimientos que garanticen su correcta elaboración, de acuerdo con recomendaciones de los fabricantes y del MIVHED.

3.5.22.3. SON OBLIGACIONES DE LOS ORGANISMOS Y DE LOS LABORATORIOS DE CONTROL DE CALIDAD:

3.5.22.3.1. Estar habilitados por el MIVHED u otros organismos facultados para velar por el cumplimiento de los reglamentos aplicables y realizar los en-

sayos de control de calidad de acuerdo con las normas nacionales o internacionales reconocidas y aceptadas por el MIVHED, entregar los resultados de su actividad al solicitante o interesado y, en todo caso, al Director o encargado de la ejecución de las obras.

3.5.22.3.2. Garantizar que el equipo de profesionales y técnicos estén en la capacidad de realizar un buen desempeño de sus labores; en el caso de los maestros constructores cuenten con su carné que lo acredite como tal.

3.5.22.3.3. Tener calibrados los equipos que así lo requieran, con sus respectivas certificaciones, para la realización de los ensayos y pruebas de materiales, mantener en estado óptimo todos los equipos y materiales usados en dicho laboratorio y así entregar resultados confiables de cuerdo a las recomendaciones técnicas del fabricante o que se requieran por parte de este Ministerio.

3.5.23. LOS PROVEEDORES DE MATERIALES: Se consideran proveedores de materiales los fabricantes, almacenistas, importadores o vendedores de materiales de construcción.

3.5.23.1. SON OBLIGACIONES DEL PROVEEDOR:

3.5.23.1.1. Contar con los documentos que lo acrediten como autorizado para suplir los materiales que comercializa o fabrica y mantener actualizados los certificados de calidad de los materiales que procesa o de los que comercializa, del cual suministrará copia al interesado, en caso requerido.

3.5.23.1.2. Realizar las entregas de los materiales de acuerdo con las especificaciones del pedido, respondiendo de su origen, identidad y calidad, así como del cumplimiento de las exigencias que, en su caso, establezca la normativa técnica aplicable. El proveedor que suministre algún material que no cumpla con las especificaciones solicitadas podrá ser sujeto de sanción, previa evaluación, y el costo de su sustitución por el material adecuado correrá por cuenta del suplidor.

3.5.23.1.3. Facilitar las instrucciones de uso y mantenimiento de las partes de las obras o equipos suministrados que así lo requieran, así como las garantías de calidad correspondientes, para su inclusión en la documentación de la obra ejecutada.

3.5.24. LOS PROPIETARIOS Y USUARIOS.

3.5.25. Son obligaciones de los propietarios conservar en buen estado la edificación mediante un adecuado uso y mantenimiento, así como exigir, recibir y conservar la documentación de la obra ejecutada y los seguros y garantías con que ésta cuente.

3.5.26. Son obligaciones de los usuarios, sean o no propietarios, la utilización adecuada de las edificaciones, o de una parte de estos, de conformidad con las instrucciones de uso y mantenimiento, contenidas en la documentación de la obra ejecutada.

CAPÍTULO 6

RESPONSABILIDADES, GARANTIAS Y SANCIONES

3.6. RESPONSABILIDAD CIVIL DE LOS AGENTES DE LA EDIFICACIÓN.

3.6.1. La responsabilidad civil será exigible en forma personal e individualizada, tanto por actos u omisiones propios, como por actos u omisiones de personas por las que, con arreglo a este Título, se deba responder.

3.6.2. No obstante, cuando no pudiera individualizarse la causa de los daños materiales o quedase debidamente probada la concurrencia de culpas sin que pudiera precisarse el grado de intervención de cada agente de la edificación en el daño producido, la responsabilidad se exigirá solidariamente. En todo caso, el promotor responderá solidariamente con los demás agentes interventores ante los posibles adquirientes, de los daños materiales en el edificio ocasionados por vicios o defectos de construcción.

3.6.3. Cuando el proyecto haya sido contratado juntamente con más de un Director de Proyecto, los mismos responderán solidariamente.

3.6.4. Los diseñadores que subcontraten los cálculos, estudios, dictámenes o informes de otros profesionales, serán directamente responsables de los daños que puedan derivarse de su insuficiencia, incorrección o inexactitud, sin perjuicio de la repetición que pudieran ejercer contra sus autores.

3.6.5. El Director o encargado de obra responderá directamente de los daños materiales causados en la edificación por vicios o defectos derivados de la impericia, falta de capacidad profesional o técnica, negligencia o incumplimiento de las obligaciones atribuidas al residente de obra y demás personas físicas o jurídicas que de él dependan.

3.6.6. Cuando el Director de Obra subcontrate con otras personas físicas o jurídicas la ejecución de determinadas partes o instalaciones de la obra, será directamente responsable de los daños materiales por vicios o defectos de su ejecución, sin perjuicio de la repetición a que hubiere lugar.

3.6.7. El Director y el encargado de obra responderán directamente de los daños materiales causados en la edificación por las deficiencias de los productos de construcción adquiridos o aceptados por él o por sus subordinados, sin perjuicio de la repetición a que hubiere lugar.

3.6.8. El Director o encargado de obra y el residente de obra que suscriban el certificado final de obra serán responsables de la veracidad y exactitud de dicho documento. El Director o encargado de obra, o el supervisor en caso de que lo hubiere, tendrá la responsabilidad de revisar el proyecto antes de iniciar los trabajos, y de encontrar alguna anomalía, la misma debe ser reportada a las autoridades competentes para ser corregida.

3.6.9. Las responsabilidades a que se refiere este capítulo se entienden sin

perjuicio de las que alcanzan al vendedor de las edificaciones o partes edificadas frente al comprador conforme al contrato de compraventa suscrito entre ellos, a los artículos correspondientes del Código Civil y demás legislación aplicable a la compraventa.

3.6.10. Los Agentes de la Edificación quedarán exentos de toda responsabilidad si, en el proceso judicial, se demuestra que los daños materiales de los que adolece el edificio fueron ocasionados por caso fortuito, por fuerza mayor o por actos de tercero o del propio perjudicado por el daño.

3.6.11. DE LAS GARANTIAS.

3.6.12. Sin perjuicio de sus responsabilidades contractuales, las personas físicas o jurídicas que intervienen en el proceso de la edificación responderán frente a los propietarios y los terceros adquirientes de las edificaciones o parte de estos, en el caso de que sean objeto de división, de los siguientes daños materiales ocasionados en el edificio dentro de los plazos indicados, contados desde la fecha de recepción de la obra, sin reservas o desde la subsanación de éstas, para lo cual deberán suplir las garantías o fianzas correspondientes por los riesgos siguientes:

3.6.13. Durante diez (10) años, por los daños materiales causados en el edificio por vicios o defectos que afecten a la cimentación, las columnas, las vigas, las losas, los muros de carga u otros elementos estructurales, y que comprometan directamente la resistencia mecánica y la estabilidad de la edificación.

3.6.14. Durante tres (3) años, por los daños materiales causados en el edificio por vicios o defectos de los elementos constructivos no estructurales o de las instalaciones que ocasionen el incumplimiento de los requisitos de habitabilidad indicados en la Sección 3.3.4.

3.6.15. Durante un (1) año, por los daños materiales por vicios o defectos de ejecución que afecten a elementos de terminación o acabado de las obras.

3.6.16. RECEPCIÓN DE LA OBRA.

3.6.17. La recepción de la Obra es el procedimiento mediante el cual el Constructor, una vez concluida la Obra en construcción, hace entrega formal de esta al Promotor o Propietario y es aceptada conforme por este. La recepción podrá realizarse con o sin reservas y deberá abarcar la totalidad de la Obra o fases (etapas) completas y terminadas de la misma, siempre y cuando así haya sido acordado entre las partes.

3.6.18. La recepción deberá consignarse en un acta firmada, al menos, por el Promotor o el Propietario y el Constructor. En la misma se hará constar:

3.6.18.1. Las partes que intervienen en el procedimiento.

3.6.18.2. La fecha de la Certificación de aprobación de inspección final de totalidad de la obra o de la fase (etapa) completa y terminada de la misma;

3.6.18.3. La declaración de la recepción de la obra con o sin reservas, especificando, según corresponda, el plazo en que deberán quedar subsanados los defectos observados. Una vez subsanados los mismos, se hará constar en un acta de recepción distinta, suscrita por los firmantes de la recepción.

3.6.18.4. Las Garantías que, en su caso, se exijan al Constructor para asegurar sus responsabilidades.

3.6.18.5. Asimismo, se adjuntará la Certificación de aprobación de Inspección Final expedida por el MIVHED, conforme a lo establecido en los Artículos 105, 106 y 107 del Decreto núm. 232-17, Reglamento para la Supervisión e Inspección de Obras (R-004).

3.6.19. El Promotor o Propietario podrá rechazar la recepción de la Obra por considerar que la misma no está terminada o que no se han cumplido las condiciones contractuales. En todo caso, el rechazo deberá ser motivado por escri-

to en el Acta, en la que se fijará el nuevo plazo para efectuar la recepción.

3.6.20. Salvo acuerdo expreso en contrario, la recepción de la Obra tendrá lugar dentro de los treinta (30) días siguientes a la fecha de su terminación, acreditada en la Certificación de aprobación de Inspección Final, plazo que se contará a partir de la notificación efectuada por escrito al Promotor. La recepción se entenderá tácitamente producida si transcurridos treinta (30) días desde la fecha indicada, el Promotor o Propietario no hubiera rechazado la entrega de la Obra expresamente y por escrito.

3.6.21. Los plazos de responsabilidad y Garantías establecidos en este Título iniciarán a partir de la fecha en que se suscriba el Acta de recepción, o cuando se entienda que esta ha sido efectuada según lo previsto en el apartado anterior.

3.6.22. SANCIONES.

3.6.23. El incumplimiento de las obligaciones y responsabilidades señaladas en este Título dará lugar a las sanciones que pudieran corresponder conforme a la legislación específica en materia de ordenación sobre la edificación en lo que se refiere a las garantías para proteger al usuario.

3.6.24. A los Agentes de la Edificación, habilitados por el MIVHED, les podrá ser revocada, por un periodo de uno (1) a cinco (5) años, la calificación o habilitación profesional otorgada para la realización de evaluación y levantamiento estructural, estudios geotécnicos, ensayos de suelos y materiales de construcción, supervisión técnico-privada, etc., siempre que se demuestre que han incurrido en faltas o causado deficiencias o imperfecciones del proyecto, derivadas del incumplimiento o la omisión de sus obligaciones y responsabilidades.

CAPÍTULO 7

DOCUMENTOS DEL PROYECTO
DISPOSICIONES SOBRE LOS PLANOS

3.7. DISPOSICIONES SOBRE LOS PLANOS: En general, los documentos del proyecto deberán contener al menos los siguientes planos para su aprobación, en los cuales figurarán el nombre y firma del propietario y el autor del proyecto con su número de colegiatura, así como de los demás profesionales técnicos que intervienen en el proyecto. En caso de que, en los reglamentos específicos de la especialidad correspondiente, se establezca la presentación de otros planos no contenidos en esta sección, deberá cumplirse con lo dispuesto en dichos reglamentos:

3.7.1.1. Planos de diseño urbanístico, en los casos requeridos.

3.7.1.2. Planos de diseño arquitectónico.

3.7.1.3. Plano de Estacionamiento y Acceso a la vía Pública dimensionado, donde se deberán mostrar también los accesos vehiculares de las propiedades existentes colindantes. En proyectos que tengan edificaciones aparte para los estacionamientos, se requerirá la hoja de localización, ubicación y planta dimensionada de la edificación de los estacionamientos.

3.7.1.4. Plano de curvas de nivel en todos los casos de urbanizaciones y en proyectos que posean vías internas, ya sea de circulación o de maniobra de estacionamiento, cuyo diseño vial deberá ser aprobado. De igual forma será requerido en proyectos individuales ubicados en terrenos accidentados (con cañadas, depresiones, o similares) o con una pendiente entre el punto más alto y más bajo mayor de 6%. Los planos mostrarán las curvas de nivel del terreno con la edificación proyectada superpuesta, tanto en planta como en sección, indicando los cortes y rellenos que se harán, y si la edificación estará fundada en el terreno natural o en material de relleno compactado. En cada caso, se

deberá presentar, además, la solución que se dará a la diferencia de nivel: terreno escalonado, corte o relleno, muro de contención (con su correspondiente diseño estructural en la memoria de cálculos estructurales) u otras.

3.7.1.5. Planos para la instalación de seguridad contra riesgos de incendios y otras emergencias, en los casos requeridos, que cumpla con el Reglamento para la Seguridad y Protección contra Incendios, R-032.

3.7.1.6. Planos y cálculos estructurales.

3.7.1.7. Planos, detalles y especificaciones de los enverjados, paredes colindantes y/o muros de contención, que aseguren la edificación propuesta. Se incluirá su diseño arquitectónico y estructural, tomando en cuenta los desniveles existentes en el terreno colindante, si los hubiere, así como cualquier otro aspecto que pudiera afectar las edificaciones adyacentes.

3.7.1.8. Planos del conjunto, alimentación y drenaje de las Instalaciones sanitarias de los proyectos; acompañados de los cálculos hidráulicos, en los casos requeridos en el Reglamento para el Diseño y la Construcción de Instalaciones Sanitarias en Edificaciones, R-008.

3.7.1.9. Informe de estudio geotécnico.

3.7.1.10. Planos y cálculos de instalaciones sanitarias, según lo requerido.

3.7.1.11. Planos y cálculos de instalaciones eléctricas.

3.7.1.12. Planos, diagramas esquemáticos y memoria de cálculos de las instalaciones mecánicas.

3.7.1.13. Planos de los encofrados de madera necesarios para la construcción del proyecto, según el Reglamento para el Diseño y Construcción de Edificaciones en Madera Estructural, R-029.

3.7.1.14. Cualesquier otros planos o cálculos necesarios para la debida interpretación del proyecto, de acuerdo con lo establecido en los reglamentos vigentes.

3.7.1.15. En los casos pertinentes, deberán contener además los estudios e informes necesarios para la debida interpretación del proyecto, de acuerdo con lo estipulado en cada uno de los reglamentos que forman las unidades del Reglamento General de Edificaciones y Tramitación de Planos y los demás que le sean complementarios.

3.7.1.16. Los planos incluirán uso o usos a los que se ha de destinar la edificación; deberán ser dibujados a las escalas indicadas en los Reglamentos Técnicos Oficializados. Se utilizará como sistema de medida el Sistema Internacional (SI) o el Métrico Decimal (mks), excepto para aquellos elementos en los que tradicionalmente se utiliza el Sistema Inglés, en cuyo caso deberá indicarse entre paréntesis su equivalencia en el Sistema Internacional o el Sistema Métrico Decimal.

3.7.1.17. Los planos para alteraciones, reparaciones, ampliaciones y reconstrucciones deberán contar con su anterior licencia de construcción, y cumplirán con todo lo anteriormente señalado; mostrarán no solamente las partes de construir, reparar o reconstruir sino también las partes afectadas de la construcción existente o su conexión y comportamiento con respecto a la nueva construcción.

3.7.2. PRESENTACIÓN DE LOS PLANOS EN GENERAL: Todos los planos de cada proyecto deberán cumplir al menos con las siguientes disposiciones: Todos los planos de cada proyecto deberán tener un tamaño uniforme que no excederá de 610 x 915 mm (24" x 36 "), y contendrán al menos las siguientes informaciones:

3.7.2.1. Deberán tener un tamaño uniforme de 610mm x 915 mm (24" x 36"), en papel Bond blanco, de buena calidad, grapados, y con la impresión en blanco y negro (no grises o a color).

3.7.2.2. Se indicará en todas las planchas la escala en que fueron dibujadas, las cuales se seleccionarán en base a un múltiplo de 100, y la mínima será 1:100, excepto los planos de plantas generales que se podrán permitir a escala 1:200, siempre que sea legible el proyecto.

3.7.2.3. En la tarjeta de cada plancha, se deberá indicar:

a. Nombre del propietario del edificio con su firma
b. Nombre y dirección del proyecto

c. Nombre, firma y colegiatura (CODIA) de los diseñadores y del Director del proyecto.

d. Descripción del contenido del plano y numeración secuencial (# / Núm. total planchas).

e. Nomenclatura y simbología empleadas en todos los planos.

f. Los planos deberán estar en el idioma oficial de la República Dominicana, el español.

g. Los planos incluirán uso o usos a los que se habrá de destinar la edificación.
h. En caso de requerirse planos físicos, las fotocopias de los planos deberán ser de buena calidad, en papel Bond en blanco y negro o a color.

i. No se aceptarán copias heliográficas.

3.7.2.4. Los planos estarán acompañados de todos los estudios e informes ne-

cesarios para la debida interpretación del proyecto, de acuerdo con lo estipulado en cada uno de los reglamentos vigentes correspondientes. En todo caso Tramitación de Planos podrá solicitar todos los documentos, detalles o planos que sean necesarios para la lectura correcta del proyecto o edificación.

3.7.2.5. Los planos para alteraciones, reparaciones, ampliaciones y reconstrucciones deberán contar con su anterior licencia de construcción, y el diseño aprobado en ésta deberá ser mostrado e identificado en los planos depositados. Mostrarán no solamente las partes a construir, reparar o reconstruir, sino también las partes afectadas de la construcción existente y su conexión o comportamiento con respecto a la nueva construcción. Deberán ser sometidos con los Registros de Formularios de Inspección debidamente firmados y aprobados por la Dirección de inspección de Obras Privadas del MIVHED correspondiente a todas las Etapas de la Construcción, como estipula el R-004, y deberá cumplir con todos los requerimientos establecidos en este Capítulo.

3.7.3. PLANOS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO: Estos planos indicarán de manera clara todas las características de orden arquitectónico y/o urbanístico necesarias para la correcta interpretación del diseño del proyecto. Se presentarán al menos los siguientes planos, sin ser limitativa la lista. En ellos figurarán el nombre, número de colegiatura y firma del arquitecto o ingeniero-arquitecto responsable del diseño.

3.7.3.1. Planos urbanísticos, si aplica.

3.7.3.2. Plano de localización y ubicación.

3.7.3.3. Plano de curvas de nivel, si aplica.

3.7.3.4. Planta arquitectónica y dimensionada de los diferentes niveles, incluyendo la planta de techo.

3.7.3.5. Planos de elevaciones.

3.7.3.6. Planos de secciones (al menos dos, una transversal y la otra longitudinal). Las mismas deberán contener información detallada de las dimensiones de los elementos cortados e incluir escaleras, cambios de nivel, alfeizar, ventanas, entre otros como también, identificar los espacios que aparecen en el corte.

3.7.3.7. Detalles arquitectónicos del edificio necesarios para la correcta interpretación de los planos, incluyendo la altura del antepecho o muro perimetral del techo, cuya altura mínima será de 1.00 m cuando la edificación tenga escaleras, exceptuando el caso de viviendas unifamiliares con escaleras internas.

3.7.3.8. Tabla de especificaciones de puertas y ventanas (Dimensiones, tipo y material).

3.7.3.9. Tabla o plano de terminaciones,

3.7.3.10. Plano de estacionamiento y acceso a la vía pública en caso necesario, y

3.7.3.11. Plano de recorrido y señalización de las vías de evacuación, identificando en color verde todas las partes que la componen, indicación de las salidas y escaleras de emergencia y otros, según el caso, si aplica. Para Edificios Públicos o con aglomeraciones de personas, no podrán ser emitidas las licencias de construcción, sin el depósito y verificación de dichas rutas y señaléticas.

3.7.3.12. Cualesquier otros planos exigidos en los reglamentos arquitectónicos vigentes.

3.7.4. PROYECTOS CON CALLES INTERIORES

3.7.5. APROBACIÓN DE DISEÑO VÍAL Y DRENAJE PLUVIAL. Para los pro-

yectos con vías o pasillos de circulación vehicular de longitud total mayor o igual a 50 m, se deberá presentar la documentación indicada en la "Guía de requisitos para la tramitación de planos", utilizando el Sistema Internacional de Medidas.

3.7.6. CONTENIDO GENERAL DEL DISEÑO VIAL:

a. Plano de ubicación del proyecto.

b. Planta general de vías (estacionadas).

c. Planta general de vías estacionadas con curvas de nivel.

d. Descripción vial del proyecto.

e. Planos de planta y perfil longitudinal:

- Por calles y parqueos.
- Presentar cuadro de ecuaciones de intersecciones con la elevación de la rasante por eje de diseño.

f. Secciones típicas por calles y calles con parqueos.

g. Secciones transversales por cada eje de calle y calles con parqueos

h. Diseño de pavimento.

i. Leyendas.

j. Planta de conjunto estacionada, a escala natural.

k. Plano de señalización horizontal y vertical.

3.7.7. CARACTERÍSTICAS DE LOS PERFILES LONGITUDINALES:

3.7.7.1. Las estaciones deberán estar cada 20 m, y cada 10 m en el caso de estacionamientos. La escala de presentación de los perfiles longitudinales deberá ser: Horizontal 1:1000, vertical 1:100; u horizontal 1:500, vertical 1:50.

3.7.7.2. La pendiente mínima 0.500% si el pavimento es flexible y 0.300% si el pavimento es rígido. Los puntos de inflexión en los perfiles longitudinales deberán tener la curva vertical correspondiente para diferencias de pendiente mayor que 1.

3.7.7.3. Se deberá indicar si se diseña en rasante o subrasante.

3.7.7.4. Se debe plasmar en los perfiles longitudinales las ecuaciones de estaciones con elevaciones de las intersecciones.

3.7.8. CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES TÍPICAS:

a. Ancho mínimo de carril 3.00 m.

b. Bombeo 2%.

c. Contén: Ancho 0.55m, altura 0.35m.

d. Ancho mínimo de acera en calle 1.20 m incluyendo el bordillo, y en parqueo 0.80 m, incluyendo el bordillo.

3.7.9. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO: Las superficies de terminación de las vías y estacionamientos deberán ser en asfalto u hormigón hidráulico, excepto en proyectos turísticos cuya área de estacionamiento tendrá un pavimento reductor de la radiación solar (pavimento de barro, adoquines o gramaquines-grilla de cemento y grama).

3.7.10. CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES:

3.7.10.1. Las secciones transversales deben presentarse por cada eje de calle y calle con parqueo procesadas con la sección típica, incluyendo la estructura de pavimento y taludes de corte y relleno.

3.7.10.2. Las secciones transversales deberán presentarse cada 20 m, y cada 10 m en el caso de estacionamientos.

3.7.10.3. Las secciones transversales se deberán presentar a escalas horizontal y vertical iguales, 1:100 ó 1:200

3.7.11. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL

a. Memoria de Diseño Pluvial, incluyendo cálculo de caudales de conducción y caudales de capacidad de las obras propuestas.

b. Planta general con áreas de aportación, estacionamientos de los ejes y líneas de flujo, la cual deberá ser la misma que la planta general de vía.

c. Planta general con las obras propuestas.

d. Planta y perfil longitudinal de tuberías (si aplica a su diseño).

e. Bombeo 2%.

f. Contén: Ancho 0.55 m, altura 0.35 m

g. Detalles de badenes y accesos, incluir acero por temperatura.

h. Detalles de imbornales y filtrantes (si aplica a su diseño).

i. Estudio de infiltración (si aplica a su diseño).

a) Detalle de registros.

b) Leyendas.

3.7.12. ESPECIFICACIONES GENERALES DEL DRENAJE PLUVIAL:

a) El drenaje pluvial debe plasmarse sobre una planta similar a la planta general estacionada.

b) La pendiente mínima de tubería: 2/1000.

c) Las aguas pluviales nunca se verterán en las obras de drenaje de las vías existentes.

d) Los complejos habitaciones ubicados próximos a cauces (ríos, arroyos, cañadas, etc.) deberán respetar las distancias establecidas.

e) Las obras de los proyectos de edificaciones nunca deberán afectar la sección hidráulica de los cauces.

f) Obras de contención propuestas en cauces se deberán presentar en el diseño del proyecto, para las revisiones de lugar.

g) Drenaje sanitario: En el diseño del drenaje sanitario se deberán contemplar las obras necesarias para no afectar las aguas de los cauces.

h) En pavimentos flexibles, las aguas deberán escurrir exclusivamente sobre contenes, o sobre cunetas de contén en hormigón conformada entre el carril y la entrada de los parqueos.

i) En pavimentos rígidos las aguas escurrirán en la lima hoya entre el carril y la entrada a los parqueos.

j) En ningún caso las aguas escurrirán en el centro de la vía.

3.7.13. En caso de que durante la revisión del diseño y de los planos se determine la necesidad de hacer las modificaciones pertinentes, el interesado deberá hacer las correcciones de lugar, y suministrar dos juegos de planos corregidos.

3.7.14. Los proyectos que estén ubicados en carreteras y caminos vecinales deberán cumplir con el derecho de vía correspondiente y los parámetros en los accesos.

3.7.15. Las franjas de terrenos de 150 metros de ancho a ambos lados del eje longitudinal de los farallones del llano costero sudoriental, a partir del borde Este de la Base Aérea de San Isidro con el Mar Caribe.

3.7.16. PLANOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES: Estos planos estarán fundamentados en sus correspondientes cálculos estructurales y en ambos figurará el nombre del ingeniero, firma y colegiatura del ingeniero civil responsable. Deberán cumplir con las disposiciones especificadas en los reglamentos estructurales vigentes que les sean aplicables. Los planos estructurales deberán contener, sin ser limitativo, lo siguiente:

3.7.16.1. Detalles de losas, vigas, columnas, zapatas, nudos, uniones y todos los miembros estructurales, en general.

3.7.16.2. Detalle de los muros, incluyendo el muro o verja perimetral (sea de mampostería, hormigón o cualquier otro sistema)

3.7.16.3. Detalles de la cisterna, séptico, plantas de tratamiento, pozo o tanque de almacenamiento de agua, con especificaciones de materiales y capacidades, debiendo presentar, además, la ubicación de éstos en la planta de cimentación, e incluir secciones y elevaciones, donde se indiquen las relaciones altimétricas respecto a las zapatas y vigas riostras, si las tuviere la edificación.

3.7.16.4. Detalles de las escaleras, incluyendo las de emergencia, y todos los demás detalles necesarios para la construcción el edificio.

3.7.16.5. Detalles de Encofrado, de acuerdo con el Reglamento para Diseño y Construcción de Edificaciones en Madera Estructural R-029.

3.7.17. MEMORIAS DE CÁLCULOS ESTRUCTURALES: La memoria de cálculos estructurales deberá contener la información necesaria en formato digital (Nombre de proyecto, cantidad de niveles, nombre y firma del ingeniero colegiado, descripción del proyecto con fotos ilustrativas, materiales a usar, datos del estudio de suelo, normas y reglamentos usados, sistema estructural empleado, parámetros y análisis sísmico, revisión de irregularidad torsional, verificación del 65% del análisis cuasiestático.

3.7.18. En la memoria de cálculos se describirán, con el nivel de detalle suficiente para que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto, los criterios de análisis y diseño estructural adoptados, y los principales resultados del análisis y el dimensionado de las secciones de los elementos, que deberán cumplir con los reglamentos vigentes que le sean aplicables. Se incluirá una justificación del diseño de la cimentación, el cual se hará en base a los estudios exigidos en el Reglamento para Estudios Geotécnicos en Edificaciones, R-024. Se deberá incluir como mínimo, sin ser limitativo, lo siguiente:

3.7.18.1. Nombre, firma y colegiatura del Ingeniero Civil responsable;

3.7.18.2. Descripción del sistema estructural;

3.7.18.3. Cargas usadas;

3.7.18.4. Características y resistencias de todos los materiales estructurales;

3.7.18.5. Resultados de los análisis y diseños de los elementos estructurales;

3.7.18.6. Detalles de las uniones o nudos;

3.7.18.7. Reglamentos Nacionales e Internacionales utilizados en los cálculos;

3.7.19. INFORME GEOTÉCNICO. Se presentarán los planos y el Informe Geotécnico, cumpliendo con lo especificado en el Reglamento para Estudios Geotécnico en Edificaciones, R-024, el cual deberá incluir por lo menos:

3.7.19.1. Descripción del alcance de las investigaciones y metodologías empleadas.

3.7.19.2. Breve descripción de la geología regional y local donde se sitúa el proyecto.

3.7.19.3. Breve descripción de la hidrogeología regional y local donde se sitúa el proyecto.

3.7.19.4. Detalles topográficos de acuerdo con la altimetría y planimetría de la zona para determinar las cotas del relieve de la zona de estudio tomando en cuenta los niveles de piso terminado de la estructura a construir.

3.7.19.5. Breve descripción de la Topografía circundante al área del proyecto.

3.7.19.6. Proximidades a Ríos o corrientes de agua.

3.7.19.7. Detalles de estructuras adyacentes, si aplica.

3.7.19.8. Planta del proyecto a escala con la ubicación de los puntos

de exploración georreferenciados, perfiles geofísicos estratigráficos y perfiles geofísicos (si aplica), claramente identificados.

3.7.19.9. Bitácoras Finales de los sondeos, con descripción de las muestras de suelos y rocas por un profesional del área.

3.7.19.10. Descripción del perfil del subsuelo encontrado y clasificación del sitio en base a la Tabla de Definición de la Clase de Sitio, del R-024.

3.7.19.11. Ubicación del nivel freático, si ha sido encontrado en los sondeos, indicando la fecha de medición.

3.7.19.12. Asentamientos totales y diferenciales esperados.

3.7.19.13. Módulo de Balasto o Reacción del terreno ante el dimensionamiento de las cimentaciones y elementos de contención.

3.7.19.14. Recomendaciones de cimentación, incluyendo tipo de cimientos, esfuerzos admisibles sobre terreno natural y rellenos para cimientos superficiales y recomendaciones para mejoramiento del terreno contra los efectos de suelos expansivos y suelos propensos a licuefacción, entre otros.

3.7.19.15. Recomendaciones para cimentaciones profundas.

3.7.19.16. Recomendaciones para excavaciones, estabilidad de taludes, estructuras de retención y para mitigar el efecto de excavaciones sobre estructuras adyacentes.

3.7.19.17. Recomendaciones para rellenos compactados.

3.7.19.18. Anexo que incluya los resultados de pruebas de campo y laboratorio, memoria de cálculo de cada tipo de problema analizado y de los resultados en forma de gráficos y tablas. Además, se incluirán planos, esquemas, dibujos, fo-

tografías de las muestras de campo y todos los aspectos que se requieran para ilustrar y justificar el estudio y sus recomendaciones.

3.7.19.19. Para los proyectos de Fideicomiso o grandes urbanizaciones, se deberán depositar y cumplir con lo establecido en el R-024.

3.7.20. PLANOS DE INSTALACIONES SANITARIAS: Serán presentados los planos de instalaciones sanitarias de acuerdo con el contenido especificado en el Reglamento para el Diseño y Construcción de Instalaciones Sanitarias en Edificaciones, R-008los cuales deberán estar claramente definidos para permitir una fácil comprensión del sistema. En ellos figurará el nombre, número de colegiatura y firma del ingeniero o arquitecto responsable de los mismos. De igual forma los cálculos hidráulicos serán requeridos según lo establecido en el Reglamento R-008. Los Planos de Instalaciones Sanitarias contendrán al menos:

3.7.20.1. Interconexión con la red existente de abastecimiento de agua potable y de drenaje sanitario, en caso de existir;

3.7.20.2. Ubicación de las instalaciones sanitarias de la edificación;

3.7.20.3. Planta del sistema de desagüe de aguas residuales y pluviales para cada nivel diferente;

3.7.20.4. Plano isométrico completo del sistema de desagüe de aguas residuales, (a partir de dos niveles).

3.7.20.5. Planta del sistema de alimentación y distribución de agua potable (agua fría y caliente), para cada nivel diferente;

3.7.20.6. Plano isométrico completo del sistema de agua potable (agua fría y caliente), a partir de dos niveles.

3.7.20.7. Plano del sistema de desagüe pluvial de techo, estacionamientos y sótanos; tanto para las edificaciones principales, como en casetas de guardias, garitas, gazebos, o edificaciones menores.

3.7.20.8. Memoria de cálculos hidráulicos, cuando aplique.

3.7.20.9. Detalles sanitarios

3.7.20.10. Planos del sistema contra incendios según Reglamento R-032.

3.7.20.11. Planos isométricos del sistema de desagüe pluvial para techos planos en edificaciones de más de dos (2) niveles.

3.7.20.12. Recolección y distribución final de basura y/o sistema de trituración, si aplica.

3.7.21. En proyectos de viviendas económicas no repetitivas cuya área constructiva no sea mayor de 60.00 m2, y la instalación cuente con no más de cinco (5) salidas de agua potable, no se requerirá la firma de un ingeniero.

3.7.22. PLANOS DEL SISTEMA DE GLP. Deberán incluir, sin limitarse:

3.7.22.1. Trayectoria de las tuberías de GLP dentro del edificio.

3.7.22.2. Tamaño (diámetro nominal) de las tuberías, material de las tuberías.

3.7.22.3. Característica y localización de: las válvulas de seguridad, válvulas de pare, válvulas de control de flujo y reguladores de presión y medidores.

3.7.22.4. Ubicación del tanque de almacenamiento en el plano de conjunto, donde se deberá señalizar la forma de abastecimiento desde el exterior.

3.7.23. PLANOS DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS: Los planos de instalaciones eléctricas serán presentados de acuerdo con el contenido especificado en el Reglamento para Instalaciones Eléctricas en Edificaciones, y en el Código Eléctrico Nacional, deberán estar claramente definidos para permitir una fácil comprensión del sistema. En ellos figurará el nombre del ingeniero, número de colegiatura y firma del profesional responsable de los mismos.

3.7.24. En Proyectos de viviendas económicas no repetitivas cuya área constructiva no sea mayor de 60.00 m2, y la instalación cuente con no más de dos (2) salidas eléctricas (un tomacorriente y una luz cenital) por unidad de espacio útil, no se requerirán cálculos eléctricos ni la firma de un ingeniero eléctrico o electromecánico. En estos casos se presentará un plano de distribución de dicha instalación.

3.7.25. CONTENIDO DE LOS PLANOS DE INSTALACIONES ELECTRICAS: En general, los planos contendrán:

3.7.26. Distribución en planta del panel de distribución, las salidas y dispositivos eléctricos, data, voz y TV. por cable.

3.7.27. Diagrama de carga.

3.7.28. Diagrama de rutas de alimentadores y tabla de cálculos.

3.7.29. Diagrama unifilar.

3.7.30. Detalles del sistema de puesta a tierra propuesto.

3.7.31. Detalles de zanjas para acometidas soterradas del sistema eléctrico y de telecomunicaciones.

3.7.32. Leyendas.

3.7.33. Todas las informaciones que puedan contribuir a la mejor comprensión de los planos, tales como altura recomendada de los tomacorrientes, interruptores, código de colores, etc.

3.7.34. Plano de carga de A/A si lo hubiere. Además, la disposición de los duetos del sistema de A/A.

3.7.35. Para edificaciones constituidas por dos o más niveles, o por aquellas que requieren la instalación de una subestación, añadir a las informaciones anteriores:

3.7.35.1. Diagrama vertical de paneles de distribución.

3.7.35.2. Diagrama vertical para cada sistema de teléfono, TV. por cable y alarma (Que deberán cumplir con las normas del INDOTEL en coordinación con las empresas telefónicas y de TV. por cable).

3.7.35.3. Plano eléctrico de conjunto para complejos residenciales, comerciales e industriales constituidos por más de un bloque.

3.7.35.4. Perspectiva con los espacios para la instalación de los equipos eléctricos en el frente de las edificaciones, paralelo a la acera adyacente.

3.7.35.5. Plano de interconexión de transformadores al sistema eléctrico. Este plano deberá cumplir con las normas de distribución dispuestas por la Superintendencia de Electricidad para tales fines.

3.7.36. Cuando el sistema eléctrico propuesto está dotado de un sistema de emergencia, debe agregarse:

a. Elevaciones de las recámaras de aire frío y aire caliente, respectivamente.

b. Detalles de la/s base/s sobre la cual descansará/n el/los generadores.

c. Ubicación del tanque de combustible principal.

d. Detalles sobre el sistema de escape.

e. Plano de ubicación de generadores.

f. Plano de la caseta para los generadores con todas sus elevaciones.

3.7.37. Los planos de instalaciones eléctricas se realizarán independientemente de otros planos, excepto en casos de viviendas económicas individuales.

3.7.38. PLANOS DE INSTALACIONES MECÁNICAS: Serán presentados de acuerdo con los reglamentos de los Sistemas Mecánicos en Edificaciones vigentes, los cuales deberán estar claramente definidos para permitir una fácil comprensión del sistema. En ellos figurará el nombre, número de colegiatura y firma del ingeniero electromecánico o del ingeniero mecánico responsable de los mismos. Los planos deberán ser preparados de acuerdo con lo siguiente, sin ser limitativos:

3.7.38.1. Debe tener descripción de las características eléctricas y mecánicas de los equipos que serán instalados, con su respectiva ubicación.

3.7.38.2. Secciones del edificio mostrando la ubicación de los equipos, así como los sistemas, si los hubiese.

3.7.38.3. Deberán contener la ubicación exacta de los ascensores (si los hubiera), detalles del pozo, la sala de máquinas (si aplica) y el foso (si aplica), así como también las principales características, dimensiones de la cabina y toda información técnica necesaria para su correcta instalación.

3.7.39. SISTEMAS DE VENTILACIÓN. En estos casos la información requerida, sin ser limitativa, deberá incluir:

a. Marca y modelo del ventilador.

b. Tipo de ventilador.

c. Localización del ventilador.

d. Dimensiones del equipo en mm (pulg).

e. Memoria de cálculo del sistema de ventilación mecánico en sótanos.

3.7.40. PLANOS DEL SISTEMA DE EXPANSIÓN DIRECTA ENFRIADO POR AIRE. En los planos será incluida, en general, la información siguiente, sin ser limitativa:

a. Ubicación unidad condensadora.

b. Ubicación unidad evaporadora.

c. Dimensiones del equipo en mm (pulg).

3.7.41. PLANOS DEL SISTEMA DE CLIMATIZACIÓN POR EXPANSIÓN DIRECTA ENFRIADO POR AGUA (HEAT PUMP). Los planos deberán incluir las informaciones siguientes, sin ser limitativas:

a. Ubicación Unidades.

b. Ubicación Torre de enfriamiento.

c. Isométrica de tuberías.

d. Bomba de agua.

e. Dimensiones equipos.

3.7.42. PLANOS DEL SISTEMA DE CLIMATIZACIÓN POR AGUA HELADA (CHILLER). Contendrán las indicaciones siguientes, sin ser limitativas.

a. Ubicación Unidades.

b. Ubicación Torre de enfriamiento.

c. Isométrica de tuberías.

d. Bomba de agua.

e. Dimensiones equipos.

3.7.43. PLANOS DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AIRE. Contendrán las indicaciones siguientes, sin ser limitativas:

a. Cantidad de Difusores.

b. Flujo de aire, m3/min (CFM).

c. Tamaño de difusores.

d. Tamaño de ductos.

3.7.44. PLANOS SISTEMA PROTECCIÓN CONTRA DESCARGAS ATMOSFÉRICAS: Deberán incluir, sin limitarse:

a. Detalle de Cobertura.

b. Detalle del anclaje del Pararrayo.

c. Detalle del sistema de puesta a tierra.

d. Detalle de ubicación de los Bajantes.

e. Detalle de ubicación de los registros de inspección.

f. Ubicación del Pararrayo.

CAPÍTULO 8

DE LA LICENCIA DE CONSTRUCCION

3.8. CONSIDERACIONES GENERALES. LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN. Para construir, reconstruir, ampliar o alterar de cualquier manera una edificación o cualquier otra estructura, el Propietario y el Director del Proyecto solicitarán al Ministerio de Vivienda, Habitas y Edificaciones (MIVHED) la correspondiente Licencia de Construcción, para lo cual se someterán los documentos y planos del proyecto, junto a las autorizaciones previas de las demás Instituciones Estatales y Municipales que intervienen en su aprobación.

3.8.1. Las solicitudes de emisión de licencias de construcción y ejecución de obras serán realizadas ante la DTTL del MIVHED, la cual se encargará de evaluar la pertinencia de otorgar la misma en base a la documentación presentada por el interesado, en cumplimiento de los requisitos establecidos en las leyes y normativas vigentes en materia de construcción.

3.8.2. Las Licencias de Construcción serán emitidas a favor del Titular de la Licencia de Construcción. La expedición de la Licencia de Construcción o de otra Autorización Administrativa establecida en este Título, no conlleva pronunciamiento alguno acerca de la titularidad de derechos reales ni de la posesión sobre el inmueble o inmuebles objeto de su emisión.

3.8.3. La expedición de la licencia de construcción no eximirá de responsabilidad a los profesionales o agentes que intervienen en el proceso de la edificación, tanto en el diseño como en la construcción de la obra, y no implicará responsabilidad legal alguna, sea ésta civil o penal, para el MIVHED en caso de defectos causados por los agentes.

3.8.4. REQUISITOS GENERALES PARA OBTENER LA LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN PARA TODO TIPO DE EDIFICACIÓN: Para solicitar la licencia de construcción, el interesado deberá ingresar a la página web a la Ventanilla Única de Construcción (VUC), los siguientes documentos en formato **PDF o TIFF:**

3.8.4.1. Formulario de Solicitud de Licencia de Construcción, el cual se deberá llenar desde la página web del MIVHED.

3.8.4.2. Copia del Título de Propiedad definitivo, según Ley 108-05 de Registro Inmobiliario.

3.8.4.3. Copia del Plano de Mensura Catastral deslindado, debidamente registrado en la Jurisdicción Inmobiliaria. En caso de presentar varias mensuras, se deberá incluir un Croquis Ilustrativo de los solares refundidos firmado por un Agrimensor colegiado.

3.8.4.4. Ficha técnica (Formulario F-3) o similar, debidamente lleno, emitido por el Ayuntamiento correspondiente.

3.8.4.5. Certificación de Uso de Suelo y Linderos emitido por Ayuntamiento correspondiente. Si solo utilizará parte del solar, anexar Croquis Ilustrativo indicando la porción del solar a usar y ubicación de este dentro de la parcela total.

3.8.4.6. Certificación de No Objeción emitido por el Ayuntamiento correspondiente.

3.8.4.7. Memoria descriptiva del proyecto, donde se haga una breve descripción de este, sus alcances, materiales y especificaciones.

3.8.4.8. Un juego de planos del proyecto con el contenido especificado en el **Capítulo 7** de este Título, en el formato establecido en las **Secciones 3.7.2. y 3.8.4.** los cuales deberán contar con los sellos de aprobaciones del Ayuntamiento correspondiente; así como, de las demás instituciones oficiales, cuya autorización o permiso sea requerido, de acuerdo con lo establecido en las **Secciones 3.8.4. y 3.8.7.,** de este Título.

3.8.4.9. Memoria de Cálculos Estructurales, y Análisis de Cargas, que cumpla con reglamentos estructurales vigentes, y firmas digitalizadas por el Ing. Estructuralista responsable del diseño.

3.8.4.10. Memoria de Cálculos Hidráulicos, cuando aplique, según el Reglamento para el Diseño y la Construcción de Instalaciones Sanitarias en Edificaciones, R-008 y firmas digitalizadas.

3.8.4.11. Memoria de Estudio Geotécnico, con sellos y firmas digitalizadas, que cumpla con el Reglamento para Estudios Geotécnicos en Edificaciones R-024, y cuyos responsables deberán haber sido habilitados por el MIVHED, de acuerdo con los "Requisitos a Cumplir para Empresas y Profesionales en Estudios Geotécnicos".

3.8.4.12. Memoria de Cálculos Eléctricos y Mecánicos, con sellos y firmas digitalizados, que cumpla con los reglamentos vigentes.

3.8.4.13. Evaluación Estructural, si la edificación fue iniciada o construida sin la emisión de la Licencia de Construcción, de acuerdo con los "Requisitos para Evaluación Estructural de Edificios Existentes o Iniciados con fines de Tramitar los Planos para Obtener la Licencia de Construcción", establecidos en el Capítulo I del Título V. Dicho Estudio deberá ser realizado por las compañías o profesionales habilitados por el MIVHED.

3.8.4.14. Cualquier otro permiso o autorización requerida por el MIVHED según el caso que corresponda.

3.8.5. La DTTL no recibirá los proyectos que no cumplan con todos los requerimientos establecidos en este Capítulo, para fines de tramitación de la licencia de construcción.

3.8.6. Todo proyecto, que haya sido depositado y abandonado por la razón que sea, por un período mayor de 120 días calendarios en la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED. correspondiente, deberá ser sometido nuevamente.

3.8.7. REQUERIMIENTOS ADICIONALES: Se requerirán aprobaciones adicionales de los proyectos, según sus características, uso y actividades que se desarrollen en él de acuerdo a lo siguiente y, sin ser limitativas:

3.8.7.1. Autorización ambiental, emitida por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MIMARENA).

3.8.7.2. Planos urbanísticos, hidráulicos y eléctricos exteriores, sellados por las instituciones correspondientes (Ayuntamiento, Instituto Nacional de Aguas Potables y Alcantarillados o Corporación de Acueducto y Alcantarillado, y Compañía Eléctrica, correspondientes).

3.8.7.3. Los proyectos podrán ser depositados en la DTLL, sin contar con dichos sellos, a fin de que se inicie el proceso de tramitación paralelamente a la obtención de estas autorizaciones; no obstante, las lotificaciones no serán aprobadas, ni la licencia emitida, sin las debidas autorizaciones de las instituciones aquí establecidas.

3.8.7.4. Para lotificaciones y urbanizaciones en polos turísticos de provincias del interior será requerida adicionalmente la autorización y el sellado de los planos, por parte del Ministerio de Turismo, MITUR.

3.8.7.5. Aprobación del diseño vial y de drenaje pluvial, según indicaciones de la **Sección 3.7.5.**

3.8.8. REQUERIMIENTOS ADICIONALES EN PROYECTOS CON CARACTERÍSTICAS ESPECIALES

3.8.9. PROYECTOS DE SALUD. Para los Proyectos de Edificaciones destinados al servicio del Sector Salud o que cuenten en su estructura con unidades de Salud (Hospitales, Clínicas, Consultorios, Laboratorios, Centros de diagnóstico, Farmacias, Veterinarias, Mercados, Mataderos, Invernaderos, y similares), será requerida la autorización del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social (MSP).

3.8.10. PROYECTOS DE EDUCACIÓN. Para los Proyectos de Edificaciones tipo institucional-educativo del Sector Educación será requerida la No Objeción del Ministerio de Educación (MINERD).

3.8.11. HELIPUERTOS, TURBINAS EÓLICAS Y SIMILARES. Para estos tipos de Proyectos será requerida la aprobación del Instituto Dominicano de Aviación Civil (IDAC). En el caso de turbinas eólicas, también se requerirá la aprobación de la Comisión de Energía, y del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

3.8.12. UBICADOS EN CARRETERAS Y CAMINOS. En estos casos serán requeridas autorizaciones adicionales contenidas en la Guía de requisitos de DTTL, que serán tramitadas a través de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED, según se establece a continuación:

3.8.12.1. En todo proyecto con acceso a las vías: será requerida la Aprobación de la Franja de Derecho de Vía, emitida por el Departamento de Estudio y Diseño de Proyectos Viales del MOPC, según Ley o Decreto correspondiente, de igual modo, será requerida la aprobación de los accesos emitida por el INTRANT.

3.8.12.2. En Proyectos ubicados en Vías Concesionadas: se requerirá la No Objeción de la concesionaria correspondiente, así como la del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, la cual deberá analizar la factibilidad de los accesos y el master plan del proyecto vial en cuestión.

3.8.13. UBICADOS EN ZONAS FRANCAS O ZONAS INDUSTRIALES. En estos casos serán requeridas las autorizaciones del Ministerio de Industria y Comercio (MIC), y del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MIMARENA); y si el proyecto es financiado, la aprobación adicional de la Corporación de Fomento Industrial. De igual forma, se deberán presentar los planos hidráulicos y eléctricos, sellados por las instituciones correspondientes (Instituto Nacional de Aguas Potables y Alcantarillados o la Corporación de Acueducto y Alcantarillado, y Compañía de Distribución Eléctrica). En construcciones de zona franca se requiere adicionar copia del Decreto (si existiera) que las declara como tal, para fines de exoneración de los impuestos a pagar.

3.8.14. UBICADOS EN CENTROS HISTÓRICOS. En construcciones de cualquier índole ubicadas en la ciudad Colonial de Santo Domingo, en el Centro Histórico de Puerto Plata, en las zonas históricas de Santiago de los Caballeros y de Montecristi, o cualquier otra zona declarada como Centro Histórico, se requerirá el permiso correspondiente de la Oficina de Patrimonio Monumental del Ministerio de Cultura, con sus respectivos sellos en todos los planos arquitectónicos sometidos (no incluye otros tipos de planos). Para el caso de la Zona Colonial y el Distrito Nacional, se requerirá por igual la Aprobación de la Oficina de Patrimonio del Ayuntamiento del Distrito.

3.8.15. UBICADOS EN POLOS TURÍSTICOS. Para proyectos turísticos, o aquellos de cualquier índole ubicados en zonas turísticas, se requerirá una carta de No Objeción y planos sellados por el Ministerio de Turismo, MITUR; dichos planos deberán ser los mismos que tengan los sellos de aprobación del ayuntamiento correspondiente.

3.8.16. UBICADOS EN COSTAS Y RÍOS NAVEGABLES. En estos casos será requerida la no objeción del Departamento de Muelles y Puertos del MOPC, que será tramitada a través de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED. , conforme a la Ley Núm. 305 -1968. Que modifica la anchura de la zona marítima. S deberá garantizar una servidumbre de paso para el público en general, tomando en consideración la condición de los bienes de dominio público definidos en nuestro ordenamiento jurídico, que no resultan de uso privativo. Se debe garantizar una franja de protección obligatoria de treinta (30) metros en ambas márgenes de las corrientes fluviales, así como alrededor de los lagos, lagunas y embalses.

CAPÍTULO 9

OTRAS AUTORIZACIONES ADMINISTRATIVAS

3.9. PERMISO DE INICIO DE OBRA: El propietario o su representante autorizado, podrán solicitar un permiso de inicio de obras antes de ser emitida la licencia de construcción. Este permiso será expedido por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias luego de revisada y validada la siguiente documentación: Planos de diseño estructural, memoria de cálculo estructural, modelo de cálculo computacional, informe de estudio técnico.

3.9.1. Para estos fines el propietario, a través de un representante autorizado, calificado para ejecutar la obra, podrá solicitar una inspección provisional de inicio de la obra, luego que la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED, revise y compruebe lo siguiente:

3.9.1.1. Que los documentos legales y técnicos del proyecto estén completos y hayan sido depositados conforme a los requisitos mínimos de los reglamentos vigentes.

3.9.1.2. Que los planos arquitectónicos y técnicos cumplan con los requisitos de los Reglamentos vigentes.

3.9.1.3. Que los cálculos estructurales, la memoria y los planos correspondientes no tengan objeción.

3.9.1.4. Que el diseño y los planos de los estacionamientos no tengan objeción.

3.9.1.5. Que posea el/los informe(s) geotécnico(s) correspondiente(s).

3.9.1.6. Que cuente con las aprobaciones de las entidades estatales requeridas en función de la naturaleza del proyecto, a saber, MIMARENA y MITUR según corresponda.

3.9.2. CERTIFICACIÓN DE INICIO DE OBRA: Es el documento emitido por el MIVHED luego de constatar el cumplimiento de los requisitos establecidos para conceder el permiso de inicio de obra.

3.9.3. PERMISO PARA REALIZAR TRABAJOS PRELIMINARES: No se dará comienzo a ninguna obra para la cual previamente no se haya obtenido la licencia de construcción. Sin embargo, cuando se trate sólo de las excavaciones para cimentaciones (no profundas), instalaciones de equipos para construcción, casetas provisionales para depositar materiales o herramientas para la realización de las obras, la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED, podrá otorgar autorización provisional para la ejecución de las obras mencionadas.

3.9.4. PROYECTOS CONSTRUIDOS POR ETAPAS: Podrán desarrollarse por etapas los proyectos de construcción para los cuales se solicite Licencia de construcción en la modalidad de obra nueva. Para este caso, en el plano general del proyecto se identificarán el área objeto de aprobación para la respectiva etapa, el área que queda destinada para futuro desarrollo, la definición de la ubicación y cuadro de áreas para cada una de las etapas. El plano general deberá indicar la forma en la que las distintas etapas se integran a la conexión a la red vial, infraestructura y servicios.

3.9.4.1. La norma urbanística con la que se apruebe el plano general del proyecto y de la primera etapa servirá de base para la expedición de las licencias de construcción de las demás etapas, aun cuando las normas urbanísticas hayan cambiado y, siempre que la licencia de construcción solicitada para la nueva etapa se solicite como mínimo un (1) año antes del vencimiento de la licencia de construcción emitida para la etapa anterior.

3.9.5. AUTORIZACION PARA EXCAVACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS: Es la autorización emitida por el MIVHED a solicitud del interesado, para realizar trabajos de excavación de cimentaciones, a los cuales se limita su alcance según lo indicado en la Sección 3.9.6. Esta autorización no constituye una Licencia de construcción.

3.9.6. ALCANCE DE LA AUTORIZACION PARA EXCAVACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS: El alcance de la autorización de trabajos preliminares abarca la realización de excavaciones profundas para cimientos, cisternas, sépticos, pozos, instalaciones de equipos para construcción, casetas provisionales para depositar materiales o herramientas para la realización de las obras.

3.9.6.1. Para la realización de excavaciones profundas se requerirá la obtención de esta Autorización, por lo que se considerará violatorio al presente Título la ejecución de trabajos de la referida naturaleza, sin contar con la misma.

3.9.6.2. En caso de que, para garantizar la estabilidad de los taludes o terrenos excavados, sea necesaria la construcción de muros de contención, se requerirá que el área de revisión estructural esté previamente aprobada.

3.9.6.3. No se emitirá certificado de recepción final a las obras que no hayan sido ejecutadas de acuerdo con lo indicado en los planos y especificaciones aprobadas, así como con las disposiciones establecidas en este Título y los demás relacionados con la materia.

CAPÍTULO 10

OTRAS APROBACIONES

3.10. OTRAS APROBACIONES. Se requerirán aprobaciones adicionales de los proyectos, de acuerdo con lo siguiente, sin ser limitativas:

3.10.1. Licencia ambiental y Permiso ambiental otorgadas para los proyectos Categoría A y B respectivamente que lo requieran, de acuerdo con la clasificación establecida por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

3.10.2. Cualesquiera otras autorizaciones o permisos de organismos o comisiones designados oficialmente para tal fin.

3.10.3. El MIVHED podrá requerir otras autorizaciones relevantes o que hayan sido establecidas posteriormente a la puesta en vigencia de este Título.

CAPÍTULO 11

3.11. REQUERIMIENTOS EN ESTACIONES DE EXPENDIO DE COMBUSTIBLES LIQUIDOS Y ENVASADORAS.

3.11.1. ESTACIONES DE EXPENDIO DE COMBUSTIBLES LIQUIDOS Y PLANTAS ENVASADORAS DE GASOLINA, GAS NATURAL Y GAS LICUADO DE PETROLEO. En estos casos, deberá depositarse la documentación correspondiente a la solicitud de licencia de construcción y aprobación del Ministerio de Industria y Comercio según lo establecido en la Guía de requisitos para la tramitación de planos, debe depositar:

3.11.2. Certificación de Uso de Suelo y Retiro a Lindero de Edificaciones emitido por Ayuntamiento correspondiente. Si solo utilizará parte del solar, anexar Croquis Ilustrativo indicando porción del solar a usar y ubicación del mismo dentro de la parcela total.

3.11.3. Certificación de No Objeción emitido por Ayuntamiento correspondiente.

3.11.4. Planos del proyecto debidamente sellados.

3.11.5. Título de Propiedad definitivo, según Ley 108-05 de Registro Inmobiliario.

3.11.6. Certificación de Catastro.

3.11.7. Aprobación del Ministerio de Industria y Comercio. Previo a esta aprobación, se debe solicitar a la Oficina Central de Tramitación de Planos, una Carta de Pre-aprobación Condicionada en cuanto al permiso de Construcción de Accesos y Derecho de vías, para esta solicitud de la misma debe presentar:

a. Título de propiedad.

b. Planta arquitectónica de conjunto geo-referenciada con las características geométricas de las vías.

c. Certificación de Uso de Suelo y Retiro a Lindero de Edificaciones emitido por Ayuntamiento correspondiente.

d. Plano catastral deslindado.

e. Carta de No Objeción del Cuerpo de Bomberos, vigente.

f. Carta de No Objeción de la Central de la Defensa Civil ubicada en Distrito Nacional, vigente.

g. Autorización Ambiental emitida por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, vigente.

h. En Polos Turísticos, Carta de No Objeción y Planos sellados por el Ministerio de Turismo, MITUR.

i. Si se trata de una gasolinera, Carta de la Compañía con la que va a operar.

j. Permiso para el Enterramiento o Instalación del Tanque, según lo establecido en el 0, cuando aplique.

3.11.8. En ningún caso la licencia de construcción será emitida, aún sean concedidos los permisos de los Ayuntamientos o del Ministerio de Industria y Comercio, si se comprueba que no se cumplen las disposiciones de la Ley 317-72 que reglamenta la instalación de estaciones de servicio o puestos para el expendio de gasolina en las avenidas y calles principales de las zonas residenciales de las ciudades de Santo Domingo de Guzmán y Santiago de los Caballeros y demás reglamentos vigentes.

3.11.9. PERMISO DE ENTERRAMIENTO DE TANQUES EN ESTACIONES DE COMBUSTIBLE. El interesado en obtener un Permiso de Enterramiento de Tanques para las Estaciones de Combustibles deberá presentar los documentos siguientes, en la Oficina Central de Tramitación de Planos de Santo Domingo:

3.11.9.1. Dos juegos de planos con el mismo formato y a escalas establecidas en la **Sección 3.5.7.,** con sellos de aprobación del Ayuntamiento y de las Instituciones correspondientes.

3.11.9.2. Copia Título de Propiedad definitivo, según ley 108-05 de Registro Inmobiliario.

3.11.9.3. Copia de Plano de Mensura Catastral deslindado, avalado por el Título de Propiedad definitivo. En caso de presentar varias mensuras, se deberá

incluir un Croquis Ilustrativo de los solares refundidos firmado por un Agrimensor colegiado.

3.11.9.4. Ficha técnica (Formulario F-3) o similar, debidamente lleno, emitido por el Ayuntamiento correspondiente.

3.11.9.5. Certificación de Uso de Suelo y Retiro de Edificaciones emitido por Ayuntamiento correspondiente.

3.11.9.6. Certificación de No Objeción emitido por Ayuntamiento correspondiente.

3.11.9.7. Certificación de Catastro.

3.11.9.8. No Objeción de Cuerpo de Bomberos y de la Central de la Defensa Civil, vigentes.

3.11.9.9. Aprobación del Ministerio de Industria y Comercio.

3.11.9.10. Autorización Ambiental emitida por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, vigente.

3.11.9.11. En Polos Turísticos, Carta de No Objeción y Planos sellados por el Ministerio de Turismo, MITUR.

3.11.9.12. Carta de la Compañía con la que va a operar, si se trata de una gasolinera.

3.11.9.13. Oficio de remisión de la Dirección de Planeamiento Urbano del Ayuntamiento de Santiago a la Oficina de Tramitación Regional de Santiago (sólo para Santiago) y oficio de remisión de la Sub-Dirección de Edificaciones de Santiago a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED, en Santo Domingo.

3.11.10. Para la renovación del permiso, conforme a la Ley 1728-48 del 9 de junio de 1948 Instalación de Tanques de Deposito de Combustibles, el interesado deberá presentar una Carta de solicitud dirigida DTTL, más la copia del permiso emitido anteriormente, y la Certificación de No Objeción del Ayuntamiento donde fue aprobado el permiso y el correspondiente recibo de pago del ayuntamiento en donde selló los planos; lo cual deberá estar acompañado del plano de localización, ubicación (planta del conjunto) y detalles de los tanques.

3.11.11. REQUERIMIENTOS EN VIVIENDAS DE BAJO COSTO (FIDEICOMISO): Para la solicitud de la Licencia de Construcción de proyectos de viviendas de bajo costo, que se encuentren en el ámbito de aplicación de la Ley 189-11, Reglamento 95-12, Decretos 359-12 y 360-12, se deberá depositar vía la Ventanilla Única de Construcción (VUC) los requisitos establecidos en la Guía de requisitos para la tramitación de planos en base a la referida normativa.

3.11.12. Realizar contrato de Fideicomiso con la institución fiduciaria de su elección y registrarlo en la Cámara de Comercio y de Producción de la República. Los constructores deberán tener dos (2) años como mínimo, en experiencia de construcción en proyectos de viviendas (según Decreto 359-12, art. 41)

3.11.13. Depositar en la Oficina Central de Tramitación de Planos, en Santo Domingo, del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones:

3.11.13.1. Memoria de presupuesto detallado con análisis de costo de cada tipología de vivienda presentada en el proyecto, que incluya todas las áreas de servicios e instalaciones (calles, aceras, estacionamientos, instalación eléctrica exterior, instalación sanitaria exterior y pluvial, diseño vial, áreas verdes u otras, cuando apliquen), memoria descriptiva del proyecto, copia del contrato de fideicomiso, copia del título de propiedad, mensura catastral, así como el costo del terreno donde se desarrollará el proyecto, presentado mediante tasación del mismo, donde se especifique claramente el nombre de la constructora que realizará el proyecto. Dicha memoria estará encuadernada en formato 8 ½" X 11", color negro, rotulada como VENTANILLA ÚNICA, acompañada de un CD

que contenga toda la documentación presentada en físico y los planos del proyecto (en formato PDF y DWG), para acreditación de Proyecto de Viviendas de Bajo Costo.

3.11.13.2. Memoria Descriptiva del proyecto, encuadernada en formato 8 ½" X 11", color negro, conteniendo la descripción del proyecto y los planos arquitectónicos, urbanísticos y dimensionados del proyecto en formato 11"X 17" insertados en la carpeta, copia del contrato de fideicomiso, copia del título de propiedad, mensura catastral, juego de planos arquitectónicos en formato 24" x 36", carta dirigida al Director(a) de Planeamiento Urbano para los permisos de uso de suelo, no objeción y retiros a linderos de la Dirección General de Planeamiento Urbano del Ayuntamiento que corresponda. Todos los planos deberán estar correctamente dibujados y presentados con planos de localización, ubicación y lotificación de solares con deslindes y linderos indicados.

3.11.13.3. Tres (3) Memorias de Cálculo Hidráulico de acuerdo con el Instructivo de Permisos para Proyectos, de la Corporación de Agua y Alcantarillado correspondiente. Dichas memorias deberán incluir los planos sanitarios insertados en formato 24" x 36", describiendo las fuentes de abastecimiento, demanda de agua, drenaje pluvial y tipo de tratamientos de las aguas residuales en la urbanización, áreas de parqueos, en cada tipología de vivienda y los demás requisitos descritos en el Instructivo citado.

3.11.13.4. Tres (3) juegos de Planos eléctricos en formato 24" x 36" de la parte eléctrica de conjunto y diagramas unifilares, debidamente firmado por el ingeniero colegiado responsable del diseño, acompañados de la copia del carnet del CODIA.

3.11.13.5. Una (1) carpeta color negro formato 8 1/2" x 11" conteniendo TDR del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MIMARENA) acompañado de copia del contrato de Fideicomiso. Esta carpeta debe contener por igual, un CD con todo lo presentado en físico.

3.11.13.6. CD para depositar en el Ministerio de Turismo (MITUR) que contenga:

a. Documentos de Solicitud:

- Carta de solicitud de Tramitación Turismo.
- Contrato de Fideicomiso.

b. Documentación de Identidad del Solicitante:

- Copia de Cédula de Identidad y Electoral del propietario.
- RNC de la compañía (si el propietario es una empresa pública o privada).
- Carta de acreditación del solicitante como representante de la empresa propietaria.

c. Documentación de la Propiedad:

- Título de Propiedad.
- Plano catastral deslindado.

d. Documentación Descriptiva de Situación Actual de Emplazamiento:

- Planos de Ubicación y Emplazamiento, indicando:
  - Puntos de Georreferenciados con sus coordenadas expresadas en UTM.
  - Elementos de referencia próximos al emplazamiento. Por ejemplo: Vías importantes, hitos, nodos, accidentes geográficos, como ríos, cañadas, etc.
  - Vías de acceso.
  - Curvas de Nivel.
  - Edificaciones y arboles existentes en el solar.
- Fotos actuales del entorno y el terreno (tomadas a altura de ojo humano).

e. Documentación Descriptiva del Proyecto:

- Memoria Descriptiva del proyecto.
- Planos de Diseño Arquitectónico del Proyecto Definitivo que incluya como mínimo:
  - Site Plan (o Emplazamiento).
  - Diseño Arquitectónico (Plantas Arquitectónicas, dimensionadas, elevaciones, secciones).

- Planos de Diseño Paisajísticos Proyecto Definitivo que incluyan como mínimo:
  - Plantas de Diseño Paisajístico.
  - Tablas de Vegetación.
  - Memoria de Diseño de la Solución Hidrosanitarias
  - Planos de Diseño de Solución Hidrosanitaria de Edificación

3.11.13.7 Toda esta documentación debe estar en carpetas nombradas según los acápites, documentos en PDF y planos en DWG.

3.11.14.Subir al Portal de la VUC los planos y documentos requeridos, según lo siguiente:

3.11.14.1. Carta de intención como Proyecto de Ventanilla Única de Viviendas de Bajo Costo, con todos los datos del promotor, constructor o responsable a contactar.

3.11.14.2. Copia del Contrato de Fideicomiso notariado y registrado en la Cámara de Comercio y de Producción de la República, citado en el paso 1; anexada la No Objeción de la Superintendencia de Bancos, la Superintendencia de Valores o la Dirección General de Impuestos Internos (DGII), según corresponda, de acuerdo con lo estipulado en el Título III, Capítulos I y II de la Ley 189-11.

3.11.14.3. Copia del RNC y Registro Mercantil del Fideicomiso (según Decreto 359-12, art. 41).

3.11.14.4. Un juego de planos completo (arquitectónico, estructural, sanitario, eléctrico, vial) en PDF formato 24" x 36" a escalas establecidas en la **Sección 3.7.2.2.** de este Título, con dibujos y detalles, firmados y sellados por todos los responsables de diseño, con su colegiatura.

3.11.14.5. Copia del título definitivo de propiedad (según Ley 108-05 sobre Registro Inmobiliario) y copia del plano de Mensura Catastral. De presentar varias mensuras, se deberá incluir croquis ilustrativo de solares refundidos firmado por Agrimensor colegiado.

3.11.14.6. En caso de proyectos en el interior del país, la localización del proyecto se debe especificar en los planos mediante su coordenada geográfica Universal Transversal de Mercator (UTM).

3.11.14.7. Memoria de cálculos estructurales, en PDF formato 8 1/2" x 11", y Análisis de Cargas que cumpla con reglamentos estructurales vigentes, firmada por el Ing. Estructuralista responsable del diseño.

3.11.14.8. Informe del Estudio Geotécnico de acuerdo con lo establecido en el reglamento R-024, realizado por una empresa o ingeniero independiente habilitados por el MIVHED, en PDF formato 8 1/2" x 11", a color.

3.11.14.9. Memoria descriptiva de Cálculos Hidráulicos de acuerdo con el Reglamento R-008 debidamente firmado por el responsable colegiado del diseño.

3.11.15. Si las edificaciones fueron de algún modo iniciadas o construidas sin la emisión de la Licencia de Construcción, se procederá a realizar un estudio de evaluación estructural de acuerdo con los "Requisitos para Evaluación Estructural de Edificios Existentes o Iniciados con fines de Tramitar los Planos para Obtener la Licencia de Construcción" (Anexo 2), que permita certificar que

se ha realizado conforme a los planos y memorias presentadas. Dicho estudio deberá ser realizado por las empresas o ingenieros independientes habiliatdos por el MIVHED.

3.11.16. El proceso de revisión de los documentos para fines de emisión de la licencia de proyectos, mediante el régimen de Fideicomiso como lo establece la Ley 89-11, incluye el tiempo de los dictámenes y aprobaciones de las Instituciones y Ministerios que correspondan, de acuerdo con lo indicado en este Capítulo (sin incluir el tiempo que tarde el usuario en presentar las mismas), así como de las aprobaciones siguientes, que serán tramitadas por la DTTL, cuando aplique:

3.11.16.1. Ubicados en Carreteras y Caminos: Aprobación de Franja de Derecho de Vía, por el Departamento de Estudios y Diseños de Proyectos Viales, del MOPC (ley 1474 del 1938 y sus modificaciones (Ley 684-1965) o el Decreto correspondiente).

3.11.16.2. Ubicados en Vías Concesionarias: No objeción de la concesionaria correspondiente y del MOPC.

3.11.17. En caso de que se produzcan dictámenes, al interesado se le enviará el dictamen a los correos digitales que haya especificado en la Solicitud de Licencia de Construcción, siendo de entera responsabilidad del usuario procurar y leer los mismos, y corregir los planos de acuerdo con los cambios solicitados por el MIVHED u otra Institución. Una vez hayan sido corregidos deberán ser llevados al MIVHED y/o Cargar al Portal de la VUC para continuar el proceso de las aprobaciones y sellos de cada institución correspondiente.

3.11.18. Se entregará la licencia de construcción al concluir el proceso de revisión y aprobación, solo a los propietarios especificados en la Solicitud de Licencia de Construcción, y en caso de ser Tramitadores, éstos deberán estar amparados por un Poder autorizado y notariado del Propietario.

3.11.19. En los casos de viviendas de bajo costo y proyectos amparados en la Ley 189-11, para el Desarrollo del Mercado Hipotecario y el Fideicomiso en la República Dominicana, art. 129, el interesado enviará a la DGII una copia del contrato de fideicomiso y tasaciones exentas realizadas. La Licencia de Construcción será emitida a nombre del Fideicomiso y solo por la descripción única y total del proyecto definido en el Contrato de Fideicomiso (etapas, estipulaciones y planificaciones).

3.11.20. En caso de modificaciones o anexos, luego de que sea entregada la licencia, se deberán someter de nuevo y se procederá con los requisitos normales estipulados en el MIVHED, para dicha tramitación, fuera de Ventanilla Única.

CAPÍTULO 12

PROCESO DE EMISIÓN DE LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN EVALUACIÓN DE PROYECTOS SOMETIDOS

3.12. REVISIÓN DE DOCUMENTOS: La Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias procederá a realizar las revisiones de lugar a todos los planos y documentos de los proyectos de edificaciones que les sean sometidos, y emitirá los Dictámenes correspondientes por cada área técnica revisada, con las correcciones que se deban realizar a los diferentes planos sometidos, notificando al propietario del proyecto por correo electrónico del Portal. Los proyectos podrán ser Aprobados u Objetados, dependiendo de los resultados de dicha. Los proyectos podrán tener objeciones o no, dependiendo de los resultados de dicha revisión.

3.12.1. PROYECTOS NO OBJETADOS: Cuando no hubiese objeción al proyecto, se entregará al interesado una carta para que realice los pagos de los impuestos correspondientes, de acuerdo con la tasación realizada en las oficinas habilitadas para tales fines:

a. Arbitrio del ayuntamiento correspondiente, según Ley 675 (2.5xl000 de la construcción);

b. Impuesto sobre documentos en sellos de Impuestos Internos (Ley 80-99 y su procedimiento), y

c. Tasa del CODIA, (1x 1000 del diseño+ 1x 1000 de la construcción).

3.12.2. El cálculo del costo total del proyecto y su construcción lo determinará la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias), en base a lo calculado en la tasación. La misma consiste en medir las áreas de la edificación y con las tablas de precio por metro cuadrado que se tienen, nos arroja un monto aproximado para realizar el pago de los impuestos que arriba se detallan. la tasación del MIVHED. El diseño representará un porcentaje de este valor, el cual será determinado por la DTTL, dependiendo del tipo de proyecto. Estos costos serán actualizados cada año a través de dicha oficina.

3.12.3. La Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias no expedirá la licencia solicitada si el interesado no hace entrega de los recibos comprobatorios del pago de las tasas impositivas indicadas.

3.12.4. Quedan exonerados de los pagos indicados en a. y b. de la **Sección 3.12.1.:**

3.12.4.1. Las obras pertenecientes al Estado, a los municipios, a las instituciones benéficas y religiosas.

3.12.4.2. Los Anexos de particulares y enverjados cuyo costo no exceda del valor equivalente a 35 sueldos minimos establecido para el sector público.

3.12.4.3. Los Proyectos amparados bajo la ley 189-11, para el Desarrollo del Mercado Hipotecario y el Fideicomiso en la República Dominicana, Art. 129.

3.12.4.4. Los Proyectos amparados bajo la Ley 8-90 sobre Fomento de Zonas Francas; Ley 567 sobre la Zona Colonial; Ley 392-07, art. 32, sobre la Competitividad e Innovación Industrial.

3.12.5. Para las construcciones que queden dentro de lo establecido en la **Sección 3.12.4.1.**, los organismos e instituciones deberán cumplir con todos los requisitos técnicos establecidos en este Título.

3.12.6. Para las construcciones que queden dentro de lo establecido en la **Sección 3.12.4.2.,** deben ser sometidos los planos a escala, planta dimensionada, planos estructurales y la elevación principal a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, que represente de manera fiel las características generales de la obra a construirse, firmados al menos por un ingeniero civil o arquitecto, acompañada de los documentos de propiedad que faculten a la persona interesada al uso del terreno dispuesto para ésta, para fines de aprobación.

3.12.7. PROYECTOS OBJETADOS: Todo proyecto que no cumpla con los requisitos mínimos exigidos para su aprobación será objetado por el MIVHED, y no será emitida la licencia de construcción hasta tanto sea corregido por el interesado; asimismo, éste no podrá ejecutar ninguna acción o gestión con otras instancias oficiales ajenas a la tramitación de licencias para lograr una aprobación que no esté de conformidad con lo establecido en este Título.

3.12.8. MODIFICACIONES EN PLANOS APROBADOS. Si después de aprobados los planos o durante la ejecución de la obra se decide introducir algunas reformas o variantes en el Plano Aprobado, el Inspector del MIVHED, hará la notificación correspondiente en la que exigirá al Director de la Obra presentar las modificaciones a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED. correspondiente para su aprobación, teniendo en cuenta lo siguiente:

3.12.8.1. En caso de que los cambios afecten a miembros estructurales y arquitectónicos importantes, o a las Instalaciones Sanitarias o Electromecánicas, que conlleven a modificación en los cálculos correspondientes, u otros cam-

bios de suma importancia para la seguridad del edificio, la construcción deberá ser suspendida hasta tanto sean aprobados dichos cambios, y sea modificada la Licencia de Construcción.

3.12.8.2. En caso de que los cambios no sean de los señalados anteriormente se podrá continuar la obra, y el Director de la misma procederá a presentar las modificaciones correspondientes en el plazo que establezca el Inspector del MIVHED o del Organismo Competente, el cual no excederá de cuarenta y cinco (45) días.

3.12.9. Los planos con modificaciones arquitectónicas se deberán resellar en el Ayuntamiento y en las mismas Instituciones cuya autorización fue requerida para la emisión de la licencia original. En todo caso los planos modificados incluirán la hoja de localización y ubicación actualizada.

3.12.10. La Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED, sellará los planos, luego de verificar que cumplan con los reglamentos vigentes y hayan sido aprobados en obra por el inspector oficial del MIVHED, y realizará su registro en el mismo expediente del número de Licencia de Construcción original, de forma tal que esté en el histórico de la edificación.

CAPÍTULO 13

OTORGAMIENTO DE LA LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN

3.13. OTORGAMIENTO DE LA LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN: A la entrega de los recibos de los pagos correspondientes, se expedirá a favor del propietario una licencia para la construcción del proyecto, la cual contendrá todas las informaciones del proyecto y estará firmada por el Viceministro de Normas, Reglamentaciones y Tramitaciones y el Encargado de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias.

3.13.1. La Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del Ministerio de la

Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), entregará al interesado el expediente completo junto a la licencia de construcción incluidos los planos aprobados y sellados, en el caso de las oficinas regionales, deberán enviar el expediente completo a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, luego de ser otorgada la licencia correspondiente.

3.13.2. Los planos aprobados por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias llevarán estampado un sello en todas las hojas que conforman el proyecto, con las informaciones siguientes:

a) Su aprobación;

b) Número de licencia;
c) Firma de Encargado (a) de la DTTL y los Encargados de las Oficinas regionales según corresponda.
d) Fecha, y
e) Costo calculado de la edificación.

3.13.3. FIRMAS SUSTITUTAS: En caso de ausencia, se establecen los siguientes niveles de jerarquía para la sustitución de firmas de la Licencia de Construcción:
3.13.4. Una vez habilitadas las firmas digitales, se podrá modificar vía administrativa, el esquema de firmas establecido en la Sección 3.13.3. de este Título.

3.13.5. Toda licencia de construcción se considerará nula si la obra no recibe todas las inspecciones del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) y se hayan depositado los resultados de las pruebas y ensayos de los materiales empleados.

3.13.6. CAUSAS DE SUSPENSIÓN DE LICENCIA. Serán motivos de suspensión de licencia o autorizaciones expedidas, los hechos descritos a continuación:

a. El uso de documentos falsos o alterados.

b. El sometimiento a la justicia de la persona habilitada por falsificación o alteración de documentos.

FIRMA PRINCIPAL	FIRMA DE ORDEN / POR AUSENCIA
Viceministro de Normas, Reglamentaciones y Tramitaciones.	Ministro de Vivienda, Hábitat y Edificaciones.
Director de Tramitación, Tasación y Licencias.	Viceministro de Normas, Reglamentaciones y Tramitaciones.
Encargado de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias.	Director de Tramitación, Tasación y Licencias.
Encargado de la Oficina regional de Tramitación, Tasación y Licencias.	

3.13.7. CADUCIDAD DE LA LICENCIA DE CONSTRUCCION: Se considerará caduca toda licencia cuyas obras no se hubieren iniciado dentro de dos (2) años a partir de la fecha de su emisión o que, hayan iniciado y se paralicen por un período de un (1) año.

3.13.8. Para las licencias caducas, se solicitará a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias la renovación de la misma, luego de revisar todo lo relativo al proyecto para ver si no hay cambios realizados respecto a lo aprobado y verificar que las condiciones en las que se otorgó permanecen.

3.13.9. Para constatar la fecha de paralización, el Agente de la Edificación correspondiente notificará al MIVHED la suspensión de las obras.

3.13.10. El nuevo permiso se otorgará luego de realizado el pago del diez por ciento (10%) del valor correspondiente a los pagos anteriores por concepto de lo indicado en los Incisos a) y b) de la Sección 2.3.1.

3.13.11. REFORMAS POSTERIORES A LA APROBACION DE LOS PLANOS: Si después de aprobados los planos o durante la ejecución de la obra se decide introducir algunas reformas o variantes en el plano aprobado, el inspector hará la notificación correspondiente en la que exigirá al Director de la obra a presen-

tar las modificaciones a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED correspondiente para su aprobación, teniendo en cuenta lo siguiente:

3.13.11.1. En caso de que los cambios afecten a miembros estructurales importantes, o las instalaciones sanitarias o electromecánicas que conlleven a modificación en los cálculos correspondientes, u otros cambios de suma importancia para la seguridad del edificio, la construcción deberá ser suspendida hasta tanto sean aprobados dichos cambios.

3.13.11.2. En caso de que los cambios no sean de los señalados anteriormente se podrá continuar la obra, y el Director de la misma procederá a presentar las modificaciones correspondientes en el plazo que establezca el inspector de el MIVHED o del organismo competente, el cual no excederá de cuarenta y cinco (45) días, siempre y cuando dicha modificación no interfiera en la correcta continuación de los trabajos.

3.13.11.3. Modificaciones o variantes, estas deben presentarse a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias para ser revisados y su posterior aprobación en caso de que procedan.

3.13.11.4. Durante la ejecución de la obra, si el inspector encuentra cualquier variación con respecto al plano aprobado, el inspector hará la notificación correspondiente en la que exigirá al Director de Obra a presentar las modificaciones a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias de este Ministerio.

3.13.11.5. En caso de que los cambios afecten a miembros estructurales, instalaciones sanitarias eléctricas que conlleven a modificaciones en que comprometan la edificación, la construcción deberá ser paralizada hasta tanto sean corregidas y aprobadas.

3.13.12. MODIFICACIÓN DE LICENCIA. En caso de que se requiera realizar modificaciones al proyecto aprobado, luego de concluida la obra o durante el proceso constructivo, debido a remodelaciones, anexos, readecuaciones u

otros, se deberá tramitar la modificación de la Licencia de Construcción, en la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED. Para estos fines, en todos los casos se exigirá que sean depositados los registros de formularios de inspección de todas las Etapas de la Construcción realizadas al momento, debidamente firmados y aprobados por el MIVHED, como está estipulado en el Reglamento para la Supervisión e Inspección General de Obras R-004; o en caso contrario, realizar el levantamiento y evaluación estructural de la edificación según establece el Capítulo 14 de este Título.

3.13.13. En caso de que se requiera la modificación de la Licencia por cambio de propietario, el interesado deberá presentar los planos que fueron aprobados por el IVHED, con el nombre del nuevo propietario, acorde con el título de propiedad, y sellados por las Instituciones correspondientes. Deberá incluir la copia del título de propiedad, a nombre del nuevo propietario, y el plano catastral, si ha sido actualizado; así como el registro de los formularios de las inspecciones correspondientes según establece el 0, debiendo indicarse en la solicitud que la modificación es sólo por un cambio de propietario y no por cambios en la obra, lo cual será verificado en la Pre-Inspección que se realizará, de acuerdo con lo estipulado en el R-004, y en caso contrario no será emitida la nueva licencia de construcción.

3.13.14. En el caso de cambio de uso de edificación, el interesado deberá presentar la "No Objeción" emitida por el Ayuntamiento correspondiente, y los planos sellados por las Instituciones correspondientes en los casos que lo amerite, así como los planos requeridos por el nuevo uso, de acuerdo con los reglamentos vigentes y el registro de los formularios de las inspecciones según establece el 0.

3.13.15. En caso de que se requiera la modificación de la Licencia por cambio de nombre del proyecto, el interesado deberá presentar los planos sellados por las Instituciones correspondientes, con el nombre nuevo del proyecto en la tarjeta de todos los planos; así como el registro de los formularios de las inspecciones correspondientes según establece el punto 0.

3.13.16. VENCIMIENTO DE LICENCIA. Se considerará caduca toda licencia cuyas obras no se hubieren iniciado dentro de dos años a partir de la fecha de su expedición; asimismo, caducará la licencia de la obra cuyos trabajos estén paralizados durante el mismo plazo, después del cual se deberá solicitar la renovación de esta para verificar las condiciones en que fue otorgada. El nuevo permiso se otorgará luego de realizado el pago del 25% del valor correspondiente al pago anterior.

CAPÍTULO 14

REQUISITOS PARA EVALUACION Y LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL ASPECTOS GENERALES

3.14. Todas las edificaciones existentes o aquellas ya iniciadas sin la licencia de construcción o con licencia de construcción sin las inspecciones oficiales correspondientes realizadas por el MIVHED, deberán ser sometidas a una evaluación estructural con el fin de determinar si la edificación cumple con todos los requisitos mínimos estructurales de seguridad y estabilidad, establecidos en los reglamentos vigentes, y que sus resultados están en concordancia con los planos y cálculos estructurales depositados en la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED. .

3.14.1. En caso de edificaciones de mampostería, la evaluación estructural será aplicada, de acuerdo con las siguientes excepciones:

3.14.1.1. En el caso de viviendas individuales de mampostería, de no más de dos niveles y con un área de construcción de hasta 150 m2, por nivel, se deberán depositar los planos, el estudio geotécnico y los cálculos estructurales en la Oficina Central de Tramitación de Planos o sus dependencias, para fines de revisión técnica, y de verificar las condiciones de la edificación, mediante una evaluación visual, para lo cual se emitirá el informe correspondiente. En caso de que por las condiciones reales en que se encuentre la vivienda, la inspección

visual refleje la necesidad de realizar un estudio más completo, se requerirá una evaluación estructural, que cumpla con todos los requisitos indicados en este Título.

3.14.1.2. En el caso de edificios de mampostería de hasta 4 niveles, con planta regular y con una densidad de muros mayor al 2%, en cada dirección ortogonal o casi ortogonal, sólo se deberán cumplir los requisitos indicados en 0 0 0 y 0 de este Capítulo.

3.14.1.3. La supervisión estructural privada realizada en proyectos construidos sin licencia de construcción o sin las inspecciones correspondientes, no sustituye el requerimiento de la evaluación estructural exigida.

3.14.1.4. Para la evaluación estructural que servirá de soporte para la debida comprobación de la resistencia y seguridad de la obra se deberá considerar un análisis no lineal de la estructura, en el cual se tomen en cuenta las disposiciones establecidas en el FEMA 440, el ATC 40, el ASCE 41 y el ACI 562, en sus últimas versiones actualizadas y demás Normas Internacionales vigentes aplicables.

3.14.1.5. La empresa o el Profesional a cargo de la evaluación estructural será diferente a la empresa o al profesional que originalmente preparó los cálculos y planos estructurales, si los hubiere, así como del profesional o empresa que estuvo a cargo de la construcción de la obra. El evaluador estructural asumirá la dirección y responsabilidad de aplicar los requisitos aquí establecidos, y cumplirá con lo dispuesto en los "Requisitos a Cumplir para Empresas e Ingenieros Independientes en Evaluación y Levantamiento Estructural".

3.14.1.6. El encargado de la Evaluación Estructural podrá subcontratar el levantamiento estructural a un profesional o una empresa habilitada por el MIVHED para estos fines.

3.14.2. ALCANCE DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y DOCUMENTACIÓN REQUERIDA. La evaluación incluirá el levantamiento estructural de lo construido, así como el análisis estructural de la edificación como fue construida, según lo especificado en el Capítulo 14 de este Título; esto último se realizará cuando se detecten diferencias con respecto a los planos y los cálculos estructurales originales, o cuando estos cálculos no se ajusten a los reglamentos vigentes, para cuyos efectos el evaluador deberá revisar todos los documentos, planos y cálculos originales para verificar que no presentan errores conceptuales o criterios no aplicables, y en caso de que los hubiere, tomar las medidas correctivas de lugar. El Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones podrá constatar la veracidad de la información contenida en la evaluación estructural cuando lo considere pertinente, así como también, podrá requerir estudios adicionales en elementos estructurales críticos no incluidos en el informe original.

3.14.3. LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL: El levantamiento estructural incluirá fotos de todas las incidencias y fases del proceso de toma de muestras, identificadas con la fecha y el tipo de elemento estructural (vigas, losas, columnas, muros de carga y fundaciones), y cualquier otra información de importancia. Para estos fines se requerirá la documentación siguiente, cuando aplique según el tipo de estructura, sin ser limitativa:

3.14.3.1. PLANOS Y CÁLCULOS. Planos generales de la edificación, actualizados de acuerdo con lo construido, con las especificaciones y propiedades mecánicas de los materiales estructurales constituyentes de los elementos encontrados, y los cálculos correspondientes al diseño que demanda la estructura.

3.14.3.2. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS. Estudios geotécnicos originales, cumpliendo con los requisitos contenidos en el reglamento geotécnico vigente, con los datos que soportaron el diseño de las fundaciones, avalados por el ingeniero responsable del mismo. Si la edificación fue construida sin contar con dicho estudio, el mismo deberá ser realizado en la obra ya construida, y evaluar las fundaciones existentes de acuerdo con sus resultados.

3.14.3.3. LEVANTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN. Informe de las condiciones que presentan los miembros estructurales y obtención de la resistencia de los diferentes elementos que la componen, según los tipos de estructuras y casos descritos en las Secciones 3.14. y 3.14.1. de este Título.

3.14.4. EDIFICACIONES SIN PRUEBAS Y ENSAYOS COMPROBATORIOS. El levantamiento estructural de las edificaciones construidas sin documentación probatoria del control de calidad de los elementos que componen la estructura se realizará mediante uno de los siguientes métodos:

3.14.4.1. PRUEBAS DESTRUCTIVAS. Realización de ensayos a muestras de núcleos extraídas de los elementos estructurales más críticos, siguiendo el procedimiento establecido en las normas ASTM C 42/C 42M y ASTM C 823, y de acuerdo con la siguiente proporción por cada nivel:

a) 15% de los elementos verticales sismo resistentes (muros y columnas), cuya selección se hará en ambas direcciones.
b) Un núcleo por cada 15 m3 para el caso de las vigas.
c) Un núcleo por cada 150 m2 para el caso de las losas.

3.14.4.2. PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS. Realización de ensayos al 25% de los elementos estructurales de cada nivel, mediante equipos aprobados, las cuales serán permitidas siempre y cuando se complementen con ensayos de núcleos de al menos el 5% de los elementos verticales sismo resistentes, un núcleo por cada 30 m3 de las vigas y uno por cada 300 m2 de las losas, escogidos entre los mismos elementos seleccionados en las pruebas no destructivas, pero en ningún caso serán menos de un ensayo por cada tipo de elemento estructural por nivel, o uno en cada dirección en el caso de muros y columnas. Se deberá realizar una correlación de la data obtenida en las pruebas no destructivas, con los valores de rotura obtenidos en los núcleos extraídos. El informe de estas pruebas deberá estar acompañado del último certificado de calibración vigente de los equipos utilizados durante el procedimiento.

3.14.5. EDIFICACIONES CON PRUEBAS Y ENSAYOS COMPROBATORIOS. Cuando el evaluador estructural obtenga información fehaciente de registros, en original, de una cantidad representativa de las pruebas realizadas a probetas tomadas durante el vaciado del hormigón en la construcción (tres por cada 7 m3), tanto por la hormigonera como por una supervisión privada, en caso de que la hubiere, revisará la documentación, constatará la fecha en que fue obtenida, y hará las comprobaciones para analizar la veracidad de los valores de la resistencia del hormigón obtenidos en la obra. En este caso será requerido realizar pruebas adicionales no destructivas al 15% de los elementos estructurales por nivel, seleccionando los más críticos. Esta documentación formará parte de los documentos de la evaluación. El MIVHED analizará estos registros para comprobar la veracidad de la información y su correspondencia con la Edificación en cuestión.

3.14.6. LEVANTAMIENTO DE ARMADURAS. Informe del levantamiento de la armadura de los elementos estructurales construidos (vigas, losas, columnas, muros y cimentaciones) indicando cantidad, diámetro y grado, avalados por imágenes fotográficas fechadas de cada elemento intervenido. La cantidad mínima de elementos estructurales a los que se requerirá el levantamiento de la armadura será del 70% de las columnas y muros de hormigón armado, el 30% de las vigas, y el 10% de las losas. No será requerido determinar el grado del acero, cuando se asuma grado 40 para todas las barras de refuerzo, o grado 80 para las mallas electrosoldadas.

3.14.7. En caso de que el levantamiento sea realizado mediante pruebas no destructivas, con equipos de detección de barras de refuerzo en elementos de hormigón armado, dichos equipos deberán ser capaces de presentar una salida gráfica de los resultados, la cual será incluida en el informe técnico presentado, para que pueda ser leída e interpretada por los ingenieros estructurales de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED. encargados de la revisión, sin que se permita en ningún caso resultados basados en lecturas manuales. El informe de estas pruebas deberá estar acompañado del último

certificado de calibración vigente de los equipos utilizados durante el procedimiento.

3.14.8. LEVANTAMIENTO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS. En caso de edificaciones construidas en estructuras metálicas o combinadas, se realizará una evaluación visual según el FEMA 351 y 353, y el AISC, y se presentará un informe sobre las condiciones de la estructura y los elementos que la componen, muestreado con fotos, indicando al menos los siguientes datos:

3.14.8.1. Condición existente de los elementos metálicos, indicando si existen señales de corrosión, dónde ocurren y el grado de esta, así como también cualquier señal del deterioro de la estructura.

3.14.8.2. Grado, espesores y dimensiones de todos los elementos de acero en columnas y vigas, así como de las cerchas. No será requerido determinar el grado del acero, siempre y cuando se asuma el tipo A36 para todos los elementos metálicos.

3.14.8.3. Tipos de uniones utilizadas en cada elemento, indicando si son atornilladas o soldadas, cantidad, diámetro y tamaño de los pernos, dimensiones y espesores de las placas de apoyo, tipo de soldadura utilizada.

3.14.8.4. Dimensiones y tipos de conectores, riostras, correas, rigidizadores, tillas, y demás elementos utilizados.

3.14.9. LEVANTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES. Para el caso particular de las cimentaciones, se realizarán exploraciones para obtener muestras del hormigón en al menos el 10% de las cimentaciones que correspondan a las columnas analizadas, pero en ningún caso en menos de dos. Adicionalmente, se deberá determinar la profundidad de desplante, el espesor y el área de la cimentación de estas.

3.14.10. INFORME DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL: El evaluador presentará un informe final de la evaluación estructural conteniendo una descripción de los estudios realizados, así como las comparaciones y conclusiones definitivas, indicando si la edificación deberá ser reforzada o no, de acuerdo con los resultados obtenidos en el levantamiento y evaluación estructural.

3.14.11. En caso de que sea necesario reforzar la estructura, porque los resultados de la evaluación y del levantamiento estructural estén en defecto con respecto a los planos, a los cálculos originales y a los reglamentos vigentes, o se detecte algún tipo de deficiencia estructural, se deberán presentar los planos y cálculos con una propuesta de reforzamiento de la estructura.

3.14.12. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO: La propuesta de reforzamiento se presentará en los planos correspondientes, indicando claramente las partes a demoler y/o construir o reforzar, detalles estructurales de las partes a reforzar, y las especificaciones técnicas, con los detalles de las uniones de elementos nuevos con los existentes, y demás informaciones pertinentes para la correcta ejecución de los trabajos.

3.14.13.En caso de que la solución implique la utilización de materiales especiales de reforzamiento, se presentarán las especificaciones de dicho material, incluyendo los procedimientos constructivos que se seguirán para la adecuación de la estructura, cumpliendo con las indicaciones de los fabricantes, avaladas por el especialista que se encargará de la ejecución del reforzamiento.

3.14.14. La solución estructural propuesta para el reforzamiento, deberá cumplir con los demás reglamentos que le sean aplicables, además de los correspondientes al área de estructura. En ningún caso se podrán iniciar los trabajos de reforzamiento hasta tanto sean aprobados los planos que contengan la solución presentada en la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias (DTTL).

3.14.15. Además de los planos estructurales de reforzamiento, se deberán presentar las actualizaciones de los demás planos y cálculos de las instalaciones u

otras partes de la edificación que hayan sufrido modificaciones a consecuencia de los cambios a los que será sometida la estructura, tales como fachada, arquitectura, estacionamientos e instalaciones generales, entre otras, para fines de revisión técnica.

3.14.16. INSPECCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO: Después de aprobados los planos de reforzamiento del proyecto, el MIVHED autorizará por escrito al propietario a ejecutar los cambios a la obra. Estos trabajos deberán ser inspeccionados por los ingenieros representantes de la DTTL quienes emitirán un informe de verificación en cada etapa del proceso.

3.14.17. La DTTL emitirá la licencia de construcción correspondiente, luego de que la edificación haya sido reforzada, si cumpliere además con todos los demás requisitos exigibles, y haya sido inspeccionada por este Ministerio.

3.14.18. EXCEPCIONES PARA EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA: En el caso de viviendas individuales de mampostería, de no más de dos niveles y con un área de construcción de hasta 150.00 m2, por nivel, se deberán depositar los planos, el estudio geotécnico y los cálculos estructurales en la Oficina Central de Tramitación de planos o sus dependencias, para fines de revisión técnica, y de verificar las condiciones de la edificación, mediante una evaluación visual, para lo cual se emitirá el informe correspondiente.

3.14.19. En caso de que por las condiciones reales en que se encuentre la vivienda, la inspección visual refleje la necesidad de realizar un estudio más completo, se requerirá una evaluación estructural, que cumpla con todos los requisitos indicados en las Secciones de la 3.14.2. hasta la 3.14.18., con excepción de lo señalado en la Sección 3.14.3.3. sobre el Levantamiento de los Elementos de Hormigón.

3.14.20. En el caso de edificios de mampostería de no más de 4 niveles, con planta regular y con una densidad de muros mayor al 2%, en cada dirección ortogonal o casi ortogonal, se deberán cumplir todos los requisitos indicados

en la Sección 3.14., con excepción de lo señalado en el acápite c) sobre el Levantamiento de los Elementos de Hormigón.

CAPÍTULO 15

OBRAS SIN PERMISOS

3.15. OBRAS EJECUTADAS SIN PERMISOS: En caso de que el MIVHED notifique o le sea notificada cualquier obra ilegal, ya sea realizada o que esté en ejecución, que no cuente con los planos, permisos, inspecciones y licencias de construcción correspondientes, los Agentes de la Edificación involucrados serán sancionados de acuerdo con lo establecido en el Capítulo V de la Ley No.687 y la normativa vigente. Como consecuencia, el Agente responsable deberá solicitar a el MIVHED su regularización para levantar su impedimento, sujeto a lo establecido en este Título y los demás aplicables, y a las disposiciones siguientes:

3.15.1. Presentar todos los documentos y aprobaciones previas requeridas para el trámite de la licencia correspondiente, de acuerdo con lo establecido en este Título, mediante solicitud por escrito de la regularización del proyecto o construcción y demás requisitos exigidos en este Título.

3.15.2. En caso de que la obra esté terminada, o las partes estructurales principales estén ejecutadas, presentar los planos estructurales correspondientes, avalados por un informe de evaluación estructural realizado por un realizado por un profesional de la ingeniería civil con experiencia en evaluación estructural y vulnerabilidad estructural, habilitado por el MIVHED, en donde se demuestre y certifique que la edificación cumple con todos los requisitos mínimos estructurales, de seguridad y estabilidad, conforme a lo establecido en el Capítulo I del Título V, sobre Requisitos para Evaluación Estructural de Edificios Existentes o Iniciados con fines de Tramitar los Planos para Obtener la Licencia de Construcción.. Este informe estará avalado por los ensayos y estudios necesarios y pertinentes que comprueben las resistencias y otros parámetros

reglamentarios, a costa del propietario. El Ministerio exigirá que el encargado esté habilitado por el MIVHED.

3.15.3. Evaluaciones Técnicas de las Instalaciones Eléctricas, Sanitarias, Mecánicas, Estacionamientos y Vías.

3.15.4. El MIVHED examinará la documentación y podrá realizar una inspección de la obra a fin de verificar si se ajusta a los documentos presentados.

3.15.5. En caso de que cumpla con los reglamentos correspondientes y con los requisitos establecidos, se emitirá la licencia correspondiente, luego del pago de los impuestos y de las multas que por infracciones a la Ley No. 687-82 le sean impuestas. En caso de que la obra requiera algún tipo de reforzamiento no se emitirá la licencia hasta tanto sea concluido dicho proceso, conforme los parámetros técnicos exigidos.

3.15.6. EDIFICACIONES CONSTRUIDAS SIN LICENCIA: En caso de que el interesado solicite la licencia de construcción de una edificación ya construida, deberá cumplir con los requisitos establecidos En el Capítulo 14 de este Título y será igualmente sancionado de acuerdo con lo establecido en el Capítulo V de la Ley No.687.

3.15.7. Toda Edificación construida sin la licencia de construcción correspondiente que no cumpla con los requisitos establecidos en los reglamentos técnicos de edificaciones, se considerará una solicitud o proyecto objetado.

CAPÍTULO 16

SUPERVISIÓN TÉCNICA

3.16. APLICACIÓN: Los proyectos de edificaciones especificados en la Tabla 1.2, del Acápite 1.2.2 del Reglamento para la Supervisión General de Edificaciones que se reproduce a continuación, requerirán de supervisión técnica

privada obligatoria, y la misma se realizará de acuerdo con las leyes y reglamentos técnicos que le sean aplicables, para garantizar su debida ejecución. Esto no limita a cualquier propietario a contratar los servicios para estas labores, en caso de proyectos no contemplados en el mismo.

3.16.1. SUPERVISIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN GENERAL (S.C.G): Implica la supervisión de los métodos constructivos en general de la obra, incluyendo, labores de desplante de la cimentación, colocación del acero estructural, colocación de bloques, preparación de mezclas y concreto "in situ", terminaciones, instalaciones y otros. Esta supervisión incluye también Supervisión Ambiental (SA) cuando sea requerida.

3.16.2. SUPERVISIÓN ESTRUCTURAL (SE): Comprende la supervisión de los elementos estructurales incluyendo, aunque no limitado a, colocación de las armaduras de vigas, columnas, muros, losas, fundaciones; encofrado, vaciado y vibrado del hormigón, entre otras.

3.16.3. SUPERVISIÓN HIDRÁULICA (SH): Abarca la supervisión de las labores de colocación de sistemas sanitarios (agua fría y caliente; disposición de las aguas negras), y de prevención y control de incendios.

3.16.4. SUPERVISIÓN ELECTROMECÁNICA (S.Em.): Comprende la supervisión de las labores de instalación eléctrica propias de la edificación, así como las instalaciones eléctricas y mecánicas de los sistemas de aire acondicionado, plantas eléctricas, sistemas de alarmas, ventilación, refrigeración, entre otras.

3.16.5. Aquellos proyectos a los cuales por su naturaleza no les sea exigida supervisión privada, el contratista será responsable directo ante el Propietario de que el proyecto sea ejecutado de acuerdo con los planos aprobados, especificaciones y reglamentos de la materia.

TABLA 1.2 REQUERIMIENTOS DE SUPERVISIÓN DE EDIFICACIONES EN FUNCIÓN DEL USO DE LA ESTRUCTURA

TIPO	S.C.G.	S.E.	S.H.	S.Em.1
I EDUCACIONALES / INSTITUCIONALES/ RECREATIVAS/ DEPORTIVAS				
Estructuras con 2 niveles o menos, o área total techada S700m^2	X	X		
Estructuras con 3 niveles o más	X	X	X	X
11 RESIDENCIALES				
Viviendas individuales con 2 niveles o menos; área total techada >500m^2	X			
Viviendas de apartamentos de 3 a 5 niveles	X	X		
Viviendas de apartamentos con 6 ó más niveles	X	X	X	X
Urbanizaciones de 6 ó más viviendas unifamiliares (2)	X		X	X
111 INDUSTRIALES				
área total techada S 2000m^2	**X**			
área total techada > 2000m^2 (3)	**X**		**X**	**X**
IV COMERCIOS				
Plazas, almacenes comerciales o similares, menor de 1,500m^2	**X**	**X**		
Plazas, almacenes comerciales o similares, de más de 2 niveles o mayor de 1,500m^2	**X**	**X**	**X**	**X**
Teatros, cines, hoteles	**X**	**X**	**X**	**X**
V CENTROS DE SALUD				
Clinicas, hospitales, sub-centros, etc.	**X**	**X**	**X**	**X**

1) En todo caso, cuando el proyecto incluya sistemas de instalación de laboratorio y acondicionadores de aire se requerirá supervisión electromecánica.
2) La supervisión hidráulica y electromecánica se refiere a las exteriores. Se incluirá además supervisión vial.
3) Las supervisiones hidráulica y electromecánica serán exigidas dependiendo del tipo de proceso a instaurar.

Notación:

- **S.C.G** **Supervisión de la Construcción General**
- **S.E.** **Supervisión Estructural**
- **S.H.** **Supervisión Hidráulica**
- **S.Em** **Supervisión Electromecánica**

3.16.6. Se recomienda supervisión arquitectónica en proyectos que tengan complejidad en su diseño y que por su naturaleza sea importante vigilar la calidad de su terminación, tales como: centros de convenciones, teatros, hoteles o similares.

3.16.7. Se exigirá supervisión ambiental para todos aquellos proyectos que requieran estudios ambientales de acuerdo con la Ley 64-00.

3.16.8. En aquellos proyectos de edificaciones menores no contemplados en dicho reglamento, el Director o encargado de la obra será el responsable directo ante el propietario de que el proyecto sea ejecutado de acuerdo con los planos, especificaciones técnicas y demás reglamentos aplicables.

3.16.9. En caso de construcciones de estructuras o edificaciones metálicas, la supervisión deberá ser realizada por un ingeniero civil con especialidad o experiencia demostrable en esta área.

3.16.10. LABORES DE SUPERVISIÓN DOCUMENTACIÓN REQUERIDA TÉCNICA, REGISTROS. El Supervisor deberá llevar un registro escrito de sus labores en donde se incluyen todos los controles realizados de acuerdo con lo exigido en el Reglamento de Supervisión General de Edificaciones y los demás reglamentos relacionados con los controles para la ejecución de las obras.

3.16.11. El registro escrito estará complementado, además, por los siguientes documentos:

3.16.11.1. Las especificaciones de construcción y sus adendas.

3.16.11.2. Resultados e interpretación de los ensayos y pruebas de materiales exigidos por los Reglamentos, o adicionalmente por el programa de supervisión técnica.

3.16.11.3. Toda la correspondencia derivada de las labores de supervisión técnica, incluyendo: las notificaciones al Director de obra acerca de las deficiencias en la calidad de los materiales, procedimientos constructivos, equipos y mano de obra y los correctivos ordenados; las contestaciones, informes acerca de las medidas correctivas tomadas o descargos del Director de obra a las notificaciones emanadas del supervisor.

3.16.11.4. Las recomendaciones emitidas por los diseñadores en respuesta a las notificaciones del supervisor técnico o del Director de obra; y,

3.16.11.5. Todos los demás documentos que por su contenido permitan establecer que la construcción de la estructura de la edificación y/o de los elementos no estructurales cubiertos por este Título, se realizaron de acuerdo con los requisitos dados en él.

3.16.11.6. El Supervisor deberá entregar, como culminación de sus labores, una copia del registro escrito mencionado en 5.2.1, al Propietario y al Director de obra. El supervisor debe conservar este registro escrito al menos por cinco años contados a partir de la terminación de la construcción y de su entrega al propietario y al Director de obra.

3.16.12. ALCANCE GENERAL DE LAS LABORES DE SUPERVISIÓN. La Supervisión Técnica deberá cubrir al menos los siguientes aspectos:

3.16.12.1. Aprobación de un programa de control de calidad de la construcción, tanto de los elementos estructurales como de los no estructurales, instalaciones sanitarias, eléctricas y mecánicas si se requiere de esta última. Este programa de control de calidad debe estar en concordancia con los planos aprobados.

3.16.12.2. Aprobación del laboratorio, o laboratorios certificados, autorizados para realizar pruebas y ensayos de materiales.

3.16.12.3. Realizar los controles exigidos por el Reglamento para los materiales estructurales empleados, y los indicados en 5.4.

3.16.12.4. Aprobación de los procedimientos constructivos propuestos por el Director de Obra, en concordancia con lo establecido en la Unidad 9: Especificaciones Generales de Construcción.

3.16.12.5. Exigir a los diseñadores el complemento o corrección de los planos, cuando estos estén incompletos, indefinidos, o tengan omisiones o errores.

3.16.12.6. Solicitar al diseñador estructural, o al responsable de los Estudios Geotécnicos, las recomendaciones complementarias cuando se encuentren situaciones no previstas en el estudio geotécnico.

3.16.12.7. Mantener actualizado un registro escrito de todas las labores realizadas, de acuerdo con lo establecido en 5.2.1.

3.16.12.8. Velar en todo momento por la calidad de la obra.

3.16.12.9. Prevenir por escrito al Director de obra sobre posibles deficiencias en la mano de obra, equipos, procedimientos constructivos y materiales inadecuados y vigilar porque se tomen los correctivos necesarios.

3.16.12.10. Recomendar la suspensión de labores de construcción de la estructura cuando el Director de obra no cumpla con lo dispuesto en los planos, especificaciones y controles exigidos, informando por escrito al propietario y a el MIVHED, como autoridad encargada de expedir la licencia de construcción y de realizar las inspecciones correspondientes.

3.16.12.11. Rechazar las partes de la estructura que no cumplan con los planos aprobados y especificaciones.

3.16.12.12. Ordenar los estudios necesarios para evaluar la seguridad de cualquier elemento o áreas de la estructura que haya sido rechazada por no cumplir con lo dispuesto en los planos aprobados, luego de obtener los resultados de los estudios, se procederá a corregir las irregularidades.

3.16.13. En caso de no ser posible la reparación, exigir la demolición de la parte de la estructura afectada al Director de obra, y notificar a el MIVHED en caso del no-cumplimiento a la orden de demolición.

3.16.14. CONTROLES EXIGIDOS: El supervisor debe realizar dentro del alcance de sus trabajos, los controles enumerados en 5.4.2 al 5.4.6.

3.16.15. CONTROL DE PLANOS - El supervisor, antes del inicio de la construcción, deberá constatar que los planos del proyecto contengan todas las indicaciones mínimas necesarias para poder realizar las obras de manera adecuada. La verificación del contenido de los planos deberá consistir, como mínimo, en los siguientes aspectos:

3.16.15.1. Grado de definición de los planos (completo o incompleto).

3.16.15.2. Definición o verificación de dimensiones, cotas y niveles,

3.16.15.3. Consistencia entre las dimensiones, cotas y niveles,

3.16.15.4. Consistencia entre las diferentes plantas, alzados, cortes, detalles y esquemas,

3.16.15.5. Adecuada definición de las calidades de los materiales,

3.16.15.6. Cargas de diseño debidamente estipuladas,

3.16.15.7. En casos especiales, instrucciones sobre encofrados, procedimientos de control de la colocación del hormigón, procedimientos de desencofrado, colocación del hormigón, aditivos, tolerancias dimensionales, procedimiento para el tesado de los cables en hormigón pretensado, etc.

3.16.15.8. Concordancia con los planos arquitectónicos y demás planos técnicos,

3.16.15.9. Definición, en los planos arquitectónicos, del grado de desempeño de los elementos no estructurales, y

3.16.15.10. En general, la existencia de todas las indicaciones necesarias para poder realizar la construcción de una forma adecuada con los planos del proyecto.

3.16.16. CONTROL DE ESPECIFICACIONES. La construcción de la edificación debe llevarse a cabo cumpliendo como mínimo las especificaciones técnicas x
contenidas en la Unidad 9 del Reglamento General de Edificaciones y en los reglamentos de la Unidad 5 correspondientes a cada uno de los materiales a utilizar, equipos y accesorios cubiertos por él, además de las contenidas en los planos y especificaciones producidas por los Diseñadores, y en las especificaciones especiales o particulares de la obra en cuestión, las cuales en ningún caso podrán ser contrarias a lo dispuesto en el Reglamento.

3.16.17. CONTROL DE MATERIALES - El supervisor exigirá que la construcción de la edificación se realice utilizando materiales que cumplan con las especificaciones del Proyecto, y con los requisitos generales y las normas técnicas de calidad establecidas por los reglamentos para cada uno de los materiales, equipos, accesorios y demás elementos que componen la edificación.

3.16.18. ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD. El supervisor, dentro del programa de control de calidad, le aprobará al Director de obra la frecuencia de

toma de muestras y el número de ensayos que debe realizarse en un laboratorio o laboratorios previamente aprobados por el MIVHED, y además debe exigir que los ensayos de laboratorio apropiados para cada material, se realicen de acuerdo con lo especificado por el Reglamento. El supervisor debe realizar una interpretación de los resultados de los ensayos realizados, definiendo explícitamente la conformidad de los materiales con las normas técnicas exigidas. Como mínimo deben realizarse los ensayos que se requieran en el Reglamento.

3.16.19. CONTROL DE EJECUCIÓN. Deben cumplirse los requisitos de ejecución dados por el Reglamento. El supervisor deberá inspeccionar y vigilar todo lo relacionado con la ejecución de la obra, de acuerdo con las especificaciones generales y especiales incluyendo, como mínimo, sin ser limitativo:

3.16.20. REPLANTEO GEOMÉTRICO. Es la ubicación de los puntos de cada uno de los elementos verticales que componen el proyecto (muros, columnas), para luego realizar las excavaciones correspondientes y contempla:

a. Dimensiones geométricas de las excavaciones para las fundaciones
b. Limpieza del fondo de las excavaciones
c. Sistema de drenaje
d. Estratos y niveles de fundación
e. Protección de las excavaciones

3.16.21. CONSTRUCCIÓN Y RETIRO DE ENCOFRADOS:

a. Alineamiento, características geométricas, tolerancias.
b. Acabado de las superficies y su verticalidad.
c. Resistencia y estabilidad ante posibles asentamientos.
d. Aprobación de los cálculos de los encofrados, si los hubiere.
e. Limpieza e impermeabilidad.
f. Aberturas de inspección.
g. Desencofrado. Aprobación del estudio y revisión del proceso

3.16.22. COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS:

a. Grado del acero (fy) diámetro, número de barras, ganchos y longitud.
b. Empalmes (Solapes, conexiones mecánicas ó soldadas).
c. Colocación, recubrimientos, distancia entre barras, sujeción.
d. limpieza de las barras y de la zona de vaciado y aspecto superficial.

3.16.23. MEZCLADO, TRANSPORTE, COLOCACIÓN Y CURADO DE HORMIGONES Y MORTEROS:

a. Aprobación de los diseños de mezclas.
b. Medios y procedimientos del mezclado.
c. Medios y procedimientos del transporte.
d. Medios y procedimientos de colocación y compactación..
e. Medidas y procedimientos para la toma de muestras.
f. Tiempo transcurrido entre mezcla y colocación.
g. Homogeneidad y consistencia de los hormigones y morteros en estado fresco.
h. Previsiones para vaciado de acuerdo con el clima y el estado del tiempo.
i. Definición de las juntas de construcción.
j. Preparación de superficies de juntas de construcción y juntas de expansión.
k. Sistemas y procedimientos de curado.

3.16.24. ELEMENTOS PREFABRICADOS (Incluye unidades de mampostería)

a. Características geométricas, inspección visual (apariencia).
b. Condiciones de almacenaje.
c. Curado en obra y/o protección contra la humedad.
d. Medios y procedimientos de transporte e izado.
e. Sistemas y secuencias de colocación.

3.16.25. TESADO DEL PREESFUERZO

a. Colocación de duetos de postesado
b. Colocación de anclajes extremos de postesado
c. Tendido de los cables
d. Medios y procedimientos de tesado.
e. Control de elongaciones de los cables.
f. Inyección de lechada en postesado

3.16.26. TERMINACIÓN DE LA ESTRUCTURA

a. Aspecto general de las superficies
b. Reparación de defectos superficiales
c. Protección contra acciones mecánicas: impacto, sobrecargas, deterioro superficial

3.16.27. MUROS Y ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA

a. Comprobación de resistencia de los bloques y de las mezclas.
b. Alineamiento, plomo y características geométricas.
c. Espesor de juntas de pega.
d. Traba adecuada.
e. Alturas de llenado de huecos.
f. Tamaño y colocación de tuberías.
g. Juntas de control.
h. Colocación de bastones, anclajes, solapes y ubicación.
i. Apuntalamientos provisionales.

3.16.28. CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

a. Inspección de los elementos fabricados antes de galvanizar o pintar.
b. Dimensiones generales, rectitud y distorsión del conjunto.

c. Identificación y dimensiones de los materiales utilizados de acuerdo con los planos y listas de materiales.

d. Ajuste de las dimensiones de los materiales utilizados, de acuerdo con los planos y listas de materiales.

e. Calificación de los soldadores.

f. Biseles, dimensiones de intersticios, placas de respaldo.

g. Procedimientos de soldadura.

h. Que se hayan efectuado todas las soldaduras especificadas.

i. Cumplimiento de las longitudes y tamaños mínimos especificados de las soldaduras.

j. Grado de fusión con el material base de la soldadura, existencia de porosidades, grietas o socavaciones excesivas en la soldadura.

k. Remoción de escoria.

l. Marcado de las piezas.

m. Detección de omisión de detalles o componentes.

n. Daños a los elementos.

o. Inspección y control de la pintura.

p. Limpieza previa.

q. Acabado (inspección visual).

r. Espesor de la capa de pintura..

s. Adherencia de la capa de pintura.

t. Inspección de la estructura montada.

u. Conexión a los anclajes con las respectivas arandelas y tuercas.

v. Verticalidad, deflexiones, escuadra y alineamiento de la estructura.

w. Instalación de los arrostramientos previstos.

x. Rectitud de los elementos instalados.

y. Estabilidad del conjunto.

z. Correcta ejecución de todas las conexiones atornilladas, con los pernos tuercas y arandelas completos e instalados con los torques previstos en los planos.

aa. Correcta ejecución de biseles, dimensiones de intersticios, placas de respaldo.

bb. Correcta ejecución de todas las conexiones soldadas con los tamaños y longitudes previstos.

cc. Detección de defectos como insuficiente penetración poros socavaciones escoria no removida etc.

dd. Retoques de pintura donde ésta se haya deteriorado durante la instalación.

3.16.29. INSTALACIONES ELÉCTRICAS

a. Diámetro y colocación de los conductos para los cables eléctricos, teléfono y coaxiales. Calidad de los materiales.

b. Sistema de aterrizaje.

c. Calibre y color de los conductores.

d. Calibre alambre y protección de los mismos alimentadores equipos.

e. Protección general (breakers).

f. Capacidad paneles (barra alimentadora y espacios breakers).

g. Cuarto de máquinas – Especificaciones.

3.16.30. INSTALACIONES MECÁNICAS.

a. Huecos y pasantes tuberías de cobre y conductos de aire.

b. Previsiones para drenajes.

c. Tuberías alimentaciones eléctricas equipos y de control.

d. Soportes, conductos y tuberías cobre, separación y tipo.

e. Bases soportes equipos de aire acondicionado y refrigeración.

f. Tipo de material y calidad del material para las tuberías de cobre y los conductos de aire.

g. Instalación tuberías de cobre y conductos de aire acondicionado.

h. Accesorios que deben tener las tuberías de cobre y los conductos de aire acondicionado.

i. Peso de los equipos para fines del cálculo estructural del espacio en la edificación.

j. Capacidades de los sistemas (consumo), con referencia a la instalación eléctrica.

k. Cuarto de máquinas. Especificaciones.

3.16.31. INSTALACIONES SANITARIAS

a. Diámetro, pendiente y colocación de los duetos de drenaje de aguas pluviales y aguas servidas
b. Estanqueidad del sistema de drenaje de aguas servidas
c. Diámetro y colocación de los conductos de agua potable
d. Estanqueidad del sistema de agua potable. Pruebas de presión
e. Pozos y filtrantes
f. Bombas y tanques hidroneumáticos

CAPÍTULO 17

DISPOSICIONES GENERALES PARA LA INSPECCIÓN DE LAS OBRAS

3.17. El Director de la obra deberá solicitar las inspecciones de lugar, de acuerdo con lo dispuesto en este Título y en el Reglamento de Supervisión General de Obras para toda obra de edificación. Dichas inspecciones deberán ser realizadas por ingenieros de la Dirección de Inspección de Edificaciones Privadas y para el sector público por ingenieros del MIVHED, las mismas estarán sujetas al cumplimiento de todos los reglamentos que les sean aplicables.

3.17.1. ASPECTOS GENERALES: Se mantendrá en lugar visible de la obra una copia de todos los planos aprobados y de la licencia de construcción correspondiente, de manera que se encuentren a la disposición de los inspectores que legalmente estén autorizados a revisar los trabajos.

3.17.2. El Director responsable de la obra deberá solicitar al Departamento de Inspección de Obras Privadas del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), todas las inspecciones establecidas en los reglamentos para las diferentes etapas de la obra, según se establece en el Artículo 94. Del Reglamento para la Supervisión e Inspección de Obras (R-004).

3.17.3. Si una vez emitidos los Permisos de construcción correspondientes, el

Director responsable de la obra, no solicita las inspecciones, el MIVHED podrá realizar inspecciones aleatorias de verificación y seguimiento, para constatar que la obra no se haya iniciado.

3.17.4. El MIVHED o sus representantes autorizados, tendrán acceso a todas las obras que se encuentren en ejecución y podrán hacer todas las inspecciones y exámenes que juzguen necesarios para comprobar que los materiales, métodos usados y las estructuras están de acuerdo con los planos y cálculos aprobados y todas las prescripciones de los reglamentos vigentes, hallándose obligado el propietario y/o el Director responsable de obra a someterse a las indicaciones que se le hagan.

3.17.5. En el inicio de la construcción de las obras, el MIVHED comprobará que los retiros y líneas de construcción fijados en el formulario de aprobación expedido por la Oficina de Planeamiento Urbano del Ayuntamiento respectivo sean los correctos, y no se permitirá que el espacio público (acera) sea utilizado con fines de ampliar el área de construcción ni como parte del área de estacionamiento. El Director de obra deberá solicitar a la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones las inspecciones, según sea el caso, las cuales serán efectuadas previo el pago de los impuestos establecidos por ley, por cada una de las certificaciones de registro de inspección de obras siguientes:

a) Certificación de linderos y replanteo
b) Certificación de aprobación de materiales y suelos;

c) Certificación de aprobación de elementos estructurales;
d) Certificación de aprobación de instalaciones eléctricas;
e) Certificación de aprobación de instalaciones mecánicas;
f) Certificación de aprobación de instalaciones sanitarias;
g) Certificación de aprobación de áreas de estacionamiento y de accesos a vías públicas;
h) Certificación de aprobación de impermeabilización de techos, y
i) Certificación de aprobación de inspección final.

3.17.6. Estas tarjetas o certificados de inspección deberán estar impresas y enumeradas. Terminada la construcción, reconstrucción, ampliación o alteración de cualquier obra para cuya ejecución se hubiera obtenido la licencia de construcción correspondiente, el propietario no podrá utilizar dicha obra para los fines que fue realizada, sin antes haber obtenido la certificación de aprobación de inspección final. Dicha inspección final debe ser realizada dentro del plazo de diez (10) días a partir de la fecha de haber sido solicitada.

3.17.7. En las obras de hormigón armado se llevará un registro de esta inspección, que comprenderá la cantidad y calidad de los materiales utilizados, mezclados del hormigón, disposición de las armaduras y supervisión del curado. En obras en las que se usen otros tipos de materiales, se registrará la cantidad y calidad de los mismos y la disposición de los ejes de los elementos estructurales. Este registro estará en todo momento a la disposición de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones a través de su representante autorizado y lo conservará el Director de obra durante dos (2) años, a partir de la fecha de terminación.

3.17.8. PRUEBAS A EFECTUARSE EN CASOS PERTINENTES: El Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), a través de su representante autorizado, adicionalmente a lo establecido en los reglamentos de diseños de las estructuras (hormigón, madera, mampostería, acero), o de las especificaciones de construcción, o de supervisión de obras, podrá ordenar pruebas y ensayos cuando estime conveniente comprobar si los materiales y métodos usados durante el proceso constructivo ofrecen la resistencia requerida.

3.17.9. Se llevará en el sitio de la obra un registro de las pruebas realizadas en este sentido para que pueda ser inspeccionado en cualquier momento mientras dure la construcción. Dicho registro lo conservará el Director de obra durante dos (2) años, a partir de la fecha de su terminación.

CAPÍTULO 18
DISPOSICIONES FINALES

3.18. MODIFICACIONES FUTURAS. Las Secciones o disposiciones del presente Título podrán ser presentados ante el CONARTED para que sean evaluadas las propuestas de modificación, actualización o complementaciones que se consideren necesarias, sin necesidad de modificar de forma íntegra el Reglamento. Las nuevas disposiciones deberán ser adoptadas por Decreto.

3.18.1. SANCIONES: El MIVHED, a través de sus departamentos correspondientes ordenará la suspensión de toda obra en ejecución que incurra en las violaciones de los reglamentos vigentes y las demás violaciones señaladas en el Artículo 17 de la Ley No. 687 del 27 de Julio de 1982, que reza:

3.18.2. El MIVHED, a través de sus departamentos correspondientes, ordenará la suspensión de toda obra en ejecución que incurra en una de las siguientes violaciones:

3.18.2.1. Que no se ajuste a las disposiciones establecidas en los Reglamentos que expida el Poder Ejecutivo;

3.18.2.2. Que no esté provista de la correspondiente autorización o licencia;

3.18.2.3. Que no se encuentre bajo la vigilancia responsable de un Director o Encargado;

3.18.2.4. Que no se ajuste al proyecto aprobado; y

3.18.2.5. Que de alguna forma haya obstaculizado o impedido la inspección o cualquier otra función del personal autorizado por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones.

3.18.3. El MIVHED, a través de sus departamentos correspondientes, ordena-

rá la clausura total o parcial de una obra en los casos señalados en el Artículo 18 de la Ley No. 687 del 27 de Julio de 1982, que reza: "Art.18.- El Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, a través de sus departamentos correspondientes, ordenará la cláusula total o parcial de una obra, en los siguientes casos:

3.18.4. Cuando se trate de una obra en ejecución que, a consecuencia de una de las violaciones señaladas en el la Sección 3.18.3., presente elementos que atenten contra la seguridad pública;

3.18.5. Cuando se trate de una obra terminada que no se ajuste al proyecto aprobado o que, por dársele un uso diferente al autorizado, perjudique la seguridad o el ornato públicos."

3.18.6. Las violaciones a las disposiciones del presente Título, así como los demás reglamentos vigentes aplicables en la materia serán sancionadas según lo establece el Artículo 23 de la Ley No.687 del 27 de Julio de 1982, o cualquier otra ley que en este aspecto la complemente, que reza: "Art. 23.- Las infracciones a las disposiciones establecidas en esta Ley o en los Reglamentos que expida el Poder Ejecutivo serán condenadas a una multa del 3 al 6 por ciento del total de la obra, conforme a tasación hecha por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, a través de sus departamentos correspondientes o a prisión correccional de 10 días a 6 meses o a ambas penas a la vez, según la gravedad del caso."

3.18.7. Se reconocerán como circunstancias agravantes la violación de las disposiciones de este Título por parte de los empleados o funcionarios del Estado que ordenen, permitan, o autoricen a sus subalternos o particulares, la ejecución de acciones u omisiones que violen el presente Título, y los demás relacionados.

3.1

Reglamento para la Supervisión e Inspección General de Obras



Reglamento No. 232-17 para la Supervisión e Inspección de Obras. Deroga el Reglamento No. 670-10, del 27 de noviembre de 2010. G. O. No. 10888 del 30 de junio de 2017.

DANILO MEDINA
Presidente de la República Dominicana

NÚMERO: 232-17

CONSIDERANDO: Que es deber del Estado dominicano garantizar la seguridad ciudadana mediante el establecimiento de requisitos mínimos a ser cumplidos durante la construcción de las obras, tanto de vialidad como de edificaciones.

CONSIDERANDO: Que es importante establecer mecanismos efectivos para el control y el seguimiento de los diferentes procesos que intervienen en la construcción de obras, a fin de garantizar su calidad y el cumplimiento de los requerimientos establecidos en las leyes y reglamentos relacionados.

CONSIDERANDO: La importancia de actualizar los procedimientos y disposiciones exigidos en nuestro país para la inspección y supervisión de las obras privadas, a fin de lograr un control más amplio y efectivo del proceso constructivo y elevar la calidad de las obras.

CONSIDERANDO: Que de acuerdo a lo establecido en la Ley núm. 687, del 27 de julio de 1982, que crea un sistema de elaboración de reglamentos técnicos para preparación y ejecución, relativos a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines, la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines es la única autoridad estatal encargada de definir la política de reglamentación técnica de la ingeniería, la arquitectura y ramas afines.

VISTA: La Ley núm. 687, del 27 de julio de 1982, que crea un sistema de elaboración de reglamentos técnicos para preparación y ejecución de proyectos y obras relativas a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines.

VISTA: La Ley núm. 64-00, del 18 de agosto de 2000, que crea el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

VISTA: La Ley núm. 16-92, del 29 de mayo de 1992, que aprueba el Código de Trabajo de la República Dominicana.

VISTO: El Decreto núm. 670-10, del 27 de noviembre de 2010, que aprueba el Reglamento para la Supervisión e Inspección General de Obras.

En ejercicio de las atribuciones que me confiere el Artículo 128 de la Constitución de la República, dicto el siguiente

REGLAMENTO PARA LA SUPERVISIÓN E INSPECCIÓN GENERAL DE OBRAS



TÍTULO I.
CONSIDERACIONES GENERALES

CAPÍTULO I

OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

ARTÍCULO 1. OBJETIVO DEL REGLAMENTO. Establecer los criterios técnicos que regirán la supervisión e inspección de las obras de edificación y vialidad, y que servirán de base para la dirección y el control de su ejecución, a fin de asegurar mayores niveles de eficiencia durante el proceso de construcción y lograr uniformidad de criterios en los procedimientos y en las prácticas a utilizar, para garantizar la calidad y seguridad de las referidas obras de edificación y vialidad.

ARTÍCULO 2. CAMPO DE APLICACIÓN. El presente reglamento será aplicable a las obras que se construyan en el territorio nacional, de acuerdo a las siguientes consideraciones:

En obras de edificaciones privadas será exigida la inspección oficial en las di-

ferentes etapas del proceso constructivo, de acuerdo a lo establecido en el Título IV. En obras públicas y privadas, tanto viales como de edificaciones, será requerido el tipo de supervisión privada establecido en las Tablas 1 y 2, abajo indicadas, atendiendo a las características del proyecto.

a) En obras públicas y privadas, tanto viales como de edificaciones, será requerido el tipo de supervisión privada establecido en las Tablas 1 y 2, abajo indicadas, atendiendo a las características del proyecto.

PÁRRAFO. Tanto en materia de obras públicas como privadas, la supervisión del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) no eximirá que sean agotadas cada una de las inspecciones que forman parte de su competencia.

TABLA 1

REQUERIMIENTOS DE SUPERVISIÓN PARA OBRAS VIALES, EN FUNCIÓN DEL TIPO, FLUJO DE VEHÍCULOS Y LONGITUD

TIPO	S.C.G.	S.E. (1)	S.H.	S.Em.(2)
I CAMINOS VECINALES				
a) Rehabilitación, construcción o reconstrucción de caminos vecinales con flujo ≥ 200 vpd.	X		X	
II CARRETERAS				
a) Rehabilitación, construcción o reconstrucción de tramos de carreteras con flujo de 200 vpd a 3,000 vpd	X	X	X	
b) Rehabilitación, construcción o reconstrucción de tramos de carreteras con flujo de vehículos > 3,000 vpd.	X	X	X	X
IV CALLES Y AVENIDAS				
Rehabilitación, construcción o reconstrucción de calles o avenidas.	X		X	

Notas:
(1) Sólo será requerida en los casos en que existan puentes o alcantarillas de cajón u otra estructura importante.
(2) Sólo será requerida si contiene iluminación, extractores de aire y similares

NOTACIÓN TABLAS 1 Y 2:

S.C.G. : Supervisión Civil General.
S.E : Supervisión Estructural.
S.H. : Supervisión Hidráulica.
S.Em. : Supervisión Electromecánica.
vpd. : Vehículos promedio diario.

TABLA 2
REQUERIMIENTOS DE SUPERVISIÓN PARA EDIFICACIONES EN FUNCIÓN DEL USO DE LA ESTRUCTURA

TIPO	S.C.G.	S.Es.	S.H.	S.Em. (1)
I EDUCACIONAL				
a) Estructuras de 2 niveles o con área total techada >1,000 m²	X			
b) Estructuras con más de 2 niveles o con área total techada >2,500 m²	X	X	X	X
II RESIDENCIALES				
a) Viviendas individuales con 2 niveles o más y área total techada >700 m²	X			
b) Viviendas de apartamentos de 3 a 5 niveles	X			
c) Viviendas de apartamentos con 6 a 13 niveles	X	X		
d) Viviendas de apartamentos con 14 niveles en adelante	X	X	X	X
e) Urbanizaciones de 10 o más viviendas unifamiliares (2)	X		X	X
III INDUSTRIALES/ALMACÉN				
a) Área total techada de 1,000 m² a 3,000m² (3)	X			
b) Área total techada > 3,000m² (3)	X	X	X	X
IV COMERCIOS/OFICINAS/HOTELES/REUNIÓN/TEATROS/CINES Y SIMILARES				
a) Área total de 1,000 m² a 3,000 m²	X			
b) Área total > 3,000 m²	X	X	X	X
V EDIFICIOS PARA ESTACIONAMIENTOS				
a) Sobre nivel del terreno de 2 a 4 pisos	X			
b) Sobre nivel del terreno mayor de 4 pisos	X	X		
c) Soterrados de dos pisos	X	X		
d) Soterrado de más de dos pisos	X	X	X	X
VI CENTROS DE SALUD/PENITENCIARIA, SEGURIDAD NACIONAL				
Clínicas, hospitales, subcentros, bases aéreas, navales y centrales de seguridad y similares con área >1,000m²	X	X		
Clínicas, hospitales, subcentros, bases aéreas, navales y centrales de seguridad y similares con área >2,500m²	X	X	X	X

Notas:

(1) Cuando el proyecto incluya sistemas de instalación compleja de equipos de laboratorios y acondicionadores de aire central se requerirá supervisión electromecánica.
(2) En urbanizaciones se requerirá supervisión hidráulica y electromecánica en las áreas exteriores de la edificación y supervisión vial en proyectos que tengan calles interiores mayores a 200 m de longitud.
(3) Las supervisiones hidráulicas y electromecánicas serán requeridas cuando las industrias sean de riesgo alto de incendio o cuando los procesos industriales a desarrollar sean complejos.

CAPÍTULO II

REQUERIMIENTOS GENERALES DEL CAMPO DE APLICACIÓN

ARTÍCULO 3. En caso de otras obras de infraestructura, tales como presas, acueductos, alcantarillados, canales de riego, plantas de tratamiento, líneas eléctricas u otras obras especiales, será requerida la supervisión privada de acuerdo a los requerimientos generales aplicables de este reglamento y lo establecido en las normas y reglamentos vigentes sobre la materia, según las instrucciones de las instituciones públicas responsables de su contratación y fiscalización, en atención a su grado de complejidad.

ARTÍCULO 4. Se exigirá supervisión arquitectónica en proyectos que tengan complejidad en su diseño y que por su naturaleza sea importante vigilar la calidad de su terminación, tales como centros de convenciones, teatros, hoteles u otros similares.

ARTÍCULO 5. En caso de construcciones de estructuras o edificaciones metálicas, la supervisión de los elementos estructurales metálicos y su soldadura u otros medios de sujeción (pernos, remaches, dovelas, entre otros) deberán ser realizadas por un ingeniero civil o mecánico con especialidad o experiencia demostrable en el área.

ARTÍCULO 6. En aquellos proyectos que por su sencillez no sea requerida de manera obligatoria la supervisión privada, según lo establecido en las Tablas 1 y 2, el contratista o el profesional encargado de su ejecución será responsable directo ante el propietario de que dichos proyectos sean ejecutados de acuerdo a los planos, especificaciones y reglamentos de la materia.

CAPÍTULO III DEFINICIONES

ARTÍCULO 7. DEFINICIONES. Donde quiera que aparezcan estos términos en el presente reglamento, serán definidos como se establece a continuación:

1. **ACUERDO DE TRABAJO ADICIONAL:** Será reconocido como trabajo adicional toda aquella actividad ejecutable conforme a las especificaciones técnicas de la obra que no esté especificada en el contrato, convenio o acuerdo suscrito entre el contratista y el propietario (o entidad ejecutora). Los trabajos adicionales deberán estar previamente autorizados por el propietario o su representante. El propietario podrá asignar al contratista o a un tercero la ejecución de dicho trabajo adicional, en el caso de no haberse puesto de acuerdo en cuanto a los costos y tiempo de ejecución.

2. **AUTOR DEL PROYECTO O DISEÑADOR:** Es la persona física, calificada en la especialidad correspondiente y debidamente colegiada, que a solicitud del propietario o por encargo del director del proyecto, previo acuerdo escrito, es responsable de la elaboración o preparación de los planos y especificaciones resultantes del diseño de un proyecto de ingeniería y/o arquitectura, en una o más de las partes específicas relativas a su especialidad, de forma coordinada, de manera que complementen su concepción total, de acuerdo con las reglamentaciones y disposiciones técnicas vigentes en la República Dominicana.

CONTRATISTA: Es toda persona física, jurídica o moral que a solicitud directa o indirecta del propietario y por acuerdo escrito entre las partes en el que se establece un presupuesto o costo, un plazo en el tiempo y una calidad convenida, asume contractualmente ante el propietario o promotor el compromiso de ejecutar la totalidad o parte de una obra, conforme a un proyecto determinado, con medios humanos y materiales, propios o ajenos, asegurando su idoneidad o calidad conforme a las leyes y reglas establecidas y siendo el responsable principal ante el propietario o el Estado dominicano. Toda persona física, jurídica o moral de origen extranjero que realice estas funciones dentro del territorio

nacional deberá cumplir, además, con las leyes y las reglas establecidas para estos casos.

3. CONTRATISTA: Es toda persona física, jurídica o moral que a solicitud directa o indirecta del propietario y por acuerdo escrito entre las partes en el que se establece un presupuesto o costo, un plazo en el tiempo y una calidad convenida, asume contractualmente ante el propietario o promotor el compromiso de ejecutar la totalidad o parte de una obra, conforme a un proyecto determinado, con medios humanos y materiales, propios o ajenos, asegurando su idoneidad o calidad conforme a las leyes y reglas establecidas y siendo el responsable principal ante el propietario o el Estado dominicano. Toda persona física, jurídica o moral de origen extranjero que realice estas funciones dentro del territorio nacional deberá cumplir, además, con las leyes y las reglas establecidas para estos casos.

4. DIRECTOR RESPONSABLE DE LA OBRA: Es la persona física, arquitecto o ingeniero civil, asignada por el contratista para que asuma contractualmente ante el promotor o el propietario el compromiso y la responsabilidad de dirigir y ejecutar el desarrollo de la obra, o parte de la misma, en los aspectos técnicos, estéticos, urbanísticos y medioambientales, conforme a lo que disponen las leyes, las normas y los reglamentos vigentes, de conformidad con el proyecto y el contrato, la licencia de construcción y las demás autorizaciones.

5. DIRECTOR DE SUPERVISIÓN O SUPERVISOR: Es toda persona física o jurídica, ingeniero o arquitecto, colegiada, seleccionada o contratada por el propietario, promotor u organismo ejecutor, y notificada por escrito al contratista, para realizar los trabajos de consultoría, asesoría y/o supervisión técnica de un proyecto u obra, con el objeto de revisar o verificar total o parcialmente que la realización del mismo se ejecute de acuerdo a las normas, reglamentos y especificaciones y velando siempre por el cumplimiento del contrato, en función de lo requerido por el propietario.

6. **EDIFICACIÓN:** Acción y efecto de construir un edificio de carácter permanente, público o privado, cuyo uso principal esté comprendido en los siguientes tipos, sin ser limitativo: habitacionales, educacionales, salud, penitenciarios, recreativos, culturales, oficinas, ocupación múltiple, industriales, comerciales, manufactura u otros.

7. **ESPECIFICACIONES:** Son las partes escritas del proyecto y obra que establecen los requisitos técnicos generales, especiales y complementarios del mismo, así como de cualquier información que no esté representada en los planos del proyecto. Define las condiciones en que se deberá ejecutar una obra determinada, los requisitos generales mínimos, los tipos y calidad de los materiales a utilizar y sus proporciones, el procedimiento constructivo a seguir y otros aspectos que servirán como base para establecer el costo del proyecto, por lo que en todo momento el director responsable de la obra y el contratista deben cumplir con estas especificaciones durante la ejecución de la obra.

INGENIERÍA DEL PROYECTO: Es la actividad orientada a la producción de un proyecto, diseño, cálculo, estimado de costos, dibujo de planos, especificaciones técnicas y ambientales, estudios y ensayos de laboratorio, asesoría u otras labores similares que sirvan de base para la debida programación y ejecución de una obra.

1. **INSPECTOR OFICIAL:** Profesional colegiado representante del Estado que, a solicitud del director responsable de la obra y en coordinación con el director de supervisión, realiza la inspección general de las diferentes etapas de construcción de una obra de ingeniería, de acuerdo con lo previsto en las disposiciones establecidas por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) a través de los reglamentos y sus Departamentos de Inspección General (tarjeta de inspecciones), y según lo determinen las disposiciones vigentes de la institución contratante.

2. OBRA: Es la materialización de un proyecto de ingeniería o arquitectura, ya sea público o privado, mediante la cual éste se lleva a la realidad, de acuerdo a lo planificado y a los términos establecidos en el contrato, para cuya ejecución se deben cumplir con las reglamentaciones vigentes.

3. OBRAS DEL ESTADO: Son las obras públicas autorizadas por el Estado dominicano para ser construidas a través de sus representantes legales autorizados, mediante contratos suscritos con personas físicas o morales o por disposición administrativa, según lo establecido en las leyes, normas y reglamentos vigentes, y sujeto a las especificaciones y planos aprobados.

4. ORDEN DE TRABAJO: Orden escrita, emitida por el director de supervisión y aprobada por el propietario, para la realización de los trabajos comprendidos dentro de los renglones definidos en el contrato, de acuerdo a los planos y las especificaciones, tanto para la iniciación del trabajo de cada renglón como para su reiniciación, ya sea en uno o varios renglones, de acuerdo con el programa de trabajo aprobado, presentado por el director responsable de la obra.

5. ORDEN DE TRABAJO SUPLEMENTARIO: Orden escrita que emite el propietario para la ejecución de uno o varios trabajos que impliquen aumento del valor del contrato a los mismos precios unitarios derivados de éste y en la que conste el plazo máximo para la terminación de los trabajos en cuestión.

8. ORGANISMO EJECUTOR: Organismo estatal o privado que goza de autonomía funcional, personalidad jurídica y plena capacidad de adquirir derechos y contraer obligaciones en materia de su competencia, encargado de velar por la fiel ejecución de los proyectos contratados bajo su total responsabilidad, para cuyos efectos podrá contar con una unidad ejecutora que se encargará de administrar, coordinar y fiscalizar su construcción, de acuerdo con los lineamientos establecidos, en cumplimiento con los reglamentos y disposiciones contractuales.

1. PLANOS DEL PROYECTO: Conjunto de dibujos técnicos debidamente aprobados y de detalles de las obras que se construirán; contienen los datos e informaciones claves del proyecto y demás detalles especiales que lo complementan, según los cálculos correspondientes, en los cuales el proyecto esté claramente definido e interpretado correctamente por profesionales calificados en la materia, y que junto con las especificaciones técnicas del proyecto constituyen la guía básica para la ejecución de las obras, cumpliendo con las leyes, disposiciones y reglamentos que les sean aplicables.

2. PRESUPUESTO: Es un estimado del costo de la obra en el que se toman en cuenta las distintas partidas que intervendrán en el proceso constructivo, con sus respectivos precios unitarios, así como los costos indirectos relativos a los beneficios, seguros y fianzas, gastos administrativos, transporte e imprevistos que varían de acuerdo a las características de la obra.

3. PROYECTO: Es el conjunto de documentos, informes, diseños detallados, planos, especificaciones, presupuestos, cálculos, programas y demás elementos descriptivos y gráficos necesarios y suficientes para la realización de una obra o servicio determinado, elaborados por profesionales calificados en sus respectivas áreas, mediante los cuales se definen y determinan las exigencias técnicas de las obras contempladas y justifican las soluciones propuestas, de acuerdo con las reglamentaciones técnicas y ambientales aplicables.

4. REPORTE DE MEDICIÓN (CUBICACIÓN MENSUAL): Documento en el cual se detallan los renglones de las cantidades de trabajos ejecutados, los correspondientes precios unitarios, el total de pagos anteriores, las deducciones, el porcentaje de terminación aproximado y las sumas que se pagarán de acuerdo con la lista de partidas.

5. RESIDENTE DE OBRA: Es toda persona física, ingeniero o arquitecto, colegiada, representante permanente del director responsable de la obra en el lugar de la misma, que asume la función técnica y/o administrativa de dirigir, controlar y/o coordinar su ejecución material y de verificar cualitativa y cuantitativamente

todos los procesos, de acuerdo a los planos y las especificaciones, y bajo la coordinación del director. En ningún caso las acciones que realiza el residente de obra exoneran de responsabilidad al director responsable de la obra.

6. SUBCONTRATISTA: Es toda persona física o jurídica, debidamente calificada y especializada en uno o varios de los trabajos de la obra, que es contratada por el director responsable de la obra, con el consentimiento del contratista y/o del propietario, para realizar o ejecutar una serie de trabajos o labores especializadas en determinadas partes o instalaciones de la obra, con sujeción al proyecto por el que se rige su ejecución. El subcontratista estará bajo la dirección administrativa del contratista, sin menoscabo de su responsabilidad técnica por los trabajos que realice, lo cual no exonera de compromiso al contratista.

7. SUPERVISIÓN: Es el conjunto de trabajos de vigilancia y control realizados por el director de supervisión para garantizarle al propietario que la ejecución de la obra se realiza de acuerdo con los controles establecidos en los reglamentos, según lo convenido con el contratista y a cargo del director responsable de la obra.

8. SUPERVISIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN GENERAL (S.C.G): Implica la

supervisión de los métodos constructivos de la obra, en general lo que incluye labores de desplante de la cimentación, colocación del acero estructural, colocación de bloques, preparación de mezclas y concreto in situ, terminaciones, instalaciones y otros. Cuando se exija como única, será realizada por al menos un ingeniero civil y un arquitecto, en proyectos residenciales, y por al menos un ingeniero mecánico, en los proyectos industriales. En los demás casos, estará compuesto por un equipo multidisciplinario, según sea el caso. Esta supervisión debe incluir también Supervisión Ambiental (S. A) cuando sea requerida.

9. SUPERVISIÓN ESTRUCTURAL (S.Es): Comprende la supervisión de toda la estructura que conforma la edificación, lo que incluye, de manera no limitativa, los materiales y elementos estructurales, colocación de las armaduras de vigas, doblez, longitud de solape, columnas, muros, losas, fundaciones, encofrado, vaciado y vibrado del hormigón, toma de muestras, ensayos, entre otros aspectos, conforme a lo reglamentado.

10. SUPERVISIÓN ESTRUCTURAL METÁLICA (S.Et): Comprende la supervisión de todas las estructuras en edificaciones de este tipo, lo que incluye, de manera no limitativa, los materiales y elementos estructurales que la componen, sus conexiones, elementos de fijación y soldaduras, entre otros aspectos, conforme a lo reglamentado.

11. SUPERVISIÓN HIDRÁULICA (S.H): Comprende la supervisión de las labores de instalación y pruebas de sistemas sanitarios en las edificaciones (agua fría y caliente, disposición de las aguas negras), y de supresión y control de incendios e instalaciones exteriores, conforme a lo reglamentado.

12. SUPERVISIÓN ELECTROMECÁNICA (S.Em.): Comprende la supervisión de las labores de instalaciones eléctricas propias de la edificación, así como las instalaciones eléctricas y mecánicas de los sistemas de aire acondicionado, plantas eléctricas, sistemas de alarmas, ventilación, refrigeración, instalación exterior, entre otras, conforme a lo reglamentado.

9. SUPERVISOR TÉCNICO: Es el profesional colegiado debidamente calificado, que realiza la labor de auxiliar de supervisión técnica, de acuerdo a lo especificado en el proyecto y los reglamentos aplicables, bajo la dirección, responsabilidad y coordinación del director de supervisión o del supervisor.

10. TRABAJO EXTRA: Son los trabajos no incluidos en el contrato original y que son necesarios para la correcta terminación de las obras.

13. UNIDAD EJECUTORA: Es la oficina designada por el organismo ejecutor como su representante, encargada de administrar, coordinar y fiscalizar la construcción de los proyectos de acuerdo con los lineamientos establecidos y en cumplimiento con los reglamentos y disposiciones contractuales.

14. VICIOS OCULTOS: Refiérase al régimen de vicios ocultos establecido en el Código Civil dominicano.



TÍTULO II.
CONSIDERACIONES GENERALES

CAPÍTULO I

DEBERES DE LA SUPERVISIÓN

ARTÍCULO 8. FUNCIONES GENERALES DEL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN. Durante la ejecución de una obra, ya sea de construcción, reparación, modificación o ampliación, el director de supervisión se encargará, como mínimo de:

a) Supervisar las obras acordadas entre el propietario y el contratista, mediante contrato, en cumplimiento de las disposiciones reglamentarias.

b) Control constante del trabajo que realiza el director responsable de obra, incluyendo los de los subcontratistas y suministradores de materiales y equipos, si existiesen.

c) Estudiar e interpretar los planos y las especificaciones.

d) Coordinar las labores.

e) Comprobar y cumplir el programa de seguridad y salud en el trabajo vigente, aprobado por el Ministerio de Trabajo.

f) Redactar informes.

g) Nombrar ayudantes y supervisores técnicos en las diferentes especialidades básicas reglamentarias, así como en el control de ejecución y programación de la obra, geotecnia, control de calidad, agrimensura, entre otros.

h) Fiscalizar y asegurar el control de calidad.

i) Elaborar reportes de cubicaciones para fines de pago.

j) Controlar el tiempo (programación).

k) Elaborar, revisar y aprobar los planos "As Built".

l) Verificar el cumplimiento de requisitos para prevención de accidentes establecidos en los artículos 61 al 64 del presente reglamento.

m) Verificar el cumplimiento ambiental cuando sea requerido por el proyecto, de acuerdo a la Ley núm. 64-00, del 18 de agosto de 2000, que crea el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

ARTÍCULO 9. En caso de obras privadas, el director de supervisión exigirá al director responsable de la obra que mantenga al día los controles de la inspección oficial establecidas por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) en sus reglamentos vigentes. Además, tomará en cuenta las normas y los reglamentos emitidos por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos

Naturales y de otras instituciones reguladoras. En caso de obras del Estado, el director de supervisión tratará todos los asuntos relacionados con la ejecución de los trabajos con el propietario o la unidad ejecutora, garantizando que se mantengan al día los controles de la inspección oficial. Todas las órdenes e instrucciones al director responsable de la obra deberán ser dadas a través del director de supervisión.

ARTÍCULO 10. RESPETO A LAS DISPOSICIONES EXISTENTES EN OTROS REGLAMENTOS. El director de supervisión cuidará que se cumplan todos los requisitos y las disposiciones establecidas en los reglamentos vigentes del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) u otros organismos relacionados para:

a) Obras viales: Alineaciones, topografía, movimientos de tierra, pendientes, colocación de material de relleno, compactación, capa de rodadura, drenajes, estructuras, obras complementarias, entre otros.

b) Obras de edificaciones: Estructura, ventilación, instalaciones hidráulicas y sanitarias, acústica, iluminación, instalaciones eléctricas y mecánicas, medios de salida, impacto ambiental, protección contra incendios, efectos del viento, deslizamiento, inundaciones y otros efectos causados por eventos de la naturaleza.

ARTÍCULO 11. ESTUDIOS E INTERPRETACIÓN DE PLANOS Y ESPECIFICACIONES EN OBRAS DE EDIFICACIONES. Antes de iniciar el proceso constructivo de obras de edificaciones, el director de supervisión deberá visitar el lugar o emplazamiento y estudiar minuciosamente todos los detalles y los requisitos indicados en los planos y las especificaciones para comprobar que están correctos y cumplen con los reglamentos vigentes, mediante la revisión de, al menos, los aspectos siguientes:

a) Estudios geotécnicos.
b) Memoria de cálculo de las estructuras.

c) Sistemas contra incendios.
d) Estudio de drenaje superficial.
e) Sistema de suministro de agua potable.
f) Estudio de disposición y tratamiento de aguas servidas.
g) Estudio y diseño del sistema eléctrico y mecánico.
h) Sistema de suministro de gas GLP.
i) Evaluación ambiental (si fuese requerida).
j) Cronograma de trabajo.
k) Programa de seguridad y salud en el trabajo.

PÁRRAFO I. En caso de que no exista uno de estos estudios, el director de supervisión deberá exigirlo antes del inicio de la obra o antes del inicio de cualquier proceso que requiera del estudio correspondiente.

PÁRRAFO II. El estudio geotécnico, las especificaciones, tanto generales como especiales o particulares del proyecto, y los planos aprobados por el ayuntamiento correspondiente y por las Oficinas de Tramitación de Planos de la Dirección General de Edificaciones del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), constituyen la principal y única base interpretativa que determina que la obra sea realizada de conformidad con los requisitos establecidos en el contrato.

ARTÍCULO 12. El supervisor verificará que los planos del proyecto contengan todas las indicaciones mínimas necesarias para realizar las obras de manera adecuada, en al menos los aspectos siguientes:

a) Grado de definición de los planos (completo o incompleto).
b) Concordancia con los planos arquitectónicos y demás planos técnicos.
c) Definición, en los planos arquitectónicos, del grado de desempeño de los elementos no estructurales, tales como tipos de fijación según la carga, dimensiones y peso.
d) Definición o verificación de dimensiones, cotas y niveles.
e) Consistencia entre las dimensiones, cotas y niveles.

f) Consistencia entre las diferentes plantas, alzados, cortes, detalles y esquemas.

g) Adecuada descripción de las calidades de los materiales.

h) Instrucciones sobre especificaciones técnicas especiales o complementarias del proyecto (encofrados, control de la colocación del hormigón, proceso para desencofrado, colocación del hormigón, aditivos, tesado de los cables en hormigón pretensado, terminaciones, entre otros).

i) En general, la existencia de todas las indicaciones necesarias para poder realizar la construcción de una forma adecuada con los planos del proyecto.

ARTÍCULO 13. ESTUDIO E INTERPRETACIÓN DE PLANOS Y ESPECIFICACIONES EN OBRAS VIALES. El director de supervisión de obras viales deberá estudiar minuciosamente todos los detalles y requisitos indicados en los planos y en las especificaciones al inicio del proceso constructivo, y vigilar el cumplimiento de los reglamentos del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), así como las normas de los materiales, a fin de verificar que la obra se realizará de acuerdo a sus indicaciones, al menos en los aspectos que se describen a continuación:

a) Estudios geotécnicos.
b) Material de relleno extraído de bancos de préstamo.
c) Estudios hidrológicos.
d) Estudios hidráulicos.
e) Estudio de tráfico.
f) Evaluación ambiental.
g) Diseño de la estructura del pavimento.
h) Memoria de cálculo de las estructuras.
i) Cronograma de trabajo.

PÁRRAFO. En caso de que no exista uno de estos estudios, el director de supervisión deberá exigirlo antes del inicio de la obra.

ARTÍCULO 14. Cuando exista alguna divergencia entre el resultado de los estudios indicados en el Artículo 11 o en el Artículo 13 de este reglamento y los obtenidos en el proceso constructivo, el director de supervisión deberá notificarlo al director responsable de la obra e indicarle las medidas pertinentes a adoptar, para que sean corregidos los defectos y el proyecto no sufra retrasos por esta causa.

ARTÍCULO 15. AUTORIZACIÓN PARA REALIZAR CAMBIOS EN PLANOS Y ESPECIFICACIONES. Después que los planos han sido aprobados por los organismos competentes del Estado, con enmiendas o no, y elaboradas las especificaciones, el director de supervisión no podrá, bajo ninguna circunstancia, hacer cambios o modificaciones sin la previa autorización del propietario y los organismos que dieron constancia de aprobación, previa justificación técnica.

ARTÍCULO 16. COORDINACIÓN DE LABORES. El director de supervisión deberá dar seguimiento al cronograma de trabajo de la obra y realizar informes periódicos que establezcan el avance del proyecto y su ejecución de acuerdo a los reglamentos y leyes vigentes, dejando constancia escrita y fotográfica de todas las actividades que ocurran en la obra, donde se presente, al menos, lo siguiente:

a) Problemas que se hayan presentado en la obra durante ese período, con sus respectivas soluciones.

b) Progreso de la obra, con la indicación del porcentaje de avance de cada una de las partidas consideradas en el plan de trabajo. Se deberá anexar un "gráfico del progreso de la obra" que compare el avance real de los trabajos con el estimado.

c) Trabajos adicionales no considerados en el presupuesto original, con su justificación correspondiente. Dichos trabajos deberán ser autorizados por escrito por el mismo propietario antes de ser realizados.

d) Acuerdos verbales con el director responsable de la obra.

e) Consideraciones generales acerca de los materiales, la actuación del contratista y el personal bajo su responsabilidad o cualquier otra información que estime de interés.

ARTÍCULO 17. DIARIO GENERAL (BITÁCORA). El director de supervisión deberá llevar un diario general de la obra que contendrá un resumen de todos los asuntos de interés que ocurran en la obra, tales como consultas de importancia, observaciones, comentarios y discusiones y acuerdos verbales, donde se hará constar la fecha, el lugar, las personas presentes, los materiales o cualquier otra información que pueda ayudar en el futuro a aclarar cualquier diferencia con el director responsable de la obra.

PÁRRAFO I. Las anotaciones que se harán en el diario general se deberán hacer en tinta y se redactarán como máximo al día siguiente de la jornada descrita.

PÁRRAFO II. La bitácora será un complemento a las minutas de reuniones firmadas entre el director de supervisión y el director o encargado de la obra y será guardada por el director de supervisión en la oficina a su cargo en el lugar de la obra.

ARTÍCULO 18. INFORME SOBRE NO CONFORMIDAD. Cuando el director de supervisión descubra cualquier detalle que contravenga lo dispuesto en los planos o en las especificaciones deberá informar inmediatamente al director responsable de la obra, ya sea por escrito o verbalmente, para que se tomen las medidas de lugar. Si el defecto no ha sido corregido dentro de un plazo razonable, el director de supervisión dará cuenta de la falta y exigirá que se ajuste a las reglas establecidas, informará del asunto por escrito al contratista y enviará una copia al propietario para mantenerlo informado. Deberá mantener una copia adicional en su archivo personal para dar seguimiento al problema.

PÁRRAFO I. En caso de que el director responsable de la obra se niegue a co-

rregir el defecto, el director de supervisión solicitará una inspección al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) para tomar las decisiones correspondientes.

ARTÍCULO 19. NOMBRAMIENTO DE SUPERVISORES TÉCNICOS. El director de supervisión designará el personal técnico que considere necesario para el cumplimiento de sus funciones y deberá notificar al director responsable de la obra o al contratista los nombres, obligaciones y alcance de las facultades de dicho personal para realizar las labores de supervisión, de acuerdo a los estrictos controles necesarios para garantizar la calidad de la obra, según lo indicado en los planos, las especificaciones y los reglamentos. El personal tendrá las labores de vigilancia y actuará impartiendo las instrucciones de lugar para el cumplimiento de sus obligaciones, que se realizarán a través del director de supervisión, según acuerdo. Sus actuaciones no eximirán al contratista de cumplir con sus obligaciones relacionadas con la correcta ejecución de las distintas obras.

ARTÍCULO 20. CONTROL DE CALIDAD EN LAS OBRAS. El director de supervisión deberá velar para que durante la ejecución de la obra se cumplan los requisitos establecidos en los planos debidamente aprobados y las especificaciones del proyecto, mediante un seguimiento continuo de los procedimientos técnicos y la comprobación de la calidad de los materiales utilizados, a través de un plan de calidad de las obras, el cual se

deberá regir por las disposiciones de las especificaciones generales vigentes. Si alguna partida no estuviera regulada en las especificaciones generales, deberá incluirse su descripción y los controles de calidad necesarios, con el mismo nivel de detalles, para obtener un resultado óptimo.

ARTÍCULO 21. CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS DE EDIFICACIONES. Se preparará un Plan de Calidad de la Construcción, que indicará los controles mínimos a tener en cuenta para cada una de las partidas de trabajo del proyecto, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Especificaciones Generales

para la Construcción de Edificaciones vigente y los demás reglamentos aplicables, tomándose en cuenta todas las tareas pertinentes que corresponden tanto al director responsable de la obra como al supervisor en las diferentes fases del proceso de construcción y de supervisión (ejecución, tipo de inspección, tipo y frecuencia de las pruebas y ensayos de materiales, terminación y otros). Este Plan de Calidad de la Construcción será responsabilidad del director de obra o de un ingeniero especializado en la materia, designado por el director de obra.

ARTÍCULO 22. La lista de chequeo de los puntos de verificación que debe tener en cuenta el director de supervisión se confeccionará de acuerdo a las partidas y las subpartidas incluidas en el presupuesto, la cual deberá contener los siguientes tópicos, sin que dicha lista sea limitativa:

a) Planos y especificaciones para la construcción debidamente aprobados.
b) Datos topográficos (localización, ubicación y acondicionamiento del terreno, observancia del plano de mensura catastral, entre otros).
c) Replanteo.
d) Recomendaciones de geotecnia para rellenos y fundaciones.
e) Excavaciones.
f) Relleno compactado.
g) Selección y aprobación de agregados.
h) Resistencia mínima de bloques de mampostería y de las mezclas de mortero.
i) Diseño de los hormigones.
j) Resistencia de los hormigones (mediante toma de muestras para probetas).
k) Consolidación del hormigón, asegurando una adecuada vibración del hormigón.
l) Calidad de los materiales en general.
m) Sistema Estructural: losas, vigas, columnas, refuerzos, juntas, anclajes y apoyos.

n) Líneas y niveles de los miembros estructurales y arquitectónicos dentro de las tolerancias especificadas.

o) Instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas, aparatos y equipos en general.

p) Requisitos de terminación, acabados, jardinerías, vías de acceso, paseos y limpieza.

PÁRRAFO. Cuando el proyecto de construcción de edificaciones contenga alguna partida cuyas especificaciones correspondan al área vial, se aplicarán los criterios establecidos en el Reglamento de las Especificaciones Generales de Carreteras vigente.

ARTÍCULO 23. CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS VIALES. Se preparará un Plan de Calidad de la Construcción que debe indicar los controles mínimos a tener en cuenta para cada una de las partidas de trabajo del proyecto, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras vigente y demás reglamentos aplicables, tomándose en cuenta todas las tareas pertinentes que corresponden tanto al director responsable de la obra como al supervisor, en las diferentes fases del proceso de construcción y de supervisión (ejecución, tipo de inspección, tipo y frecuencia de las pruebas y ensayos de materiales, terminación, entre otras fases).

ARTÍCULO 24. El Plan de Calidad deberá contener el Plan de Muestreo y los ensayos a realizar para las partidas que lo requieran, entre las que se considerarán, al menos, las siguientes:

a) Material de relleno.
b) Material de sub-base.
c) Base granular.
d) Base estabilizada con cal.
e) Carpeta de hormigón asfáltico.
f) Losas de hormigón hidráulico.

ARTÍCULO 25. Para cada una de las partidas que requieren muestras se especificará, al menos, lo siguiente:

a) Tipo de material a ensayar y cantidad de muestras.
b) Nombre del ensayo y documento de referencia (AASHTO, ASTM).
c) Frecuencia mínima requerida.
d) Muestreo, método de ensayo y tiempo.
e) Especificación típica.
f) Observaciones.

ARTÍCULO 26. REPORTES DE PAGO (CUBICACIONES). El director de supervisión se encargará de evaluar periódicamente el avance de la obra mediante mediciones directas en el campo de las partidas realizadas, con fines de elaborar los reportes de pago. El período de tiempo entre una cubicación y otra será determinado conjuntamente por el propietario y el contratista, tomándose en cuenta la magnitud de la obra y el avance de los trabajos, entre otros aspectos. En la generalidad de los casos se asume un período de un (1) mes.

ARTÍCULO 27. Cuando se requiera medir alguna parte o partes de las obras, el director de supervisión deberá pasar aviso al director responsable de la obra, quien inmediatamente se deberá presentar o designar un agente capacitado para realizar dicha medición conjuntamente con el director de supervisión, debiéndose proporcionar todos los datos que uno u otro requieran. Si el director responsable de la obra o el contratista no asiste, olvida u omite enviar a su representante, la medición hecha por el director de supervisión o aprobada por él se deberá considerar como la medición exacta de la obra para fines de pago.

ARTÍCULO 28. En el caso de obras viales o aquellas que involucren movimiento de tierra, se deberán realizar, previo a cualquier tipo de excavación inicial, secciones transversales a lo largo de la vía, con un ancho suficiente para que se abarque el futuro corte. Estas secciones deberán ser realizadas en conjunto. En caso de que el director de supervisión las ejecute sin la presencia del director

responsable de la obra, el contratista o sus representantes, por los motivos indicados en el Artículo 27, la medición del director de supervisión se considera como la medición correcta.

ARTÍCULO 29. COSTOS DIRECTOS. El director de supervisión determinará las cantidades de obras realizadas en base a mediciones, tomándose en cuenta que estén dentro de las tolerancias especificadas en el campo. El total del trabajo realizado en cada partida a la fecha de la cubicación, multiplicado por los precios unitarios establecidos en el contrato, dará por resultado el valor correspondiente a los costos directos.

ARTÍCULO 30. COSTOS INDIRECTOS. Los costos indirectos incluirán los renglones de: Beneficios del contratista, los gastos por seguros y fianzas, transporte y gastos administrativos, los cuales serán fijados tomando en cuenta el tipo de obra, su localización y su magnitud, y, además, serán determinados como un porcentaje del costo directo, fijados según se acuerde en el presupuesto o podrán ser incluidos en el precio unitario de cada partida.

ARTÍCULO 31. ADICIONALES. Todos aquellos trabajos no considerados en el presupuesto base o generados por partidas que no fueron visualizadas por un cambio en el diseño original o por imprevistos surgidos en la obra durante el proceso constructivo, serán considerados como adicionales al presupuesto y se autorizarán por las causas siguientes:

a) Por aumento en los precios.
b) Por aumento en los volúmenes.
c) Por nuevas partidas agregadas al presupuesto base.

ARTÍCULO 32. Los trabajos adicionales, antes de que se realicen en la obra y se incluyan en las cubicaciones, deberán ser reconocidos y autorizados por escrito por el propietario o de acuerdo al procedimiento establecido en el contrato. Los precios se ajustarán tomando en cuenta las fluctuaciones del costo de los insumos, tanto en alza como en baja, únicamente si así se dispusiera en el contrato.

ARTÍCULO 33. VALOR A PAGAR EN LA CUBICACIÓN. En el valor a considerar en cada cubicación se deberá tener en cuenta la suma de los costos directos e indirectos de la obra que se hayan generado en el período considerado, incluyendo los costos adicionales aprobados y ejecutados, menos la amortización del avance inicial y la retención para garantía de buena ejecución, salvo que el contrato establezca otra cosa.

ARTÍCULO 34. CONTROL DEL TIEMPO-PROGRAMACIÓN. El progreso del trabajo deberá ser planeado y controlado por un programa de construcción en la forma de gráfico de barras para esos propósitos, que podrían ser mediante Diagrama de Gantt y de ruta crítica (CPM) u otro. Dicho proceso también incluirá una revisión de fechas y/o cantidades y/o costos, según sea necesario y a juicio del director de supervisión, para un eficiente control de la obra. Asimismo, el contratista deberá presentar su "flujo de caja" o valoración mensual estimada del trabajo conjuntamente con el programa de construcción, si fuese exigido en su contrato.

ARTÍCULO 35. CRONOGRAMA DE TRABAJO. El contratista deberá presentar su cronograma detallado de trabajo luego de la firma de su contrato, el cual contendrá, al menos, la siguiente información, sin que dicha lista sea limitativa:

a) Fechas claves (a ser indicadas por el director de supervisión).
b) Interdependencia de las actividades.
c) Fechas de inicio y terminación de cada actividad.
d) Adelanto o retraso de cada actividad con relación a otra.
e) Volumen de trabajo, equipo y personal previsto.
f) Rendimiento de cada actividad.
g) Método de ejecución.
h) Fechas de entrega de equipos y materiales para la obra.
i) Aceptación provisional.
j) Fecha de terminación.
k) Flujo de caja (valoración mensual estimada del trabajo).

ARTÍCULO 36. ANÁLISIS DE PROGRESO. Periódicamente, el director de supervisión hará un análisis de progreso según establezcan las partes en el contrato, el cual deberá contener, al menos, los siguientes estados:

a) De programación (si hay atrasos o adelantos).
b) Del presupuesto (si está por encima o por debajo del flujo de caja original).
c) De los pagos (si existen deudas o no).

ARTÍCULO 37. PLANOS DE LA OBRA CONSTRUIDA (PLANOS "AS BUILT"). El director de supervisión deberá llevar un registro de los planos actualizados "as built" (como fue construido) de todas las estructuras y obras construidas. Estos planos deberán mostrar todos los cambios o revisiones hechas al plano original y sus especificaciones, incluyendo la localización exacta de las instalaciones y los miembros estructurales, sus dimensiones y demás aspectos relacionados al trabajo realizado. Dichos planos deberán ser sometidos a aprobación por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) y las demás instituciones competentes, y una vez aprobados, deberán ser entregados al propietario.

ARTÍCULO 38. SUSPENSIÓN DE LAS OBRAS. El director de supervisión podrá suspender la ejecución total o parcial de una obra en los casos en que el director responsable de la obra no cumpla con algún señalamiento que vaya en detrimento de la calidad de la obra o del desempeño ambiental, previa notificación por escrito al propietario, en el caso de obras privadas, o a la institución que representa, en caso de obras del Estado, amparado en la Ley núm. 687, del 27 de julio de 1982, que crea un sistema de reglamentación para la preparación y la ejecución de proyectos y obras relativas a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines.

PÁRRAFO: La suspensión de una obra podrá ser levantada luego que cesen las causas que la motivaron, previa autorización escrita del director de supervisión.

Si el director responsable de la obra no obtempera a lo solicitado por el director de supervisión, solicitará al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) una inspección especial para obtener un veredicto del Departamento de Inspección, si la obra es privada, o del Departamento de Supervisión de Obras, si la obra es del Estado.

ARTÍCULO 39. PROCEDIMIENTOS ESPECIALES EN CASO DE OBRAS DEL ESTADO-TOMA DE POSESIÓN. Antes de iniciar el proceso constructivo de las obras se deberá formar una comisión compuesta por el representante del organismo ejecutor, el supervisor y el contratista, la cual se deberá encargar de presentar el proyecto a las autoridades de la localidad donde será realizada la obra.

CAPÍTULO II

DEBERES DEL CONTRATISTA

ARTÍCULO 40. OBLIGACIONES GENERALES DEL CONTRATISTA. El contratista será responsable de la realización total de la obra, de acuerdo a los términos del contrato, según las indicaciones de los planos y las especificaciones, así como de las disposiciones ambientales pertinentes.

ARTÍCULO 41. El contratista se podrá encargar personalmente de la dirección de la obra solo si es un profesional de la ingeniería o la arquitectura debidamente calificado para ejercer sus funciones en concordancia con el tipo de obra a ejecutar o, en su defecto, nombrará un director responsable de la obra, cuando sea requerido; en cuyo caso deberá informarlo por escrito al propietario, en caso de que sea una obra privada, o a la institución estatal que corresponda, en el caso de obras del Estado.

ARTÍCULO 42. Será obligación del contratista cumplir con todos los términos establecidos en el contrato con el debido cuidado y diligencia, así como corregir cualquier defecto de la obra, de acuerdo con las estipulaciones del contrato.

ARTÍCULO 43. El contratista asumirá la responsabilidad en cuanto a la idoneidad, estabilidad y seguridad de todas las operaciones y los métodos de construcción desarrollados en la obra. Asimismo, el contratista deberá aplicar todos los procedimientos necesarios para garantizar la seguridad de sus trabajadores y de todo el personal en la obra, en cumplimiento de las disposiciones del Código de Trabajo y sus reglamentos.

ARTÍCULO 44. MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO. El contratista deberá proporcionar un Manual de Operación y Mantenimiento en los casos en que, por la complejidad del trabajo o de los equipos instalados, se requiera seguir instrucciones especiales para su uso y mantenimiento, como es el caso de:

a) Sistemas de ventilación y aire acondicionado, equipos de bombeo, ascensores, sistemas eléctricos y otros, para obras de edificaciones.

b) Sistemas hidráulicos con equipos de bombeo, u otros, y sistemas de ventilación y eléctricos para obras viales.

c) Otros manuales, a sugerencia del director de supervisión o propietario, de acuerdo a la complejidad de la obra o de la instalación del equipo.

ARTÍCULO 45. PLANOS "AS BUILT". Para las construcciones estatales el contratista debe entregar la documentación actualizada a la institución contratante para el pago de su cubicación final, un juego de planos As Built (como fue construido) de la obra objeto del contrato, donde consten todos los cambios o modificaciones a los planos entregados al principio de la obra y como parte del contrato, así como un informe de validación de la supervisión inmediata que avale como vistos y buenos los planos As Built entregados.

ARTÍCULO 46. Los supervisores de obras del Estado deben asegurarse previamente de que todos los proyectos que hayan sido sometidos al proceso de revisión en la Oficina de Tramitación de Planos o cuyos planos hayan sido diseñados por los departamentos correspondientes del Ministerio de Obras Públicas

y Comunicaciones (MOPC) se realicen de acuerdo a los mismos y no podrán, en ningún caso, emitir opiniones y/o validar procesos sin el aval de su superior inmediato en el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC).

ARTÍCULO 47. El inspector deberá asegurarse que los cambios que se hayan generado en la obra, especialmente en las estructuras e instalaciones o respecto de cualquier otro aspecto que varíe el diseño de que se trate, hayan sido aprobados previamente por las oficinas de tramitación de planos o los departamentos de diseño y cálculo de estructuras de la Dirección General de Edificaciones (DGE) del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), y en caso contrario, notificará esta irregularidad al director responsable de la obra, a fin de que proceda a someter los cambios a la oficina correspondiente vía la Dirección General de Edificaciones (DGE) para proseguir con sus supervisiones y pago de cubicaciones futuras.

CAPÍTULO III

RELACIONES ENTRE EL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN Y EL DIRECTOR RESPONSABLE DE LA OBRA

ARTÍCULO 48. PROGRAMACIÓN Y COORDINACIÓN DE LABORES. Al inicio de la obra se deberá realizar una reunión entre el director de supervisión y el director responsable de la obra con el fin de coordinar los procedimientos constructivos y los métodos de supervisión que se emplearán.

ARTÍCULO 49. El director responsable de la obra deberá entregar un programa de trabajo que incluya una estimación del progreso de la obra, en base a una lista detallada de las

diferentes labores que intervendrán en la misma. Dicha lista se deberá actualizar periódicamente, conforme lo establezca el contrato, indicando los avances reales de cada actividad. Este programa se podrá presentar mediante un gráfico de barras.

ARTÍCULO 50. El director de supervisión deberá dar seguimiento a este plan de trabajo para comparar el progreso real de la obra con el propuesto e incluir esta información en el informe general que enviará periódicamente al propietario, de acuerdo a las indicaciones establecidas en los artículos 34 al 36 de este reglamento.

ARTÍCULO 51. ESTUDIO E INTERPRETACIÓN DE PLANOS Y ESPECIFICACIONES. El director responsable de la obra deberá estudiar minuciosamente todos los detalles y requisitos indicados en los planos y las especificaciones al inicio del proceso de construcción, para realizar la obra de acuerdo a las indicaciones de estos. Deberá informarle al supervisor sobre cualquier discrepancia o información no definida que encuentre antes de tomar cualquier decisión, para que se realicen las aclaraciones y correcciones de lugar.

ARTÍCULO 52. PRESENTACIÓN Y APROBACIÓN DE MATERIALES. Todos los materiales, instalaciones y mano de obra utilizados en la obra serán del tipo descrito en el contrato y el director de supervisión tendrá a su cargo su aprobación o rechazo, de acuerdo a las indicaciones de los planos y las especificaciones. Serán sometidos a los ensayos indicados en las normas y especificaciones técnicas nacionales vigentes que les sean aplicables, o las internacionales, en caso de no existir las nacionales, y se efectuarán en los lugares que el director de supervisión oportunamente disponga o según lo indicado en el contrato.

ARTÍCULO 53. El contratista proporcionará los insumos que se requieran (mano de obra, electricidad, combustibles, almacenes, aparatos u otros instrumentos) para examinar, medir y ensayar cualquier material o instalaciones. Proporcionará todas las muestras de los materiales antes de su incorporación a las obras y también proporcionará muestras de los materiales que seleccione el director de supervisión para que sean sometidos a los ensayos que él determine.

ARTÍCULO 54. El director de supervisión deberá tomar las muestras de los diferentes materiales que intervengan en la obra (material de relleno, suelo, agregados, bloques, hormigón, acero u otros) para su posterior análisis y pruebas de laboratorio con la finalidad de determinar si estos cumplen con las normas de control de calidad establecidas por las especificaciones técnicas nacionales vigentes y/o según lo dispuesto en el contrato. Deberá dar cuenta por escrito del resultado de su evaluación al director responsable de la obra a la mayor brevedad posible. Dichas pruebas serán financiadas por el propietario.

ARTÍCULO 55. MUESTRA DE MATERIALES NO ESPECIFICADOS. Cuando el contratista se vea precisado a suministrar materiales no especificados, para fines de ser aprobados, amparado en alguna cláusula de "algo similar" contenida en el contrato, el director de supervisión deberá hacer una evaluación completa, imparcial, precisa y objetiva del mismo, a fin de cerciorarse de que dicho material o artículo se ajusta a las normas

reconocidas del ramo en cuanto a la calidad, aspecto y funcionamiento, debiendo el contratista cubrir los costos de los ensayos adicionales. Asimismo, el director de supervisión deberá dar cuenta de su aprobación o rechazo por escrito al director responsable de la obra, a la mayor brevedad posible, para lo cual se ajustará a los criterios siguientes:

a) La muestra propuesta deberá estar de acuerdo con los propósitos de su uso en la obra.

b) El contratista debe presentar esta solicitud en tiempo prudente.

c) La utilidad funcional deberá ser igual o superior a la de las especificaciones de los materiales originales.

d) Cuando el aspecto mismo sea importante para el producto final, el de la muestra deberá ser similar o superior al de los indicados en las especificaciones.

e) El costo de cuidado y mantenimiento deberá ser igual o menor que el del material especificado.

f) Se evitará que el contratista se valga de la cláusula "algo similar" para emplear materiales de inferior calidad, por lo que no se aceptará ningún producto o artículo que no cumpla con los requisitos de calidad, duración y mantenimiento establecidos en las especificaciones.

g) Cuando el material sometido según la cláusula "algo similar" cumpla con los requisitos establecidos en las especificaciones y el protocolo, el director de supervisión solicitará la aprobación del propietario.

ARTÍCULO 56. MATERIALES NO APROBADOS. El director de supervisión rechazará los materiales que no cumplan con lo estipulado en los planos y en las especificaciones, y no firmará ningún certificado de aprobación hasta que se satisfagan las condiciones establecidas. De igual forma, podrá rechazar cualquier material cuya muestra haya aprobado previamente, pero que al hacerse entrega del mismo en la obra se descubra que no satisface los requisitos de las especificaciones o no es igual a la muestra aprobada.

ARTÍCULO 57. LABORATORIO HOMOLOGADO. El director de supervisión podrá disponer de un laboratorio homologado para la inspección de los materiales y para la ejecución de los ensayos correspondientes. El director de supervisión notificará al director responsable de la obra la disposición y la contratación de este laboratorio con no menos de catorce (14) días de antelación, previa aprobación del propietario.

ARTÍCULO 58. LOCAL PARA LABORES DE SUPERVISIÓN. El diseño de la oficina del director de supervisión y su laboratorio se regirán por las disposiciones establecidas en las especificaciones generales para la construcción de edificaciones y en las especificaciones generales vigentes para la construcción de carreteras, según sea el caso.

ARTÍCULO 59. La oficina del director de supervisión podrá ser diseñada de acuerdo con las disposiciones de la institución pública contratante, o de común acuerdo entre el propietario y el director de supervisión, para cumplir con los propósitos de la supervisión, siempre que estén conformes con los requisitos mínimos establecidos en el Artículo 58.

ARTÍCULO 60. RÓTULO DE IDENTIFICACIÓN DE LA OBRA. El director responsable de la obra será responsable del suministro y la colocación de al menos un rótulo de identificación obligatorio, o varios si la autoridad competente lo considera pertinente. El costo de dichos rótulos estará incluido en el presupuesto y las dimensiones mínimas serán de 1.20 m x 2.40 m (4 pies x 8 pies). Los detalles estarán indicados según los siguientes elementos indispensables para la identificación:

a) Nombre y descripción general del proyecto.
b) Número de licencia de construcción emitido por la Oficina Central de Tramitación de Planos (OCTP) del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC).
c) Número de permiso medioambiental emitido por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
d) Nombre del ingeniero director responsable de la obra y/o compañía responsable de la obra.
e) Número del Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA) del director responsable de la obra.
f) Dirección de la obra (ubicación).

ARTÍCULO 61. MEDIDAS DE SEGURIDAD. Es responsabilidad del director de supervisión asegurarse de que el director responsable de la obra tome todas las medidas de seguridad e higiene necesarias durante el proceso de construcción, cumpliendo con las normas y los reglamentos establecidos por el Ministerio de Trabajo, y en el programa de seguridad y salud de la obra aprobado para estos fines con el propósito de evitar accidentes en la obra.

ARTÍCULO 62. En el caso de obras de edificaciones, el director responsable de la obra deberá colocar lonas para controlar el polvo u otras sustancias menores, así como una protección segura alrededor del área del proyecto. Cuando la edificación prevea construcciones soterradas o excavaciones profundas, esta protección deberá resistir golpes por impacto para reducir el peligro en caso de accidentes, de acuerdo a lo estipulado en las especificaciones generales de construcción y demás normas y reglamentos aplicables. De igual forma, el director responsable de la obra deberá verificar que las dimensiones y ubicación de los puntales y sus pies de amigos, a utilizarse en todo el proyecto, cumplan con las disposiciones de los planos de los encofrados aprobados por la oficina de tramitación correspondiente.

ARTÍCULO 63. En el caso de obras viales, el director responsable de la obra deberá aplicar un plan eficiente y bien detallado para el mantenimiento y el control de tránsito, mediante un sistema de señalización de seguridad y protección en las zonas de trabajo, incluyendo los equipos, materiales y mano de obra, tales como peones señaleros. En obras

de cierta complejidad o con tráfico difícil de manejar se deberán colocar varios agentes policiales de control del tráfico en coordinación con la autoridad de transporte correspondiente. El director de supervisión o supervisor deberá revisar y aprobar un instructivo de mantenimiento del tránsito, con sus planos y detalles correspondientes, que deberá entregar el director responsable de la obra. Todos estos planos y señalética de los desvíos, así como los cambios a realizar, deberán estar previamente aprobados por escrito por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) y sus departamentos correspondientes. De igual manera, los planos con todas las especificaciones y detalles aprobados por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) deberán estar debidamente sellados por los departamentos de estudio vial y tránsito terrestre.

ARTÍCULO 64. El director responsable de la obra deberá dotar al personal bajo su responsabilidad de los accesorios de protección contra accidentes, de acuerdo al tipo de trabajo que deberá desempeñar, aunque no esté contemplado en las especificaciones o en el contrato, y deberá disponer, además, de un botiquín en el lugar de la obra. Estos accesorios comprenderán cascos protectores, lentes de protección de los ojos, mascarillas, guantes, correas de seguridad, sogas, andamios o cualquier otro equipo o método que pueda servir para evitar o disminuir la posibilidad de accidentes en la obra.

ARTÍCULO 65. TRABAJOS ADICIONALES. El director responsable de la obra deberá someter por escrito al propietario y al supervisor, los trabajos adicionales que surjan durante el proceso constructivo para su estudio y aprobación. Este director deberá entregar el presupuesto de estos trabajos adicionales en forma detallada, con todas las partidas que intervienen y su respectivo análisis de costo. Dicho presupuesto deberá ser estudiado por el director de supervisión o supervisor para certificar que las partidas presentadas, sus cantidades y precios unitarios estén de acuerdo con la realidad. El director de supervisión o supervisor entregará sus recomendaciones al propietario, previa discusión y análisis con el director responsable de la obra.

ARTÍCULO 66. LIBERTAD DEL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN O SUPERVISOR PARA OBJETAR. El director de supervisión o supervisor tendrá la libertad de requerir al director responsable de la obra el retiro inmediato de las obras a cualquier persona a cargo del director responsable de la obra que, a juicio del director de supervisión, observe una mala conducta, sea incompetente o negligente en el correcto desempeño de las tareas que le hayan sido asignadas. En caso de ser autorizada de nuevo su presencia en la obra, deberá ser con el consentimiento del director de supervisión. Cualquier persona que por esta razón haya sido retirada de las obras deberá ser reemplazada lo antes posible.

ARTÍCULO 67. LIMPIEZA CONTINUA Y FINAL. Es responsabilidad del director responsable de la obra mantener el orden y la limpieza en la obra durante el proceso de construcción. Para estos fines, deberá tener asignado un personal y equipos de limpieza.

ARTÍCULO 68. La entrega de las obras podrá ser realizada en forma total o parcial, para lo cual se emitirá un certificado de recepción. El contratista procederá a retirar de la obra, o de la parte de la misma a la que se refiera dicho certificado, las maquinarias, materiales sobrantes, escombros y obras provisionales de todo tipo y dejará despejada dicha obra o la

parte de la obra indicada en adecuadas condiciones de trabajo a juicio del director de supervisión. No obstante, el contratista tendrá derecho a mantener en el sitio los materiales, maquinarias y obras provisionales que sean necesarios para el cumplimiento de sus obligaciones durante el período de garantía.

PÁRRAFO. Los materiales sobrantes, como cerámicas, pisos u otros, serán entregados al propietario para posible reposición futura. De igual forma, le serán suministradas todas las especificaciones de los materiales usados en la construcción, con información sobre tipos, color y marcas de los mismos.



TÍTULO III.
MANO DE OBRA

ARTÍCULO 69. ASPECTOS GENERALES. El contratista podrá delegar en el director responsable de la obra la contratación del personal, local o foráneo que trabajará en la obra, así como de su retribución, cumpliendo con las leyes y reglamentos que regulan esta contratación. El director de supervisión o supervisor exigirá al contratista o al director responsable de la obra que el personal contratado por éste tenga la calificación adecuada a sus funciones y que se realice la obra de acuerdo a los requerimientos de alineación, verticalidad y perfeccionamiento, garantizando una buena calidad dentro de las tolerancias permitidas en las especificaciones de construcción. El director de supervisión deberá llamar la atención sobre cualquier trabajador cuya mano de obra sea deficiente y se lo hará saber al director responsable de la obra para que se tomen los correctivos de lugar.

ARTÍCULO 70. El contratista o el director responsable de la obra, a requerimiento del director de supervisión, le entregará un informe detallado en la forma y con la frecuencia que establezca el director de supervisión, sobre el

personal y el número de trabajadores de cada categoría que tenga empleados en ese momento en la obra, así como la información que éste pudiese requerir, relativa a los equipos del contratista.

ARTÍCULO 71. REQUISITOS DE LA MANO DE OBRA. Los obreros contratados para la ejecución de las obras deberán tener la preparación y experiencia necesarias para realizar la labor en el área que le corresponde y con la calidad requerida. El director de supervisión o supervisor podrá solicitar al director responsable de la obra el reemplazo de cualquier personal en la obra que no cumpla con esta condición.

ARTÍCULO 72. NORMAS DE CONTRATACIÓN MANO DE OBRA. El contratistadeberá cumplir en todo momento con las normas y reglamentos nacionales relativos a la regulación del trabajo, su ejecución, jornadas de trabajo, salario mínimo, nacionalización del trabajo, y en general, todas las disposiciones legales relativas al trabajo asalariado y su contratación.

ARTÍCULO 73. El director responsable de la obra podrá contratar la mano de obra por equipo, la cual estará al mando de un maestro constructor, quien será responsable de la contratación y actuación del personal bajo su mando. En este caso, el director responsable de la obra es responsable de la calidad del trabajo del maestro constructor y su equipo ante la supervisión.

PÁRRAFO. Es responsabilidad del maestro constructor asignar las funciones a cada integrante del grupo de trabajo y será responsable de su rendimiento ante el director responsable de la obra. Se encargará de sustituir o reemplazar cualquier trabajador, ya sea por incapacidad, renuncia, deficiencia, abandono de labor o cualquier otra eventualidad.

ARTÍCULO 74. PRECIOS BASE DE MANO DE OBRA. El director responsable de la obra acordará el salario de los obreros que intervendrán en la construcción. Este salario no podrá ser menor a la tabla de salario mínimo establecida por el Ministerio de Trabajo y según cada respectiva categoría.

ARTÍCULO 75. El director responsable de la obra deberá tener conocimiento de las fluctuaciones que se producen en la valuación de la mano de obra, por lo que tomará en cuenta los factores que inciden en su fijación, tales como tipo de obra, ubicación, seguridad en el proceso, tiempo de ejecución, calidad exigida y otros.

ARTÍCULO 76. El director responsable de la obra deberá establecer un sistema de vigilancia para así lograr el mayor rendimiento y una efectiva calidad en el trabajo.

ARTÍCULO 77. GRADO DE PRECISIÓN. En cada fase del proyecto, el director de supervisión o supervisor exigirá al director responsable de la obra un grado de precisión en la terminación de las obras, de acuerdo a los rangos de tolerancia permitidos por las especificaciones del proyecto, los cuales no deberán exceder los establecidos en los reglamentos vigentes. Las mediciones para pago se deberán considerar dentro de las tolerancias especificadas, si así lo establece el contrato.

ARTÍCULO 78. DE LA NACIONALIZACIÓN DEL TRABAJO. El contratista o el director responsable de la obra no deberá utilizar un porcentaje (%) de obreros extranjeros mayor que el máximo permitido en el Código de Trabajo.

ARTÍCULO 79. El director de supervisión o supervisor exigirá al contratista que la mano de obra extranjera posea los permisos correspondientes de las autoridades dominicanas.

TÍTULO IV.
INSPECCIÓN DE OBRAS PRIVADAS DE EDIFICACIONES

CAPÍTULO I
REQUISITOS A CUMPLIR

ARTÍCULO 80. Todas las obras privadas deberán contar con la licencia de construcción correspondiente antes de solicitar las inspecciones del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), de acuerdo con lo establecido en los reglamentos vigentes. Las inspecciones serán realizadas de acuerdo con los planos y las especificaciones aprobadas, cumpliendo con los requerimientos y pruebas establecidos en los reglamentos y especificaciones generales de construcción vigentes.

ARTÍCULO 81. Toda licencia de construcción se considerará nula si la obra no recibe todas las inspecciones del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) y se hayan depositado los resultados de las pruebas y ensayos de los materiales empleados.

ARTÍCULO 82. El director responsable de la obra, o su representante, deberá solicitar las inspecciones correspondientes al Departamento de Inspección del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) y coordinar que sean realizadas en cada una de las etapas establecidas. El director de supervisión o supervisor se deberá asegurar de que dichas inspecciones sean realizadas con el debido proceso.

ARTÍCULO 83. En caso de que alguna parte, elemento o etapa de la obra no haya recibido las inspecciones en el momento que le correspondiere, por no haberse solicitado la inspección, el inspector lo notificará y exigirá una evaluación estructural de la parte no inspeccionada, conforme a los requisitos establecidos en el Reglamento R-021.

ARTÍCULO 84. El inspector oficial deberá verificar que la obra esté bajo la responsabilidad de un director responsable de la obra que cumpla los requisitos exigidos en el Título IV del Reglamento R-021, sobre Disposiciones Generales para la Tramitación de Planos y los Agentes de la Edificación, y demás requisitos contenidos en este reglamento aplicables al proyecto. Las inspecciones deberán ser realizadas en presencia del director responsable de obra o el ingeniero residente, si lo hubiere.

ARTÍCULO 85. Todos los proyectos que hayan sido sometidos al proceso de revisión en la Oficina de Tramitación de Planos correspondiente, para fines de otorgar la licencia de construcción, deberán ser inspeccionados previamente (preinspección) para comprobar que no ha sido iniciada la construcción. En caso de que se compruebe que la obra ha sido iniciada con anterioridad a dicha inspección, la Oficina de Tramitación de Planos notificará al propietario que se deberá ajustar a los requerimientos establecidos para obras iniciadas sin licencia de construcción en el Título II del Reglamento R-021, sobre Disposiciones Generales para la Tramitación de Planos y los Agentes de la Edificación.

ARTÍCULO 86. El propietario, a través de un representante autorizado, calificado para ejecutar la obra, podrá solicitar una inspección provisional de inicio de

la obra antes de ser emitida la licencia de construcción, luego de que la Oficina de Tramitación de Planos del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) revise y compruebe que los documentos legales y técnicos del proyecto estén completos y no tengan objeción.

PÁRRAFO. La Oficina Central de Tramitación de Planos, así como sus regionales, podrán solicitar la aprobación de inicio de obra al Director General de Edificaciones o al Subdirector Regional de Edificaciones, emitiendo su aprobación y copiando el estatus de la obra, de tal forma que quede por escrito y dentro de cada expediente que, efectivamente, ha cumplido con las aprobaciones estructurales, arquitectónicas, sanitarias, eléctricas y de accesos y estacionamientos que avalen que es una edificación que cumple con los reglamentos y leyes vigentes al momento, del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) autorizar su inicio.

ARTÍCULO 87. El inspector deberá asegurarse de que los cambios que se hayan generado en la obra, especialmente en las estructuras, instalaciones o cualquier otro aspecto que varíe el diseño del cual se trate, hayan sido aprobados previamente por las Oficinas de Tramitación de Planos y, en caso contrario, notificará esta irregularidad al director responsable de la obra, a fin de que proceda a someter los cambios a la oficina correspondiente.

ARTÍCULO 88. La Dirección General de Edificaciones podrá enviar a sus representantes autorizados para realizar inspecciones adicionales a las establecidas en cualquier momento, para verificar el cumplimiento de los procesos de construcción, así como la calidad de los materiales empleados, de acuerdo a los planos y a las especificaciones de construcción, mediante la selección de las muestras necesarias para fines de someterlas a ensayos y pruebas.

ARTÍCULO 89. IDENTIFICACIÓN DEL INSPECTOR OFICIAL. El inspector deberá llevar consigo, durante el ejercicio de sus funciones, una identificación como Inspector del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC).

ARTÍCULO 90. El propietario o su representante, el director de supervisión o supervisor, los encargados de la obra y su personal, tendrán la obligación de permitir al Inspector del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) el libre acceso al inmueble de que se trate para realizar la inspección de lugar.

ARTÍCULO 91. PRUEBAS EN LA OBRA. Los funcionarios del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), o sus representantes autorizados, tendrán acceso a todas las obras, tanto públicas como privadas, que se encuentren en ejecución y podrán hacer todas las inspecciones y exámenes que juzguen necesarios para comprobar que los materiales, los métodos usados y las estructuras están de acuerdo con los planos aprobados y todas las prescripciones de los reglamentos vigentes, hallándose obligado el propietario y/o director responsable de la obra a someterse a las indicaciones que se les hagan.

ARTÍCULO 92. Todas las pruebas deben ser realizadas por un laboratorio homologado, reconocido por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC). Sin embargo, esto no exime al propietario y/o al contratista a someterse a las indicaciones de pruebas adicionales que funcionarios o representantes del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) les soliciten.

ARTÍCULO 93. En el caso de las obras públicas, la institución que esté a cargo del proyecto será responsable de realizar las inspecciones, de acuerdo a las especificaciones particulares del proyecto y a las especificaciones generales de la construcción, así como de conformidad con el presente reglamento y las disposiciones internas complementarias de la institución correspondiente.

CAPÍTULO II
PROCESO DE INSPECCIÓN

ARTÍCULO 94. SOLICITUDES DE INSPECCIÓN. El director responsable de la obra deberá solicitar al Departamento de Inspección del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), todas las inspecciones establecidas en los

reglamentos para las diferentes etapas del trabajo, según se establece en el Capítulo III de este Título, utilizando para ello el Formulario de Solicitud de Inspección (véase anexo). Dicho formulario contendrá los datos generales del solicitante, la licencia de construcción, certificado de título de propiedad, número de parcela o solar, el número de distrito catastral, la dirección del proyecto y las razones o motivos de la solicitud.

ARTÍCULO 95. INFORMES DE INSPECCIÓN. El inspector llenará y firmará el Formulario de Solicitud de Inspección de la fase del trabajo correspondiente, luego de verificar que cumple con las indicaciones de los planos y las especificaciones. El inspector deberá entregar al director responsable de la obra una copia del Formulario de Solicitud de Inspección archivada en el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), con igual número y datos, la cual deberá estar firmada y sellada. Asimismo, entregará una copia al director de supervisión o supervisor.

ARTÍCULO 96. Toda inspección deberá ser remitida ante el encargado de inspección del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), mediante un informe de inspección, que será de obligación completar y remitir por parte del inspector del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC). Este informe deberá contar con los siguientes elementos para ser admitido como tal:

a) Fecha.
b) Nombre del proyecto.
c) Dirección del proyecto.
d) Número de licencia de construcción.
e) Número del formulario de inspección aplicado y etapa.
f) Nombre del residente de obra, quien acompaña al inspector.
g) Nombre del supervisor de obra.
h) Número de inspección realizada a la obra.
i) Etapa constructiva de la obra que ha sido inspeccionada.
j) Desglose de los ítems inspeccionados de acuerdo al formulario de inspección aplicado.

k) Fotos referenciadas y fechadas, indicando la anomalía o el debido cumplimiento, referido a los planos aprobados; numeración de cada foto, comentario y juicio de conformidad o de inconformidad.

l) Resultados de pruebas de calidad en los materiales.

m) Etiquetas y certificados de calidad de los materiales.

ARTÍCULO 97. En caso de que se observe alguna irregularidad, el inspector del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) lo deberá comunicar al director responsable de la obra para que se realicen las correcciones necesarias.

ARTÍCULO 98. El director responsable de la obra, así como el director de supervisión o supervisor, deberán conservar un registro de las inspecciones y las pruebas realizadas en la obra, para que pueda ser revisado por cualquier representante autorizado del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), en el momento que se requiera. De igual manera, deberán conservar todos los archivos de control de calidad, anexos a los formularios de inspección. Dicho registro deberá ser conservado por ambos durante un período de cinco (5) años a partir de la fecha de terminación.

ARTÍCULO 99. El director responsable de la obra y el director de supervisión o supervisor se deberán asegurar de que ninguna etapa de trabajo quede cubierta sin haber sido inspeccionada y aprobada oficialmente. En el caso contrario, deberá ordenarse una evaluación estructural de las partes no inspeccionadas.

CAPÍTULO III

ETAPAS DE LA INSPECCIÓN

SECCIÓN 1
AL INICIO DE LA OBRA

ARTÍCULO 100. INSPECCIÓN DEL INICIO DE LA OBRA. La inspección inicial se realizará con la implementación del Formulario de Inspección Inicial (FI-

01), en virtud de la cual se comprobarán las dimensiones de la excavación de las zapatas, las profundidades de desplante, los espacios de estacionamientos, los linderos aprobados por el ayuntamiento correspondiente, la ubicación de obras sanitarias (cisternas, sépticos y otros) y la disposición y características de las armaduras de acero, de acuerdo a lo establecido en los planos. De igual forma, se inspeccionarán los materiales y el suelo de fundación, de acuerdo al estudio de suelo.

PÁRRAFO. En los casos de edificaciones de cimentaciones profundas el procedimiento de inspección se realizará mediante el uso del Formulario de Inspección Inicial para Cimentaciones Profundas (FI-01A).

SECCIÓN 2
DURANTE PROCESO CONSTRUCTIVO

ARTÍCULO 101. INSPECCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES. Todos los elementos estructurales deberán ser inspeccionados detalladamente en los aspectos relacionados a las especificaciones técnicas del proyecto en cada una de sus etapas. El inspector requerirá que se hagan los ensayos a las muestras de materiales tomadas y que en el expediente de la obra consten los informes del resultado de dichas pruebas. Para estos fines se verificará lo siguiente, sin ser limitativo:

a) EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. En cada una de las inspecciones de los elementos estructurales de hormigón será requerido el llenado y presentación de los formularios siguientes:

1. El Formulario de Inspección de Elementos Estructurales por Piso (FI-02), en virtud del cual se verificarán los resultados de ensayos de las probetas de hormigón del vaciado anterior, los encofrados o formaletas, las armaduras de muros de hormigón armado, columnas y dinteles, así como la mampostería estructural, muros de cerramiento y panderetas. En el acero se verificará su colocación, grado, dimensiones de las varillas, separación, doblado, colocación, longitud de solape, longitud de desarrollo, espesor de recubri-

mientos y demás características que garanticen el funcionamiento correcto de los elementos.

2. El Formulario Inspección de Elementos Estructurales de Entrepisos y Techos (FI-03), en virtud del cual se verificarán los resultados de ensayos de las probetas de hormigón del vaciado anterior, encofrados, armaduras y demás requisitos establecidos en el punto 1, en las losas, escaleras, vigas y dinteles.

PÁRRAFO I. El inspector deberá requerir los resultados de los ensayos realizados al hormigón del vaciado anterior, para constatar que cumple con la resistencia especificada en los planos. Si los resultados no son favorables se requerirá que los elementos estructurales no conformes sean reevaluados y ensayados por la supervisión, y sus resultados serán remitidos por el director de supervisión o supervisor al Departamento de Inspección del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC).

PÁRRAFO II. El hormigón colocado en sistemas de muros de ductilidad limitada (tipo formaleta) debe ser de tipo industrial.

b) EN ESTRUCTURAS METÁLICAS. En cada una de las inspecciones de los elementos estructurales metálicos será requerido el llenado y presentación del Formulario de Inspección para Elementos Estructurales Metálicos (FI-Met).

c) EN OTROS TIPOS DE ESTRUCTURAS. En casos de sistemas estructurales no convencionales, el inspector verificará que el sistema constructivo utilizado haya sido aprobado previamente por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) y que se hayan seguido las disposiciones contenidas en los reglamentos vigentes o, en su defecto, en las normas internacionales, lo cual deberá constar en un informe que realizará con este fin.

ARTÍCULO 102. Cuando los planos del proyecto de estacionamientos conten-

gan rampas de acceso, deberán ser inspeccionadas las pendientes del trazado, antes del vaciado del hormigón. Una vez las formaletas estén preparadas para verificar las dimensiones, la longitud de desarrollo, las pendientes, giros y demás aspectos claves para el correcto funcionamiento del tránsito, según establecen los reglamentos aplicables. En ningún caso las rampas de acceso podrán iniciarse o tomar parte de las aceras o espacios públicos.

ARTÍCULO 103. INSPECCIÓN DE LAS INSTALACIONES Y DE ACCESIBILIDAD. Todas las instalaciones eléctricas y mecánicas (pararrayos, ascensores, equipamiento y otros), así como las de gas propano, hidráulicas, sanitarias y de seguridad contra incendios deberán ser inspeccionadas y sometidas a las pruebas pertinentes, de acuerdo a lo establecido en los reglamentos específicos de cada tipo de instalación, verificando que todas las salidas o conexiones estén dotadas del servicio a que estarán destinadas. Para la verificación de este cumplimiento se utilizará el Formulario de Inspección de Instalaciones por Etapas (FI-04), el cual se repetirá en cuantas etapas de construcción requiera la edificación.

ARTÍCULO 104. INSPECCIÓN EN ÁREAS DE ESTACIONAMIENTO. Se deberá realizar la inspección del área de estacionamiento al final del proceso constructivo, para verificar las dimensiones, los espacios de las unidades de estacionamientos, las pendientes, los accesos y demás requerimientos, los cuales deberán estar de acuerdo a los planos aprobados.

SECCIÓN 3
AL FINAL DE LA OBRA

ARTÍCULO 105. INSPECCIÓN FINAL. El director responsable de la obra deberá solicitar al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) una inspección final, luego de concluidos todos los trabajos y que se hayan cumplido todos los requisitos de las inspecciones por etapa establecidas en este reglamento, con la corrección correspondiente de cualquiera de las observaciones hechas a las obras, en caso que las hubiere.

ARTÍCULO 106. La inspección final se realizará mediante el Formulario para

Inspección Final (FI-05), con la verificación de todos los componentes arquitectónicos y de terminaciones, instalaciones sanitarias y eléctricas, sistema de distribución de gas licuado de petróleo, sistema contra incendios, impermeabilización de los techos conforme a las especificaciones del fabricante, entre otros aspectos, según los planos y especificaciones técnicas aprobadas.

ARTÍCULO 107. El propietario no podrá utilizar dicha obra para los fines que fue realizada sin antes haber obtenido la certificación de aprobación de inspección final, la cual deberá ser realizada dentro de un plazo máximo de diez (10) días a partir de la fecha de haber sido solicitada.

SECCIÓN 4
OTRAS INSPECCIONES REQUERIDAS

ARTÍCULO 108. EN URBANIZACIONES. En estos casos, el director responsable de la obra, además de las inspecciones regulares, deberá solicitar a la institución correspondiente al menos las siguientes inspecciones a las infraestructuras de servicio externas a las edificaciones:

a) Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC): Las inspecciones viales, de pavimento y señalética estarán a cargo de los departamentos correspondientes.

b) Autoridad de Acueductos y Alcantarillados: La inspección de los sistemas externos de suministro de agua potable y alcantarillado deberán cumplir con lo indicado en los planos previamente aprobados por el Departamento de Tramitación de Planos, así como con las especificaciones técnicas del proyecto aprobadas por las instituciones correspondientes, y estarán de acuerdo con los requerimientos del Reglamento de Instalaciones Sanitarias en Edificaciones (R-008) y las disposiciones complementarias de dichos organismos.

c) Autoridad de Suministro de Energía (Distribuidoras): Inspecciones del sistema de suministro de energía, el cual deberá cumplir con lo indicado en los planos y en las especificaciones aprobadas en el Reglamento de Subestaciones de Media a Baja Tensión vigente y las disposiciones de dichos organismos.

ARTÍCULO 109. OBRAS ANEXAS A CARRETERAS, AUTOVÍAS, AUTOPISTAS Y DEMÁS OBRAS VIALES. Las inspecciones a estructuras de edificaciones en el trayecto de las carreteras y caminos viales deberán ser debidamente realizadas por una comisión de técnicos de las direcciones generales de edificaciones, de estudio vial y de tránsito terrestre, para verificar que se cumpla el derecho de vía y del acceso de entrada y salida al proyecto, de acuerdo a lo aprobado en los planos.

SECCIÓN 5
FINALIZACIÓN DE LA OBRA

ARTÍCULO 110. PRÓRROGA DE LA FECHA DE TERMINACIÓN. El director de supervisión o supervisor podrá prorrogar la fecha prevista de terminación de la obra, previa aprobación del propietario, cuando se agregaran trabajos o se ordenara alguna variación que hiciera imposible la terminación de la obra en el tiempo establecido. Podrá otorgar prórroga, además, por causa de lluvia o cualquier factor externo ajeno al director responsable de la obra, siempre y cuando este factor incida en la ejecución de la misma. El director de supervisión será el que determine los días de prórroga que se agregarán al tiempo contractual.

CAPÍTULO IV
VIOLACIONES Y DESACUERDOS

ARTÍCULO 111. SUSPENSIÓN OFICIAL DE LA OBRA. El Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), a través de sus departamentos correspondientes, ordenará la suspensión de toda obra en ejecución que incurra en una de las siguientes violaciones al Artículo 17 de la Ley núm. 687 del 27 de julio de 1982:

a) Que no se ajuste a las disposiciones establecidas en los reglamentos.
b) Que no esté provista de la correspondiente autorización o licencia.
c) Que no se ajuste al proyecto aprobado.
d) Que de alguna forma se haya obstaculizado o impedido la inspección o cualquier otra función del personal autorizado por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC).

ARTÍCULO 112. Para notificar la suspensión de la obra, el inspector utilizará el formulario autorizado por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC). Dicha suspensión podrá ser levantada luego que cesen las causas que la motivaron, previa autorización escrita, emitida por el Departamento de Inspección del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC).

PÁRRAFO. Si el propietario y/o el director responsable de la obra no realizan los trabajos de corrección en el plazo estipulado, se aplicarán las medidas establecidas en el Capítulo V de la Ley núm. 687.

ARTÍCULO 113. En caso de los proyectos que requieran supervisión privada, según los requerimientos de este reglamento, el director de supervisión o supervisor estará facultado para suspender la obra cuando el director responsable de la obra no cumpla con los requisitos establecidos en los reglamentos y el proyecto, los cuales se realizarán de acuerdo

al contrato suscrito entre las partes y las disposiciones de la Ley núm. 687, y lo notificará al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) cuando no se cumpla con los requerimientos que motivaron la suspensión.

ARTÍCULO 114. CLAUSURA DE LA OBRA. El Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), a través de sus departamentos correspondientes, ordenará la clausura total o parcial de la obra en los casos en que se atente contra la seguridad o el ornato público, según establece el Artículo 18 de la Ley núm. 687 del 27 de julio del 1982.

ARTÍCULO 115. PERITAJE. El Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), a través del Departamento de Inspección de Obras, realizará los peritajes que le sean solicitados por instituciones gubernamentales, la fiscalía o los tribunales, cuando se presenten desacuerdos de índole técnico.

ARTÍCULO 116. DE LA CONCILIACIÓN PERICIAL TÉCNICA. Para los casos de controversias en materia técnica, respecto a la realización de la obra o parte de ella, las partes (el propietario de la obra, su agente o unidad ejecutora responsable, y el contratista) podrán someter sus diferencias a un proceso de conciliación pericial técnica, para lo cual se elegirá una persona, designada en razón de sus conocimientos técnicos en la materia en conflicto, tomada de una terna sometida por las partes, y que tendrá por misión proceder a realizar exámenes, comprobaciones y apreciaciones sobre los hechos y los asuntos que le serán sometidos, y cuyo resultado consignará en una memoria o informe técnico que deberá entregar a las partes.

TÍTULO V
TERMINACIÓN DE OBRAS

ARTÍCULO 117. PRERECEPCIÓN. Al final del proceso constructivo, el director responsable de la obra deberá notificar por escrito al supervisor el término de los trabajos, con fines de coordinar una prerecepción en una fecha próxima y conveniente para ambas partes. La prerecepción será realizada por una comisión conformada por el supervisor y el propietario o su representante autorizado.

ARTÍCULO 118. Cuando se realice la prerecepción se pueden presentar dos casos:

a) Que la obra en su totalidad esté realizada de acuerdo a los términos del contrato y documentos contractuales (planos y especificaciones), en cuyo caso se emitirá una aceptación provisional avalada con la firma del director de supervisión o supervisor y la comisión que le acompañe.

b) Que la obra no cumpla con todos los requerimientos contractuales, en cuyo caso se le entregará al director responsable de la obra una lista con todas las correcciones que se deberán realizar.

ARTÍCULO 119. Se procurará que la lista de correcciones sea lo más minuciosa

posible y cubra todos los detalles necesarios para evitar el envío sucesivo de nuevas listas con deficiencias no señaladas anteriormente. Solo se podrían generar listas adicionales en caso de daños a la obra ocasionados por:

a) Los trabajos de reparación de las correcciones indicadas en la lista original de pre- recepción.

b) En caso de deterioro por falta de protección contra los eventos de lluvia, sol y otros.

c) Por pérdidas por robo o vandalismo.

ARTÍCULO 120. CORRECCIÓN DE DEFECTOS. Para que la obra pueda ser entregada al propietario en las condiciones exigidas por el contrato, el contratista deberá realizar todo el trabajo de corrección, reconstrucción y reparación de defectos y otros fallos, cuya ejecución sea ordenada por el propietario o el director de supervisión o supervisor, antes de solicitar al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) la inspección final de la obra en cuestión.

PÁRRAFO. Si el contratista o el director responsable de la obra no corrigiera los defectos señalados por el inspector o el director de supervisión en un tiempo razonable, el director de supervisión deberá comunicarle que le otorgará un plazo para que subsane dichos defectos y que en caso contrario procederá a buscar un tercero para estos fines o notificar al Inspector del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC).

ARTÍCULO 121. ACEPTACIÓN PROVISIONAL. El director responsable de la obra informará al propietario o al supervisor, después que se realicen las correcciones indicadas en la lista establecida en el literal b, del Artículo 118 del presente reglamento, para que se coordine otra inspección. Cuando todos los detalles hayan sido corregidos a entera satisfacción del director de supervisión o supervisor y la comisión conformada para tal fin, se emitirá por escrito una aceptación provisional avalada con la firma del director de supervisión o supervisor y la comisión que le acompañe.

ARTÍCULO 122. CERTIFICACIÓN OFICIAL DE INSPECCIÓN FINAL. En caso de obras privadas de edificaciones, será emitida una certificación oficial de inspección final luego de haber completado las inspecciones establecidas en el Capítulo III del Título IV de este reglamento, de acuerdo a lo dispuesto en los reglamentos y disposiciones del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), que indique que la obra fue construida de acuerdo a la licencia de construcción aprobada, la cual se considerará nula si no cuenta con esta certificación.

ARTÍCULO 123. CERTIFICACIÓN DE RECEPCIÓN DEFINITIVA. En caso de obras del Estado no se considerará extinguido el contrato de construcción hasta que haya sido firmado por el director de supervisión o supervisor, un certificado de recepción definitiva, el cual será remitido al propietario, con copia al contratista, estableciendo la

fecha en la que el contratista ha concluido sus obligaciones de ejecutar y terminar la obra, así como subsanado cualquier defecto de la misma a satisfacción del director de supervisión. La certificación de recepción definitiva será entregada por el director de supervisión o supervisor dentro de un plazo de veintiocho (28) días a partir de la terminación del plazo de garantía acordado por las partes y tan pronto como se terminen, a satisfacción del director de supervisión, los trabajos de corrección de defectos. Esta certificación deberá ser firmada por el propietario, el contratista y el director de supervisión.

ARTÍCULO 124. DOCUMENTACIÓN FINAL. Al final del proceso de construcción, el director de supervisión o supervisor deberá exigir al director responsable de la obra la entrega de la documentación requerida, de acuerdo a lo establecido en el contrato y las leyes de construcción, las cuales deberán ser entregadas al propietario. En la documentación deberán figurar, por lo menos:

a) Aceptación provisional: De acuerdo a lo especificado en el Artículo 121 de este reglamento.

b) Certificación del Seguro Social: Indicando que fue pagada la póliza so-

bre accidentes de trabajo y seguro social para la obra en cuestión, razón por la cual debe aparecer claramente y sin errores el nombre del proyecto.

c) Certificación del Ministerio de Trabajo: Especificando que no hay querellas o algún tipo de reclamación contra los ejecutores del proyecto.

d) Póliza contra vicios ocultos: Garantizando el monto retenido del proyecto o de acuerdo al monto especificado en el contrato.

e) Certificación de la Dirección General de Impuestos Internos: De que el contratista se encuentra al día en el pago del impuesto sobre la renta.

f) Certificación del Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA): De que el contratista ha pagado, en relación a la obra bajo certificación, los impuestos establecidos por la ley en beneficio de dicho colegio.

ARTÍCULO 125. CUBICACIÓN FINAL (FINIQUITO). El director responsable de la obra deberá proporcionar al supervisor una liquidación detallada con los montos que considere que se le adeudan en virtud del contrato. El director de supervisión o supervisor deberá validar esta liquidación y, en caso que sea necesario, realizará las correcciones que considere de lugar y las presentará al director responsable de la obra para lograr un acuerdo satisfactorio entre ambas partes. Si no se logra un acuerdo, el director de supervisión determinará el monto que se debe pagar de acuerdo a lo previsto en el contrato.

ARTÍCULO 126. INFORME FINAL. En caso de obras del Estado, el director de supervisión o supervisor deberá preparar un informe final que contenga toda la información del desarrollo íntegro de la obra y de sus labores, incluyendo todos los obstáculos y problemas encontrados, así como las soluciones planteadas e implementadas. En dicho informe se deberán incluir todos los documentos indicados en el Artículo 123 del presente reglamento (documentación final).

PÁRRAFO I. Este informe se deberá entregar al propietario en un período no mayor de treinta (30) días siguientes a la aceptación provisional de la obra.

PÁRRAFO II. A este informe final se le deberá incluir posteriormente la certificación de recepción definitiva y otros documentos que se hayan producido en el plazo de la garantía.

TÍTULO VI
NORMAS LEGALES Y DISPOSICIONES TÉCNICAS

ARTÍCULO 127. NORMAS DE APLICACIÓN OBLIGATORIA. Se consideran normas y principios jurídicos de aplicación obligatoria a todos los contratos de obras, servicios y concesiones en materia de obras viales y de edificaciones, las contenidas en la Ley núm. 340-06, del 18 de agosto de 2006, sobre Compras y Contrataciones de Bienes, Servicios, Obras y Concesiones, sus reglamentos de aplicación y sus modificaciones. En tal sentido, en todo contrato de obras, de servicios y de concesión en materia de obras públicas viales y de edificaciones se incorporará un artículo que disponga su conocimiento, aplicación y respeto, por parte de los contratistas, supervisores, concesionarios y funcionarios públicos a este reglamento, así como a las demás normas y reglamentos incluidos y contemplados en este reglamento.

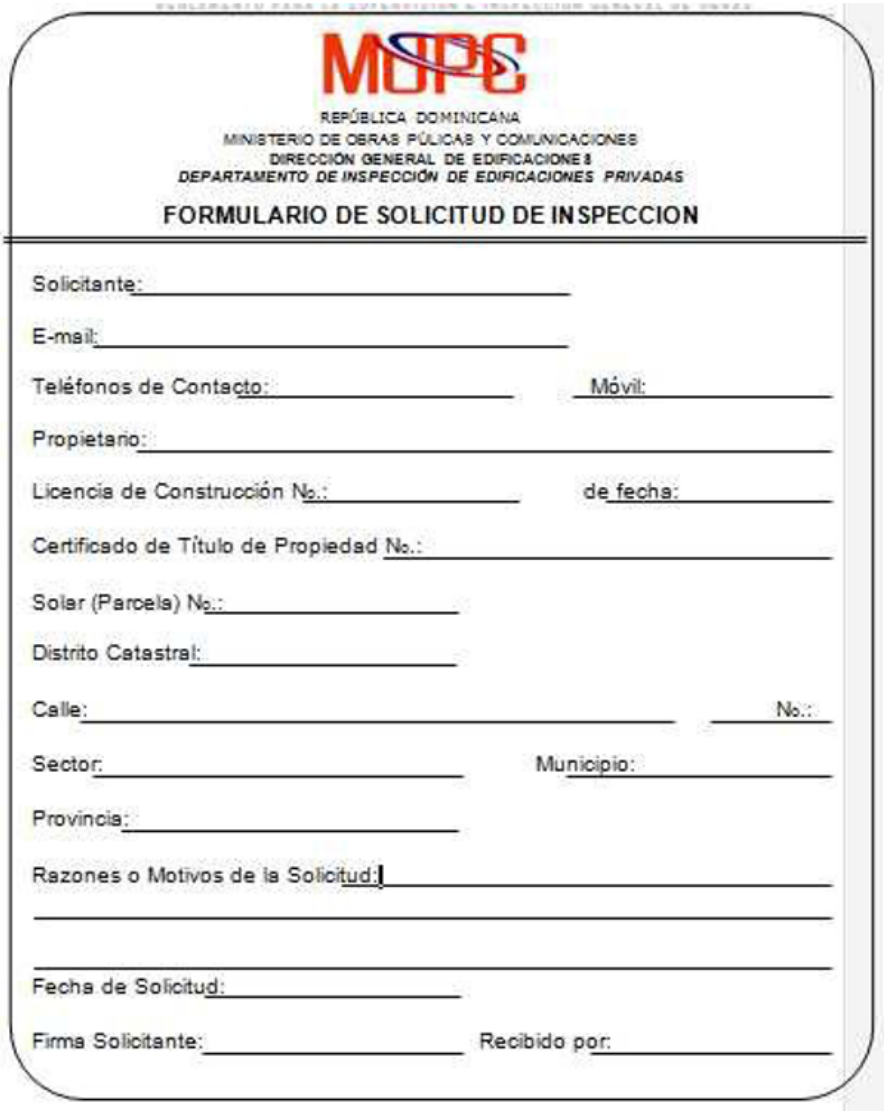
ARTÍCULO 128. DISPOSICIONES TÉCNICAS SUPLETORIAS Y COMPLEMENTARIAS. Serán disposiciones de aplicación obligatoria, en forma supletoria o complementaria, los reglamentos legales y técnicos elaborados y/o publicados en la Dirección General de Reglamentos y Sistemas (DGRS) del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) en la supervisión y ejecución de obras viales y de edificaciones objeto del presente reglamento. Por lo tanto, ningún propietario o ejecutor de obras (contratista) o firma consultora podrá alegar el desconocimiento de las mismas durante la construcción de estas obras.

ARTÍCULO 129. El presente reglamento será considerado como parte integran-

te de todos los contratos suscritos entre las partes involucradas que suscriben contratos para la ejecución y la supervisión de obras en general y su aplicación será responsabilidad de éstas, independientemente de que esté expresamente especificado en cada contrato. Igualmente se considerará que este reglamento es conocido por las partes que lo suscriben.

ARTÍCULO 130. MEDIDAS DE SEGURIDAD Y SANCIONES. Las violaciones a las disposiciones del presente reglamento serán sancionadas, según lo establecen los Capítulos V y VI de la Ley núm. 687 del 27 de julio de 1982 o cualquier otra ley que en este aspecto la sustituya o modifique, así como lo dispuesto en la Ley núm. 64-00 y las leyes concernientes a la higiene y la seguridad laboral.

ARTÍCULO 131. FORMULARIO DE SOLICITUD DE INSPECCIÓN.



REPÚBLICA DOMINICANA
MINISTERIO DE OBRAS PÚLICAS Y COMUNICACIONES
DIRECCIÓN GENERAL DE EDIFICACIONES
DEPARTAMENTO DE INSPECCIÓN DE EDIFICACIONES PRIVADAS

FORMULARIO DE SOLICITUD DE INSPECCION

Solicitante: _____

E-mail: _____

Teléfonos de Contacto: _____ Móvil: _____

Propietario: _____

Licencia de Construcción No.: _____ de fecha: _____

Certificado de Título de Propiedad No.: _____

Solar (Parcela) No.: _____

Distrito Catastral: _____

Calle: _____ No.: _____

Sector: _____ Municipio: _____

Provincia: _____

Razones o Motivos de la Solicitud: _____

_____

_____

Fecha de Solicitud: _____

Firma Solicitante: _____ Recibido por: _____

ARTÍCULO 132. FORMATO DEL REGLAMENTO. El presente reglamento será publicado en el formato que disponga la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines (CONARTIA).

ARTÍCULO 133. El presente decreto sustituye el Decreto núm. 670-10 del 27 de noviembre de 2010.

ARTÍCULO 134. REMISIÓN DEL REGLAMENTO. Envíese al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones para su divulgación y para la supervisión de su aplicación a nivel nacional.

DADO en la ciudad de Santo Domingo de Guzmán, Distrito Nacional, capital de la República Dominicana, a los veintiséis (26) días del mes de junio del año dos mil diecisiete (2017); años 174 de la Independencia y 154 de la Restauración.

4.

Suelos y fundaciones





TÍTULO 4.
SUELOS Y FUNDACIONES

4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

4.1.1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

4.1.1.1 OBJETIVO. Establecer los requisitos mínimos que se deberán cumplir para la realización de los estudios geotécnicos en proyectos y construcciones existentes de edificaciones, los cuales estarán fundamentados en la investigación del subsuelo según las características estructurales y arquitectónicas del proyecto, con el fin de que las recomendaciones geotécnicas para el diseño y construcción de los sistemas de fundaciones se correspondan con los hallazgos encontrados en el subsuelo, para soportar la estructura, acorde con los criterios de seguridad estructural y de servicios del proyecto.

4.1.1.2 CAMPO DE APLICACIÓN. Este Reglamento será de aplicación obligatoria en todos los proyectos de edificaciones a ser construidos en el Territorio Nacional, así como en los existentes, cuyo diseño de fundaciones estará basa-

do en los estudios geotécnicos aquí requeridos, conforme al informe aprobado y debidamente comprobado en el terreno, para garantizar que cumpla con las características propias del subsuelo donde será erigida la edificación.

4.1.1.3 Este Reglamento, además, regula los requisitos mínimos a cumplir para la realización de estudios geotécnicos en los proyectos que contemplen construcción soterrada, y su protección mediante estructuras de contención, la estabilización del terreno o la prevención de daños a estructuras existentes y a las vías de comunicaciones circundantes.

4.1.1.4 Para la aplicación de este Reglamento se seguirán los procedimientos establecidos en las normativas últimas vigentes NORDOM o en su defecto las ASTM sobre realización de los ensayos de campo y laboratorio.

4.1.2 DEFINICIONES, PÁRRAFOCIONES Y SÍMBOLOS GRÁFICOS

4.1.2.1 DEFINICIONES. Para los fines de este Reglamento, se definirán los siguientes términos:

4.1.2.1.1 ANCLAJE: elemento de estabilización de suelos y rocas compuesto por barras o anclas en el terreno, el cual trabaja a tracción y se encuentra conformado por una cabeza de anclaje, tendón y bulbo resistente.

4.1.2.1.2 BULBO RESISTENTE: longitud teórica del tirante sobre la cual la fuerza de tracción se transmite al terreno circundante.

4.1.2.1.3 CABEZA DE ANCLAJE: sistema mecánico de fijación de cables o barras al elemento de contención.

4.1.2.1.4 CALICATAS O CATAS: técnicas de prospección geotécnica que permiten la inspección directa del suelo y toma de muestra, a través de excavaciones realizadas, generalmente, por medios manuales o mecánicos, con dimensiones mínimas de 0.80 m por 1.0 m, y profundidad no mayor a 4m.

4.1.2.1.5 CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO: es una clasificación asignada a una estructura en base a una categoría de riesgo (según su uso) y la severidad del movimiento sísmico en el sitio.

4.1.2.1.6 CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C: son aquellas estructuras que pueden verse sometidas a movimientos del terreno moderadamente fuertes. Los sistemas designados para esta categoría comprenden alguna combinación de muros estructurales ordinarios construidos en obras, muros estructurales intermedios prefabricados y pórticos intermedios resistentes a momentos.

4.1.2.1.7 CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E O F: son aquellas que pueden verse sometidas a movimientos fuertes del terremoto. Los sistemas designados para esta categoría comprenden pórticos especiales resistentes a momentos, muros estructurales especiales o una combinación de los dos.

4.1.2.1.8 CIMENTACIÓN O FUNDACIÓN: conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una edificación al suelo o roca subyacente. Su diseño deberá considerar las cargas gravitacionales aplicadas al sistema estructural y las fuerzas sísmicas.

4.1.2.1.9 CIMENTACIONES PROFUNDAS: aquellas en las cuales su extremo inferior está a una profundidad mayor a 8 veces su diámetro o ancho y que transmiten las cargas de la estructura a un estrato de mayor capacidad.

4.1.2.1.10 CIMENTACIONES SUPERFICIALES: aquellas en las cuales la relación Profundidad de desplante / Ancho (Df / B) es menor o igual a cinco (5). Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las losas de cimentación o plateas.

4.1.2.1.11 CONJUNTOS MONUMENTALES O SINGULARES: aquellos lugares considerados como cascos históricos o zonas coloniales y patrimonios culturales.

4.1.2.1.12 DEPÓSITO ANTRÓPICO: acumulación artificial de suelos naturales o de fragmentos de roca o material de desecho, o una mezcla de ellos.

4.1.2.1.13 EDIFICIO: obra construida de materiales sólidos y resistentes la cual se emplea para alojar personas y objetos, cuyo uso principal esté comprendido en los siguientes tipos, sin ser limitativo: habitacionales, educacionales, salud, penitenciarios, recreativos, culturales, oficinas, ocupación múltiple, industriales, comerciales, manufactura u otros.

4.1.2.1.14EDIFICACIÓN: acción y efecto de construir un edificio de carácter permanente, público o privado, según su uso.

4.1.2.1.15 ESTUDIO GEOTÉCNICO: conjunto de actividades que se realiza previo al diseño del proyecto de edificación con el objeto de determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarias para definir el tipo y condiciones de la cimentación; mediante la investigación de campo, laboratorio y trabajo de gabinete.

4.1.2.1.16 ESTRATO U HORIZONTE: masa de suelo y roca, de espesor más o menos uniforme, con propiedades geotécnicas asociables, extendida en sentido horizontal y separado de otras por capas paralelas.

4.1.2.1.17 ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN: aquellas estructuras que han sido diseñadas y construidas para soportar los empujes del terreno, tales como: muros de contención, tablestacados, entibados, entre otros.

4.1.2.1.18 EXPLORACIÓN O PROSPECCIÓN GEOTÉCNICA: investigación mediante métodos invasivos, que pueden ser complementados con métodos no invasivos del subsuelo, con fines geotécnicos, que incluye la obtención de muestras del subsuelo.

4.1.2.1.19 EXPLORACIÓN O PROSPECCIÓN GEOFÍSICA: investigación mediante métodos no invasivos (refracción sísmica, propagación de ondas en sondajes, resistividad eléctrica y otros) basados en la medición de la variación

espacial de las características físicas del subsuelo, tales como la velocidad de propagación de las ondas, la conductividad del subsuelo y la susceptibilidad magnética, entre otras.

4.1.2.1.20 FACIES: conjunto de características de las rocas de una unidad geológica, que reflejan las condiciones en las que se formaron.

4.1.2.1.21 GEOTECNIA: rama de la ingeniería civil que estudia el comportamiento estático y dinámico de la corteza terrestre bajo la acción de esfuerzos y la acción del agua.

4.1.2.1.22 GRUPO DE EDIFICACIONES: para los fines de este Reglamento o del Reglamento para el Análisis Sísmico de Estructuras vigente, las edificaciones serán clasificadas atendiendo a su función o su uso, de acuerdo con lo siguiente:

a) GRUPO I. EDIFICACIONES E INSTALACIONES ESENCIALES: son aquellas edificaciones que no deben sufrir daños estructurales o de otro tipo que las hagan inoperables ante la ocurrencia de un sismo extremo, por las funciones esenciales que desempeñan para la sociedad, para preservar el orden público y para la seguridad nacional, tales como: Oficinas Gubernamentales con el asiento del Presidente, Gobernación, Ayuntamientos, Cámara Legislativa, Poder Judicial; hospitales especializados, estaciones telefónicas y de comunicación, centrales de bomberos, fuerzas armadas y policiales, tanque de Almacenamiento de Agua y edificaciones que almacenen productos esenciales.

b) GRUPO II. EDIFICACIONES E INSTALACIONES RIESGOSAS: son edificaciones cuyas instalaciones no deben sufrir daños en elementos estructurales y no estructurales durante la ocurrencia de un sismo extremo, para garantizar la integridad de la edificación, para la protección de la población y el medio ambiente, debido a que producen, almacenan o manipulan sustancias y materiales químicos, gases tóxicos y explosivos.

c) GRUPO III. EDIFICACIONES DE OCUPACIÓN ESPECIAL: son edificaciones que se deben mantener en operación inmediata después de la ocurrencia de un sismo severo, como los son: hospitales con 50 o más camas; edificaciones públicas no incluidas en el Grupo I: escuelas, colegios o centros educativos; edificaciones y equipos en instalaciones de generación de energía y cualquier otra edificación que albergue más de 3,000 personas al mismo tiempo: estadios deportivos, centros de convención, entre otras.

d) GRUPO IV. EDIFICACIONES DE OCUPACIÓN NORMAL: son edificaciones de ocupación normal que puedan tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome, tales como son: bancos, hoteles, edificios de oficinas, apartamentos familiares, edificios públicos y restaurantes, no incluidos en los Grupos I, II y III.

e) GRUPO V. EDIFICIOS NO INCLUIDOS EN LOS GRUPOS ANTERIORES: son edificaciones cuyo colapso no induce daños a otras estructuras ni producen pérdidas de vidas humanas, como son: almacenes de productos no tóxicos, edificios provisionales para la construcción, entre otras.

4.1.2.1.23 GRUPO DE PILOTES: es un conjunto de dos o más pilotes a una separación menor de 6 veces el diámetro, amarrados por un cabezal que resiste las cargas que actúan en las bases de las columnas o muros de la estructura, transmitiéndolas a los pilotes en forma de fuerzas axiales y laterales.

4.1.2.1.24 INGENIERO DE FUNDACIONES: ingeniero civil encargado de realizar el diseño de las fundaciones conforme a los resultados de la investigación geotécnica, de acuerdo con los requerimientos de seguridad y estabilidad contra una falla estructural o del terreno que la sostiene, y que satisfagan la utilidad y economía de un Proyecto de edificación.

4.1.2.1.25 INVESTIGACIÓN DE CAMPO: conjunto de actividades que comprende el estudio y reconocimiento del origen geológico y la exploración del subsuelo a través de sondeos, calicatas u otros métodos de investigación del mismo, efectuados in situ en los puntos de exploración del proyecto y a las profundidades pertinentes a cada aplicación, con el fin de conocer y caracterizar el perfil del subsuelo a ser afectado por el proyecto.

4.1.2.1.26 INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO: conjunto de ensayos o actividades, que contempla la identificación de las muestras y la determinación de las propiedades mecánicas y químicas de las mismas, mediante equipos especializados, herramientas y reactivos químicos, con el fin de conocer y caracterizar el subsuelo.

4.1.2.1.27 LICUEFACCIÓN: proceso en el cual un material suelto y en condiciones saturadas se transforma de un estado sólido a un estado líquido, como resultado del incremento de la presión de poros y la reducción de la resistencia al corte, durante la ocurrencia de un evento sísmico o la repetición cíclica de esfuerzos tangenciales.

4.1.2.1.28 LOSA O PLATEA DE FUNDACIÓN: cimentación superficial que consiste en un elemento de hormigón armado en dos direcciones y doblemente armada, cuya extensión es esencialmente mayor o igual a la de la planta de la estructura, con la rigidez requerida para transmitir esfuerzos razonablemente uniformes al subsuelo.

4.1.2.1.29 LOTE DE PILOTES: conjunto de pilotes de iguales especificaciones técnicas (diseño, material y procedimiento constructivo) y características dimensionales (diámetro y profundidad).

4.1.2.1.30 MEJORAMIENTO DEL TERRENO: proceso mediante el cual se optimizan las propiedades geomecánicas de los suelos y/o rocas, mediante las técnicas que apliquen a cada caso.

4.1.2.1.31 MICROPILOTES: pilotes taladrados o barrenados, con diámetro típico entre 15 y 30 centímetros (6 a 12 pulgadas), que son reforzados y vaciados con un mortero de alta fluidez inyectado a presión o por gravedad.

4.1.2.1.32 MUESTRA: porción de suelo o roca obtenida con fines de investigación geotécnica.

4.1.2.1.33 MURO DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE: estructura de sostenimiento en la cual la masa de suelo es reforzada mediante elementos metálicos o poliméricos, ya sea en forma de faja o en forma de grilla, junto con un sistema de revestimiento que puede ser vertical o prácticamente vertical.

4.1.2.1.34 PILOTE: fundación profunda, total o parcialmente empotrada en el terreno, que se instala hincando, perforando, barrenando, inyectando o a través de otros métodos, y que es capaz de transmitir cargas al suelo que lo rodea y a los estratos de suelo y roca debajo de su punta. El término pilote se utilizará de manera genérica para cualquier cimentación profunda.

4.1.2.1.35 PILOTES CAISSON: fundación profunda compuesta por un fuste de tubo metálico relleno de hormigón que se extiende hasta la roca, la cual es perforada, sin encamisado, y reforzada con acero longitudinal y vaciado in situ.

4.1.2.1.36 PUNTO DE EXPLORACIÓN: lugar seleccionado para extraer muestras o inspeccionar el terreno, por medio de cualquier técnica de exploración estandarizada.

4.1.2.1.37 TENDÓN: cables o barras que componen el anclaje.

4.1.2.1.38 TORÓN: conjunto de hebras que componen un cable.

4.1.2.1.39 TRABAJO DE GABINETE: actividad que comprende el análisis de los resultados de la investigación de campo y laboratorio, con el fin de conocer las características del subsuelo, y dar conclusiones y recomendaciones para las cimentaciones.

4.1.2.1.40 URBANIZACIONES DE CASAS: todo terreno destinado a la construcción de calles y casas bajo un plan armónico que se encuentre dentro o fuera de las zonas urbanas de una ciudad. Dichas urbanizaciones deberán tener previamente una autorización por escrito del Consejo Administrativo, en el Distrito de Santo Domingo, o del Ayuntamiento correspondiente, en las Comunes.

4.1.2.1.41 ROCA: material mineral natural en estado sólido, que se presenta en grandes masas o fragmentos.

4.1.2.1.42 SISMO EXTREMO: un sismo con probabilidad de excedencia de un 2%, en 50 años, lo que equivale a un sismo con un Período de Retorno de 2,475 años.

4.1.2.1.43 SISMO SEVERO: un sismo con probabilidad de excedencia de un 10%, en 50 años, lo que equivale a un sismo con un Periodo de Retorno de 475 años.

4.1.2.1.44 SUBSUELO: Suelo y/o roca situada por debajo de la superficie del terreno.

4.1.2.1.45 SUELO: Conjunto conformado por partículas sólidas, aire y agua, debido a la desintegración física y descomposición química de las rocas, que puede o no contener materia orgánica u otros minerales como las sales solubles.

4.1.2.1.46 SUELOS COLAPSABLES: Son suelos tendentes a cambiar violentamente de volumen por la acción combinada o individual, al ser sometidos a un incremento de carga o al humedecerse o saturarse.

4.1.2.2 PÁRRAFOCIONES. Las nomenclaturas o notaciones indicadas en este Reglamento tienen el significado que se indican a continuación:

1) φ**:** Angulo de fricción interna (º).
2) α**:** Distorsión angular (L).
3) B: Ancho o diámetro de la cimentación (L).
4) c: Cohesión (FL^{-2}).
5) C_c**:** Índice de compresión durante consolidación primaria (-).
6) C_{cr}**:** Índice de recompresión (-).
***7)* CPT:** Ensayos de Penetración Estática con el Cono.
8) Su: Resistencia al corte no drenado (FL^{-2}).
9) $C\alpha$**:** Índice de compresión secundaria (-).
10) $d_{máx}$**:** Espaciamiento máximo entre sondeos (L).
11) di Espesor del estrato i de suelo (L).
12) D: Densidad (FL^{-3}).
13) D_f**:** Profundidad de la cimentación o profundidad de desplante (L).
14) D_r**:** Densidad Relativa (-).
15) $D_{máx.}$**:** Densidad Máxima (%).
16) $D_{mín.}$**:** Densidad Mínima (%).
17) DPSH: Prueba de Penetración Dinámica Superpesada.
18) DPL: Prueba de Penetración Dinámica Ligera.
19) e_o***:*** Relación o índice de vacíos inicial (-).
20) H_c***:*** Espesor del estrato (L).
***21)* MIVHED:** Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones.
22) η**:** Porosidad (%).
23) N: Número de golpe por cada 0.30m de penetración en el ensayo de Penetración estándar (SPT).
24) P: Profundidad de sondeo (L).
25) q_c**:** Resistencia de punta del cono, en unidades de presión (FL^{-2}).
26) q_u Resistencia a la compresión simple de la muestra de suelo o testigo de roca (FL^{-2}).
27) q_{ult} Capacidad Portante Ultima del Suelo o Roca (FL^{-2}).
28) RQD: Índice de Calidad de Roca (Rock Quality Designation) (%).
29) S_{DS}**:** Aceleración espectral de diseño para período corto (Lt^{-2}).
30) SPT: Ensayo de Penetración Estándar.
31) S_t**:** Sensibilidad (-).
32) SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos**.**
33) t_2**:** Tiempo arbitrario que representa la vida útil de la estructura (t).
34) t_p**:** Tiempo necesario para completar la consolidación primaria en un 90% (t).

35) Vp: Ondas sísmicas de compresión (Lt).
36) Vs: Velocidad de onda de corte (Lt).
37) W: Contenido de humedad (%).
38) Zx: Profundidad mínima de exploración bajo la cota de cimentación (L).
39) ρ: Masa específica (FL^{-3}).
40) ε_h: Deformaciones unitarias horizontales (L).
41) γ': Peso unitario efectivo (FL^{-3}).

Donde:
(-): representan unidades adimensionales, (L): son unidades de longitud en el SI, (F) unidades de Fuerza en el SI y (t) unidades de tiempo en el SI.

4.1.2.3 SIMBOLOS GRAFICOS. Los diferentes estratos de suelo deberán ser designados según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) de acuerdo con la ASTM D2487 en su última versión. Su descripción se ajustará de acuerdo con su granulometría.

TABLA 4.1

DESIGNACIÓN PARA LA REPRESENTACIÓN DE LOS SUELOS Y ROCAS

DIVISIONES MAYORES SUCS		DESIGNACIÓN	DESCRIPCIÓN
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW	GRAVA BIEN GRADADA
		GP	GRAVA MAL GRADADA
		GM	GRAVA LIMOSA
		GC	GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW	ARENA BIEN GRADADA
		SP	ARENA MAL GRADADA
		SM	ARENA LIMOSA
		SC	ARENA ARCILLOSA
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML	LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL	ARCILLA INORGÁNICADE BAJA PLASTICIDAD
		OL	LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH	LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH	ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH	LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		PT	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS
ROCA NO CLASIFICADA			

4.1.3 CRITERIOS GENERALES DE APLICACIÓN

4.1.3.1 REQUISITOS GENERALES PARA ESTUDIOS GEOTÉCNICOS. El Propietario o el Director Responsable del proyecto deberá someter al Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), junto a los documentos de solicitud de licencia del proyecto, un estudio geotécnico para toda nueva edificación a ser construida en el Territorio Nacional, el cual cumplirá con los requisitos establecidos en las Secciones **4.2 al 4.5 del Capítulo 4.2.**

4.1.3.2 De igual manera, deberá someter un estudio geotécnico en el caso de estructuras existente para fines de cambio de uso o función de acuerdo con la clasificación de las edificaciones por grupo según R-001, ampliación o reconstrucción que implique cambios en la estructura, el cual cumplirá con los requisitos establecidos en los Secciones **4.2 al 4.5 del Capítulo 4.2.**

4.1.3.3 Los estudios geotécnicos serán realizados cumpliendo los lineamientos establecidos en el presente Reglamento. Solo un ingeniero civil con experiencia y conocimientos en la rama de la ingeniería geotécnica o un profesional afín con grado de maestría en ingeniería geotécnica, con exequátur y colegiado ante el Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA), y debidamente calificado y registrado para estos fines por el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), estará apto para realizar y firmar los estudios geotécnicos.

4.1.3.4 No se aceptarán cálculos estructurales de los proyectos que no cumplan con estas disposiciones. Toda edificación en proceso de construcción o construida sin la licencia correspondiente, para la regularización de este trámite deberá cumplir con lo establecido en el Requerimiento de Aplicación del Reglamento General de Edificaciones y Tramitación de Planos (R-021), así como a las disposiciones de este Reglamento.

4.1.3.5 Los lineamientos establecidos en este reglamento no consideran los efectos de socavación, ni de fuerzas debidas a la acción de oleajes. Las funda-

ciones de estructuras sujetas a estas condiciones deberán ser protegidas contra estos efectos mediante la aplicación de reglamentaciones internacionales para la implementación de defensas apropiadas.

4.1.3.6 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL CONTROL DE ASENTAMIENTO Y PRESIONES ADMISIBLES. Para los fines del presente Reglamento serán utilizadas las combinaciones de cargas para el diseño por esfuerzo admisible conforme al Reglamento de Cargas Mínimas para Edificaciones, o en su defecto el de Diseño por Tensiones Admisible (Allowable Strength Design, ASD), aplicable a las condiciones del país, para determinar los límites de asentamientos y las presiones admisibles de contacto en los suelos.

4.1.3.7 PROYECTOS CON ESTRUCTURAS SOTERRADAS. Se deberá realizar un estudio geotécnico para evaluar la estabilidad de los taludes, previo al inicio de las excavaciones, cumpliendo con los alcances mínimos de la exploración y según lo dispuesto en 4.2.2.15 y 4.2.2.16; o si el proyectista lo considera pertinente, se realizará el estudio geotécnico definitivo siempre que cumpla con las presentes disposiciones y las establecidas en el Capítulo 4.2 de este Reglamento. En todo caso, no se dará comienzo a las excavaciones profundas o a ninguna obra para la cual no se haya obtenido la licencia de construcción, de acuerdo con lo establecido en el Reglamento R-021 y en el presente Reglamento.

4.1.3.8 ESTABILIDAD DE CORTES ADYACENTES A ESTRUCTURAS. Cuando se realice un proyecto con excavaciones profundas adyacentes a una edificación existente, el Propietario o el Director Responsable de la Obra deberá someter al MIVHED un estudio de estabilidad de taludes y del efecto que tendrán las excavaciones de sótanos en las estructuras adyacentes, previo a su inicio según lo establecido en **4.1.3.7**, y en donde se demuestre que se cumple con los requisitos del **4.3.4.2** de este Reglamento.

4.1.3.9 EDIFICACIONES CONSTRUIDAS. Para fines de una evaluación estructural de una edificación ya construida, de acuerdo con lo establecido en el R-021, se deberá realizar un estudio geotécnico para determinar las caracte-

rísticas del suelo de fundación. En las zonas donde no sea posible realizar los sondeos requeridos, se deberá complementar el estudio geotécnico con la realización de calicatas en el terreno con toma de muestras alteradas o no (con la realización de ensayos avanzados), en las que se verifique la capacidad soporte del material del estrato del plano de fundación a la profundidad de desplante. Dichas calicatas deberán ser realizadas por lo menos una por cada incidencia importante de carga en los diferentes tipos de fundación que presente la edificación en cuestión.

PÁRRAFO 1. Esta disposición se aplicará, de igual forma, en edificaciones declaradas como Patrimonio Monumental, y en caso de reconstrucción, remodelación, cambio de uso u otra acción que requiera reforzamiento debido a cambios en la estructura existente.

PÁRRAFO 2. La determinación de la capacidad soporte en el plano de fundación, en el caso que no se pueda efectuar sondeos, se realizará mediante ensayos de Penetrómetro Dinámico con el Cono (DPL) o cualquier otra prueba de campo que ofrezca mejor resultado.

4.1.3.10 VIAS DE COMUNICACIONES ADYACENTES A EDIFICACIONES. En toda intervención de las vías de comunicaciones que involucre la remoción o excavación de una parte importante del pavimento, incluyendo aquellas pertenecientes a las zonas declaradas como Patrimonio Monumental, con fines de reconstrucción, rehabilitación o enterramiento de tuberías, se deberá cumplir con lo establecido en el ¨Reglamento para la Realización de Trabajos de Excavación en las Vías Públicas (R-026)¨, así como con las disposiciones del presente Reglamento, para la realización de las investigaciones geotécnicas correspondientes, que garanticen la seguridad de las estructuras existentes en su entorno. Los resultados de dicha investigación y la propuesta de solución para la estabilización de taludes de cortes generados por la excavación deberán ser presentados a la Dirección General de Edificaciones, para fines de no objeción.

CAPITULO 4.2 CARACTERIZACION GEOTECNICA DEL SUBSUELO

4.2.1 INVESTIGACIÓN DE CAMPO

4.2.1.1 Para la clasificación de los suelos y rocas, se deberá realizar una evaluación a partir de la observación de las muestras obtenidas y de la ejecución de ensayos, directos e indirectos, de campo y laboratorio. Las muestras serán recuperadas por sondeos, calicatas u otros métodos de investigación del subsuelo efectuados in situ, y a las profundidades pertinentes a cada aplicación. Se utilizarán equipos debidamente calibrados, y serán aplicadas las técnicas estandarizadas en las normas ASTM para la ejecución de los sondeos y la obtención de las muestras.

4.2.1.2 El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) será realizado según ASTM D1586. No se permitirá el uso de equipos que no se ajusten a dicho estándar, para calcular las correlaciones de los valores de SPT-N, a partir de conteos de número de golpes.

4.2.1.3 Las investigaciones geotécnicas podrán ser realizadas a partir de Ensayos de Penetración Estática con el Cono (CPT) según ASTM 3441, u otros métodos de exploración aprobados por la ASTM o por cualquier normativa de uso y aceptación internacional en su última versión, las cuales deberán ser complementadas con sondeos SPT para la identificación del suelo. El número de sondeos SPT será al menos un 10% de los puntos explorados con el CPT, (los sondeos no serán nunca menos de 3).

4.2.1.4 Para la obtención de testigos de rocas serán aplicados los lineamientos del ASTM D2113. Se reportará el porcentaje de la roca recuperada en cada tirada, y el valor del Índice de Calidad de Roca (RQD) según ASTM D6032.

4.2.1.5 En el estudio geotécnico se deberán clasificar los suelos explorados utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según ASTM D2487. Las descripciones de las muestras de suelos deberán ser realizadas utilizando los procedimientos visuales-manuales delineados en el ASTM D2488.

4.2.1.6 Se realizarán las investigaciones de campo que sean necesarias, adicionales a las requeridas en el presente Reglamento, para evaluar la presencia de cavernas, la estabilidad de taludes, resistencia de los suelos, profundidad de estratos portantes, compresibilidad, licuefacción, potencial de expansión y efectos de variaciones del contenido de humedad sobre la resistencia.

4.2.1.7 Se permitirá aplicar técnicas geofísicas para complementar la caracterización geotécnica y geológica, con el objeto de complementar los datos obtenidos mediante la exploración, mejorar su correlación, acometer el estudio de grandes superficies y determinar los cambios laterales de facies.

4.2.1.8 VARIABILIDAD DEL MANTO ROCOSO. Donde las exploraciones geotécnicas indiquen variabilidad en la profundidad y en las características mecánicas del manto rocoso, o donde exista la posibilidad de que el manto rocoso detectado no tenga continuidad vertical, se requerirá que los sondeos exploratorios se extiendan por lo menos 3 metros de profundidad por debajo del plano de fundación, dentro de la roca.

4.2.2 ALCANCE MÍNIMO DE LA EXPLORACION

4.2.2.1 Será responsabilidad del Ingeniero Geotécnico determinar el alcance del programa de exploración conforme a las condiciones y características del proyecto, que incluya la cantidad y tipos de puntos de exploración, así como sus profundidades, intervalo de muestreo, y los ensayos de campo y laboratorio a ser realizados, con la debida rigurosidad y cumpliendo las normas y reglamentos pertinentes. El alcance de dichos trabajos nunca estará por debajo de los requisitos mínimos establecidos en el presente Reglamento.

4.2.2.2 PROGRAMA DE EXPLORACIÓN. Para la ejecución de este programa, se deberán tomar en cuenta las categorías de las edificaciones, según el número de niveles y superficie en planta; además se tomará en cuenta el tipo de terreno, categorizado por su topografía, geología e hidrogeología.

TABLA 4.2
CATEGORIZACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

Tipo	Descripción[1]	Categoría
C-0	Casas individuales de hasta 2 niveles con superficie en planta inferior a 100 m^2	Baja
C-1	Casas individuales hasta 2 niveles con superficie en planta inferior a 150 m^2	
C-2	Edificaciones menores a 4 niveles o con superficie en planta construida inferior a 300 m^2	Medio Baja
C-3	Edificaciones entre 4 y 10 niveles o con superficie en planta construida mayor a 300 m^2	Media
C-4	Edificaciones entre 11 y 20 niveles o con superficie en planta mayor a 3000 m^2	Alta
C-5	Edificaciones Conjuntos monumentales o singulares, y Edificaciones mayores de 20 niveles	Especial

PÁRRAFO 1. Para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del Proyecto (sótanos, terrazas y niveles).

TABLA 4.3
GRUPOS DE TERRENO

Grupo de terreno	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos que presentan poca variabilidad (topográfica, geológica, entre otras.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad (topográfica, geológica, entre otras), o donde se pueda suponer que poseen rellenos antrópicos de cierta relevancia, (aunque probablemente no superen los 3.0 m).
T-3	Terrenos desfavorables: los que no se pueden clasificar en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yeso o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel superior a 15º j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas

4.2.2.3 CANTIDAD DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN EN EDIFICACIONES.

El número de puntos a explorar en el terreno donde se desarrollará el proyecto nunca será menor al establecido en la TABLA 4.4. Se deberán realizar al menos tres puntos no alineados distribuidos en toda el área bajo la estructura, excepto para los tipos C-0, los cuales aumentarán según la cantidad establecida en dicha tabla. El Ingeniero Geotécnico fijará la cantidad de puntos contemplados en su programa de exploración, diseñado conforme a las disposiciones establecidas en **4.2.2.1,** el cual dependerá de la complejidad de la estructura y el grupo de terreno.

TABLA 4.4
REQUERIMIENTO MÍNIMO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN

Tipo de Edificación	Cantidad Mínima de Puntos de exploración	Grupo de Terreno			
		T_1		T_2	
		$d_{máx}$ (m)	P ** (m)	$d_{máx}$ (m)	P ** (m)
C-0	2	30	5	20	5
C-1	3	20	5	20	5
C-2	3	20	6	20	6

Nota:

**La profundidad (P) será medida desde la superficie y se continuará hasta dos veces B por debajo del plano de fundación o hasta donde los estratos inferiores reciban menos de 10 % de las presiones esperadas.

4.2.2.4 ESPACIAMIENTO ENTRE SONDEOS. El espaciamiento entre sondeos bajo la estructura en las categorías de edificación tipo C-3, C-4 y C-5 no será mayor que 20 metros. En el caso de realizar investigaciones en base a métodos geofísicos se permitirá reducir en un 10% la cantidad de sondeos y aumentar el espaciamiento.

4.2.2.5 PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN PARA LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES. Para estructuras de las categorías de edificación tipo C-3, C-4 y C-5 que sean soportadas por cimientos superficiales, la profundidad de exploración (Zx) bajo la cota de cimentación será:

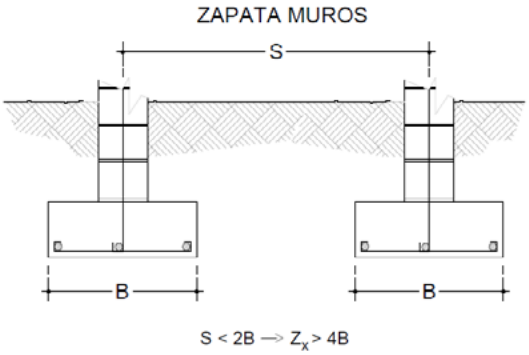
a) 2.5 veces el ancho de la zapata ($Zx \geq 2.5\ B$), para zapatas con relaciones de largo y ancho menor o igual a dos ($L/B \leq 2$).

b) $Zx > 4\ B$ para zapatas con $L/B > 5$.

c) Para zapatas con relaciones que se encuentren en el rango $2<L/B<5$, la profundidad mínima de exploración se interpolará linealmente entre estos límites.

d) Cuando el espaciamiento entre centros de columnas cumpla con la condición de que $S<2B$, entonces $Zx > 4\ B$. (Véase FIGURA 4.2.2.1)

FIGURA 4.2.2.1
CONDICIÓN DE ESPACIAMIENTO ENTRE CENTROS DE COLUMNAS



e) Para plateas, la profundidad mínima de exploración será la menor de Zx = 1.5 B, o la profundidad Zx bajo la cual los estratos inferiores aportarán menos de 10% de los asentamientos totales esperados.

f) La profundidad mínima de exploración no tendrá que ser mayor que la profundidad del manto rocoso debidamente identificado según en 4.2.1.8, a menos que dicho estrato sea el principal plano de fundación.

g) La profundidad de exploración mínima nunca podrá ser menor de 7 metros en el caso de los terrenos T1 y T2.

4.2.2.6 PROFUNDIDAD DE EXPLORACION PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS. Para cimentaciones profundas (pilotes, micropilotes, pilares, pilas, entre otras) cuyas puntas no terminen en el manto rocoso, la profundidad mínima de exploración (Zx) será la mayor de:

a) La longitud estimada del pilotes y cabezal (Lp), más 6 metros adicionales;

b) La longitud estimada de pilotes y cabezal más dos veces el ancho del grupo de pilotes.

4.2.2.7 Para pilotes que lleguen hasta el manto rocoso debidamente identificado según en 4.2.1.8, los sondeos deberán extenderse un mínimo de 3 metros o 5 diámetros de pilote por debajo la punta de los pilotes, la que sea mayor.

4.2.2.8 Se tomarán los mismos principios de cálculo de profundidad de exploración de pilotes para los demás sistemas de cimentaciones profundas.

4.2.2.9 TERRENOS DEL GRUPO T-3. En los terrenos del grupo T-3 la cantidad de puntos de exploración y profundidad mínima quedará al juicio del ingeniero geotécnico, pero nunca su alcance podrá ser menor al del grupo T-2 (véase definición de grupo de terrenos).

SECCIÓN 1

REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN

4.2.2.10 REQUISITOS GENERALES. Los puntos de exploración podrán ser reducidos atendiendo a lo indicado en esta Sección. Solo se permitirá sólo un tipo de reducción en los puntos de exploración de los casos especificados en 4.2.2.11, 4.2.2.12, ó 4.2.2.13, del cual deberá ser seleccionado el más desfavorable de los calculados.

4.2.2.11 REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN POR REPETICIÓN DE EDIFICACIONES.

Para proyectos con varias edificaciones similares y repetitivas, el número total de puntos de exploración se establecerá según los siguientes criterios:

a) Edificaciones cimentadas en suelo:

Para proyectos con varias edificaciones similares y repetitivas, se requerirá la cantidad de sondeos como se establece en la TABLA 4.4 del presente Reglamento para el primer edificio y a partir del segundo edificio y los subsiguientes, el número total de puntos de exploración se reducirá al 50% de los puntos establecidos para el primer edificio, redondeando la cantidad entera por exceso.

PÁRRAFO: Esta regla se aplicará hasta un mínimo de diez (10) edificios construidos en una misma etapa.

b) Edificaciones cimentadas en roca:

Se permitirá la exploración del 50% de los sondeos requeridos bajo la estructura, siempre y cuando esté correlacionada con la realización de métodos geofísicos o imágenes geoeléctricas, que incluyan al menos dos (2) líneas de exploración de no menos de 25 m de longitud.

PÁRRAFO: Los estudios geofísicos deberán realizarse antes de la exploración por sondeos.

c) Espaciamiento entre sondeos:

El espaciamiento entre sondeos bajo la estructura no excederá los 20 m.

PÁRRAFO: El consultor geotécnico deberá presentar exploraciones adicionales en caso de detectarse anomalías significativas en las propiedades o estructura del terreno.

4.2.2.12 REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN POR HOMOGENEIDAD DEL SUBSUELO. La reducción del número de puntos de exploración será permitida, cuando exista homogeneidad en el terreno, en función de la resistencia a la penetración, la estratigrafía y las condiciones hidráulicas. Nunca serán menos de dos (2) para los estudios geotécnicos en edificaciones Tipo C-1 a C-3, y de tres (3) para los estudios geotécnicos en edificaciones Tipo C-4 y C-5.

4.2.2.13 REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN POR EXTENSIÓN DEL TERRENO. Para edificios con una superficie en planta mayor o igual a 10,000 m², se podrá reducir la cantidad de puntos de exploración hasta en un 50% de los obtenidos según las secciones correspondientes al tipo de edificación. En el caso de estructuras tales como, naves industriales, es fundamental que los puntos de exploración cubran toda el área del terreno, con especial atención a las zonas donde se colocarán los ejes de carga.

4.2.2.14 REDUCCION DE PUNTOS PARA URBANIZACIONES DE CASAS. Para el caso particular de grupos de edificaciones de no más de dos niveles de altura, como urbanizaciones de casas con superficie en planta inferior a los 100 m2 (tipo C-0), se requerirá como mínimo un sondeo cada 30 metros y al menos 3 sondeos, siempre que no se trate de una zona cavernosa delimitadas en el esquema Hidrogeológico del SGN (Véase anexos).

SECCIÓN 2

EXPLORACIÓN EN PROYECTOS SOTERRADOS

4.2.2.15 CANTIDAD DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN EN EXCAVACIONES DE PROYECTOS SOTERRADOS. Para la realización del estudio preliminar y/o definitivo se requerirá un mínimo de dos sondeos en cada lado del perímetro del terreno a excavar, siempre que el espaciamiento entre sondeos sea menor o igual a 20 m. En la evaluación de la estabilidad de futuros cortes y el efecto de éstos sobre estructuras adyacentes, los sondeos serán realizados desde la superficie original del terreno (previo al inicio de excavaciones), con posterioridad al perfilado geofísico. Los puntos de exploración podrán ser retirados del perímetro del terreno una distancia horizontal no mayor que la altura del futuro corte.

PÁRRAFO. En caso de que uno de los lados del terreno tenga menos de 10 metros de largo, se permitirá la realización de un sondeo en el centro de dicho lado.

4.2.2.16 PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN PARA EXCAVACIONES. La profundidad mínima de exploración (Zx) para los casos de proyectos soterrados será 1.5 veces la altura prevista del corte desde la superficie original del terreno.

4.2.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

4.2.3.1 ENSAYOS MÍNIMOS DE LABORATORIO. El tipo y cantidad de ensayos para la caracterización geotécnica dependerá de las características propias de los suelos y rocas explorados, del tipo de proyecto y del criterio del ingeniero geotécnico. Como mínimo se deberán efectuar los ensayos descritos. Además de éstos, cuando el consultor geotécnico lo considere pertinente se deberán realizar otros ensayos.

TABLA 4.1
ENSAYOS MÍNIMOS EN SUELOS Y ROCAS SEGÚN TIPO DE EDIFICACIÓN

Parámetro	Norma Aplicable	Suelos arcillosos				Suelos limosos				Suelos granulares (arena y grava).				Roca
		Tipo de edificación				Tipo de edificación				Tipo de edificación				
		C-0, C-1 y C-2	C-3	C-4	C-5	C-0, C-1 y C-2	C-3	C-4	C-5	C-0, C-1 y C-2	C-3	C-4	C-5	
Clasificación de suelo	ASTM-D2487	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
Contenido de humedad, (W)	ASTM-D2216	X	X	X	X	X	X	X	X	(X)	(X)	(X)	(X)	-
Límites de Atterberg	ASTM-D4318	X	X	X	X	X	X	X	X	(X)	(X)	(X)	(X)	-
Granulometría	ASTM-D6913 y D7928	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-
Resistencia al corte sin drenaje, (Su)	ASTM-D2850, D4767, D4648, D6528, D2166	I	(X)	X	X	(x)	(x)	(x)	(x)	-	-	-	-	-
Clasificación geológica		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X
Índice de Expansibilidad	ASTM-D4829 D-4546	I	(X)	(X)	(X)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Peso unitario (y)	ASTM-D2937	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Ensayo de compresión uniaxial	ASTM-D2166	x	x	x	x	-	-	-	-	-	-	-	-	X
Ensayo de carga puntual	ASTM D5731	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X
	X= Se determinará siempre (X)= se determinará si procede u ocasionalmente - = no aplica I = inferida o por correlación													

4.2.4 REQUISITOS ESPECIALES

4.2.4.1 NIVEL FREÁTICO EN SÓTANOS. Para estructuras con sótanos, en el estudio geotécnico se deberá ubicar la posición del nivel freático tomando como punto de partida la cota del piso soterrado más bajo, y se deberán establecer las medidas pertinentes para evitar probables inundaciones del mismo.

4.2.4.2 ZONAS CÁRSTICAS. Los estudios geotécnicos en zonas cársticas deberán auxiliarse de métodos geofísicos para definir la ubicación de cavernas y bolsones de materiales de menor competencia, determinar los espesores de costra superficial del techo de la caverna y sus características mecánicas. En adición, se deberán determinar las características mecánicas de los suelos o rocas que subyacen dicha costra superficial.

4.2.4.3 SUELOS EXPANSIVOS. Se deberán considerar los suelos como expansivos en las zonas en donde se cumpla simultáneamente que los suelos poseen un Índice de plasticidad mayor o igual que quince (15), un Límite Líquido mayor a cincuenta (50) y un Límite Plástico mayor a veinticinco (25). El Ingeniero Geotécnico deberá definir su capacidad expansiva, presión de expansión, extensión superficial y el espesor de la capa expansiva, así como las medidas de mitigación de sus efectos.

PÁRRAFO. No será aplicada esta disposición si se demuestra que su índice de expansión es menor que 20, mediante el ensayo de expansión.

SECCIÓN 1

CLASIFICACIÓN DE SITIO SISMICO

4.2.4.4 CLASIFICACION DEL SITIO PARA FINES SISMICOS. A través del estudio geotécnico se deberá clasificar la estratigrafía del terreno investigado mediante la exploración geotécnica en una de las seis categorías defini-

das. No se encuentra el origen de la referencia., para fines de su comportamiento ante sismos. Se asignará siempre la clasificación más desfavorable que aplique al sitio en cuestión, atendiendo a lo establecido en el **4.2.4.5.**

4.2.4.5 En la clasificación del sitio tomarán precedencia las mediciones de velocidad de onda cortante (Vs) y en caso de que no se cuente con Vs, se deberán utilizar las mediciones de resistencia al cortante no-drenada en las muestras de suelos cohesivos (Su), y en los suelos se utilizarán los valores del conteo de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586) (SPT-N).

TABLA 4.6
DEFINICIÓN DE LA CLASE DE SITIO

CLASIFICACIÓN DE SITIO	**Nombre**	**Vs [m/s]**	**s_u [KPa]**	SPT-N **[golpes/0.3m]**
A	**Roca Sana**	>1,500	No Aplica	No Aplica
B	**Roca**	760 a 1,500	No Aplica	No Aplica
C	**Roca Blanda o Suelos Muy Densos**	360 a 760	>100	>50
D	**Suelos Firmes**	180 a 360	50 a 100	15 a 50
E	**Suelos Blandos**	< 180	< 50	< 15
	Además, se clasificará como **SITIO CLASE E** a perfiles con más de 3 m de arcillas o limos con todas las siguientes propiedades: 1) Índice de Plasticidad I_p >20. 2) Contenido de humedad natural w_n>40%. 3) Resistencia al cortante no-drenada s_u<25KPa.			

F	Se clasificará como **SITIO CLASE F** al perfil de suelos que tenga cualquiera de las siguientes características: 1) Suelos susceptibles a pérdida de resistencia ante cargas sísmicas como suelos licuables, arcillas sensitivas muy blandas. 2) Perfiles con más de 3 m de Turbas y/o arcillas muy orgánicas. 3) Perfiles con más de 7 m de arcillas de muy alta plasticidad (Índice de Plasticidad I_p >75). 4) Perfiles con más de 35 m de arcillas blandas a medianas.

4.2.4.6 Para la clasificación de sitio serán divididos los 30 metros superiores del perfil en n estratos de suelo, cada uno con propiedades similares. Se utilizarán los valores promedio de las mediciones de Vs, Su y/o SPT-N en los 30 m superiores del perfil, calculado de acuerdo con la expresión siguiente:

$$X = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \left[d_i / x_i \right]}$$

Donde

X es el valor promediado de dicha propiedad, que se utilizará para la clasificación.

di representa los espesores del estrato.

xi representa los valores de la propiedad que está siendo promediada (Vs, Su o SPT-N), en cada uno de los estratos del perfil.

4.2.4.1 En caso de que alguno de los sondeos no llegue a la profundidad de 30 m será responsabilidad del Ingeniero Geotécnico determinar la Clase de Sitio Sísmico.

4.2.4.2 En las sumatorias de la ecuación **(4.2.4.1)** se limitará el valor de SPT-N a 100 golpes/30cm, y se limitará el valor de Su a 240 KPa.

4.2.4.3 No se asignará la categoría de sitio A o B si existe un estrato de suelo de otro tipo, mayor de 3 metros, entre la superficie del estrato rocoso y el fondo de cimentación.

4.2.4.4 Para la Clasificación de sitio C, D o E determinada según lo establecido en el **4.2.4.6,** si la velocidad promedio de la onda de corte (Vs), el número de golpes (N) y/o la resistencia última promedio al corte del suelo no drenado (Su) resultaran en valores tales que exista discrepancia en la clasificación del sitio, el sitio será clasificado de tal forma que corresponda al suelo que resulte en una mayor demanda sísmica.

4.2.4.5 En los suelos que sean clasificados como clase de Sitio F, se deberá realizar un análisis de respuesta de sitio tomando en cuenta la amplificación del suelo y las mediciones in situ de las velocidades de las ondas sísmicas de compresión (Vp) y de corte (Vs).

PÁRRAFO 1. No se requerirán los estudios de amplificación específicos de sitio si se utiliza una aceleración pico del terreno igual a SDS/2.5, donde SDS es la aceleración espectral de diseño para período corto, definida en el Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (R-001).

PÁRRAFO 2. No se requerirán los estudios de amplificación específicos de sitio en suelos licuables donde se proyecte construir estructuras con periodos de vibración menor o igual a 0.5 segundos. En este caso, se permitirá la determinación de la clasificación de sitio de acuerdo con el **4.2.4.6** y su clasificación.

INFORME GEOTÉCNICO

4.2.5.1 El informe geotécnico resumirá los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio, así como los análisis y recomendaciones del ingeniero geotécnico. Como mínimo, sin ser limitativo, el informe geotécnico contendrá la siguiente información:

a) Descripción del proyecto (localización, uso, extensión en planta, número de pisos sobre el NPT y bajo el NPT, sistema estructural, entre otros), e identificación de la categorización de la construcción.

b) Descripción del alcance de las investigaciones, especificaciones técnicas del equipo utilizado, incluyendo fotos y metodologías empleadas.

c) Definir si la zona del proyecto se encuentra en un campo cercano o lejano a las diferentes fallas, de acuerdo con el Mapa de Campo Cercano, del Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (R-001).

d) Breve descripción de la geología regional y local donde se sitúa el proyecto.

e) Breve descripción de la hidrogeología regional y local donde se sitúa el proyecto.

f) Detalles topográficos de acuerdo con la altimetría y planimetría de la zona, para determinar las cotas del relieve del sitio en estudio, tomando en cuenta los niveles de piso terminado de la estructura a construir.

g) Breve descripción de la Topografía circundante al área del proyecto.

h) Proximidades a Ríos o corrientes de agua.

i) Detalle de las estructuras adyacentes, si aplica.

j) Planta del proyecto a escala con la ubicación de los puntos explorados georreferenciados; perfiles estratigráficos y perfiles geofísicos (si aplica), claramente identificados.

k) Bitácora de los sondeos, con descripción de las muestras de suelos y rocas, por un profesional calificado de acuerdo con los requisitos del **Capítulo 4.2, Sección 4.2.1.**

l) Descripción del subsuelo en función del perfil estratigráfico encontrado y clasificación del sitio.

m) Ubicación del nivel freático, si ha sido encontrado en los sondeos, indicando la fecha de medición.

n) Asentamientos totales y diferenciales esperados.

o) Módulo de Balasto o reacción del terreno ante el dimensionamiento de las cimentaciones y elemento de contención.

p) Recomendaciones de cimentación, incluyendo tipo de cimientos, esfuerzos máximos admisibles sobre terreno natural y rellenos para cimientos superficiales, y recomendaciones para mejoramiento del terreno contra los efectos de suelos expansivos, zonas cavernosas, suelos granulares propensos a licuefacción, entre otros.

q) Recomendaciones para excavaciones, estabilidad de taludes, estructuras de retención y para mitigar el efecto de excavaciones sobre estructuras adyacentes.

r) Recomendaciones para rellenos compactados.

s) Anexo que incluya los resultados de pruebas de campo y laboratorio, memoria de cálculo de cada tipo de problema analizado y de los resultados en forma de gráficos y tablas. Además, se incluirán planos, esquemas, dibujos, fotografías de las muestras y de campo, y todos los aspectos que se requieran para ilustrar y justificar el estudio y sus recomendaciones.

4.2.5.2 INFORME GEOTÉCNICO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. En el caso de las cimentaciones profundas, además de lo indicado en el 4.2.5.1, el informe geotécnico deberá incluir los siguientes requisitos:

a) Recomendar los tipos y especificaciones de pilotes y presentar estimados de su capacidad axial última y de trabajo, incluyendo porcentajes estimados de la carga que serán soportadas, por punta y por fricción en el fuste.

b) Presentar estimados de resistencia a cargas laterales en función de la flexión y la compresión (Flexo-compresión y biflexo-compresión).

c) Definir cotas mínimas requeridas de la punta de los pilotes para las cargas de trabajo recomendadas.

d) Recomendar la separación de centro a centro de los pilotes.

e) Presentar factores de reducción de la capacidad individual de pilotes por efecto de acción de grupos.

f) Estimar los asentamientos esperados para pilotes friccionantes cuya punta no este empotrada en el manto rocoso.

g) Describir los métodos de instalación recomendados.

h) Especificar las características de hincado esperadas y martillos recomendados en pilotes hincados.

i) En pilotes hincados se especificará el desarrollo de criterios de hinca, a partir de pruebas en campo con pilotes indicadores antes del inicio de la hinca de producción.

j) Se especificarán los requerimientos de pruebas de carga y de integridad de los pilotes según lo establecido en el **4.5.7.3 y 4.5.7.4.**

CAPITULO 4.1 CRITERIOS DE SEGURIDAD

4.3.1 DISPOSICIONES GENERALES

4.3.1.1 Las cimentaciones deberán cumplir con dos características principales: ser seguras contra una falla por corte general y local del suelo que la soporta, y no experimentar un asentamiento que exceda los límites establecidos en el presente Reglamento, para comportarse satisfactoriamente. El tipo de cimentación deberá ser escogido y dimensionado de manera que cumpla con estos criterios de seguridad.

4.3.2 CRITERIOS DE SEGURIDAD EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

4.3.2.1 PROPIEDADES DE SUELOS Y ROCAS. Para fines del diseño de las cimentaciones serán requeridas la capacidad portante y los asentamientos del terreno, que serán determinados en base a las propiedades de los suelos y rocas, derivados de los ensayos de campo y laboratorio, para definir la resistencia y compresibilidad de los estratos de fundación.

4.3.2.2 ASENTAMIENTOS EN ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS. Se tomarán todas las precauciones en el diseño de zapatas aisladas y combinadas, para que bajo cargas de servicio los asentamientos absolutos se limiten a 25 milímetros.

PÁRRAFO. En suelos cohesivos y en rocas se deberá satisfacer la condición de que la presión de contacto bajo cargas de servicio sea menor a un tercio (1/3) de la capacidad portante última, calculada según los métodos propuestos en el **Capítulo 4.4.**

4.3.2.1 En aquellos sitios en donde los asentamientos esperados sean mayores que estos máximos aceptables, se deberá mejorar el subsuelo, utilizar plateas, o utilizar cimentaciones profundas.

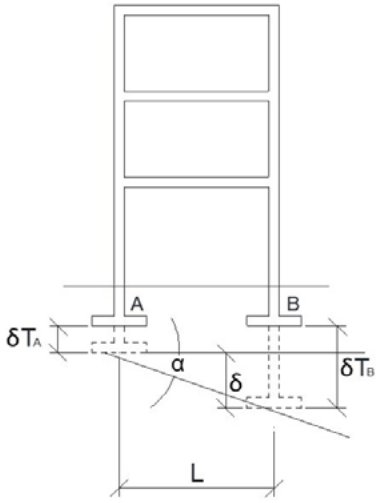
PÁRRAFO. El ingeniero geotécnico podrá defender recomendaciones en las cuales los asentamientos calculados excedan los máximos admisibles establecidos en el 4.3.2.2, si demuestra mediante análisis sustentado por datos y con posterior verificación con mediciones en obra que no resultan en consecuencias negativas para la estructura, o para el uso de la edificación, y no presenta peligro alguno para sus ocupantes. Dichos asentamientos limitados precedentemente solo pueden ser excedidos hasta un 25%.

4.3.2.2 ASENTAMIENTOS EN PLATEA. Los asentamientos absolutos para plateas se limitarán a 50 milímetros. Las plateas deberán poseer suficiente rigidez para limitar los asentamientos diferenciales a 6 milímetros para apoyos espaciados a 3 metros, es decir, $\leq 2x10^{-3}$, donde es la distorsión angular.

PÁRRAFO. Al igual que para zapatas aisladas y combinadas, el ingeniero geotécnico podrá defender recomendaciones en las cuales los asentamientos calculados excedan los máximos admisibles establecidos en el **4.3.2.4,** si demuestra mediante análisis sustentado por datos y con posterior verificación con mediciones en obra que no resultan en consecuencias negativas para la estructura, o para el uso de la edificación, y no presenta peligro alguno para sus ocupantes. Dichos asentamientos limitados precedentemente solo pueden ser excedidos hasta un 25%.

4.3.2.3 ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES. El Asentamiento Diferencial no deberá ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en el **4.3.2.6.** En el caso de apoyos espaciados a 3 m, los asentamientos diferenciales se limitarán a 6 milímetros; es decir, ≤ 2x10-3, donde es la distorsión angular (Véase).

FIGURA 4.3.2.1
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES



$$\text{Distorsión Angular } (\alpha) = \frac{\delta}{L}$$

δT_A = Asentamiento Total de A
δT_B = Asentamiento Total de B
δ = Asentamiento Diferencial

4.3.2.1 LÍMITES DE GIRO O DISTORSIÓN ANGULAR. Los giros calculados deberán limitarse a valores que no produzcan efectos estéticos o funcionales que impidan o perjudiquen el funcionamiento normal de la edificación, amenacen su seguridad, o disminuyan el valor comercial de la misma. En ningún caso se deberá sobrepasar $\boldsymbol{\alpha}$=1/500.

4.3.2.2 FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A UNA FALLA POR CORTE. Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones son los siguientes:

a) Para cargas estáticas: 3.0

b) Para solicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2.5

4.3.2.3 CRITERIOS DE SEGURIDAD EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

4.3.2.4 Las fundaciones profundas se diseñarán y construirán o instalarán en base a las recomendaciones del informe geotécnico, según lo especificado en las Secciones **4.2.2** al **4.2.4** del **Capítulo 4.2** y en el **Capítulo 4.5.**

4.3.2.5 La Carga Axial de Trabajo (Qtrabajo) de pilotes se calculará como la relación entre la Capacidad Geotécnica Ultima (Qult), según las directrices del **Capítulo 4.5**, y el Factor de Seguridad (F.S.).

$$Q_{trabajo} = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$

4.3.3.1 La Carga lateral admisible será aquella que no exceda los límites estructurales de la sección del pilote o un desplazamiento horizontal de 25 milímetro, la que sea menor.

4.3.3.2 FACTOR DE SEGURIDAD. El Factor de Seguridad (F.S.), dependerá del nivel de las investigaciones geotécnicas, según los siguientes criterios:

a) Para una investigación mínima con sondeos, según el 4.2.2.6, y análisis de capacidad estáticos según el Capítulo 4.5, el Factor de Seguridad para punta será F.S. = 3.0 y para fuste F.S. = 2.5.

b) Si además de las actividades señaladas en a) se realizan pruebas de carga dinámica, según ASTM D4945, pruebas de carga estáticas según ASTM D1143, según aplique, se usará F.S. = 2.0.

PÁRRAFO 1. Si se realizan pruebas de carga dinámica a más del 10% se podrá disminuir dichos factores de seguridad a F.S. = 1.9.

PÁRRAFO 2. Si se realizan pruebas de carga dinámica a más del 10% y además 2% de cargas estática se podrá disminuir dichos factores de seguridad a F.S. = 1.75.

4.3.1 CRITERIOS DE SEGURIDAD EN ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN Y TALUDES

4.3.4.1 ESTABILIDAD GLOBAL. La estabilidad global de muros de contención y taludes en corte o relleno será aceptable sólo si los factores de seguridad calculados con los métodos recomendados en el Capítulo 4.4, son mayores que los mínimos especificados en esta sección para las siguientes condiciones.

a) Construcción: Corto plazo F.S. ≥1.2

b) Servicio:Largo Plazo F.S. ≥ 1.5

c) Sismo: F.S. ≥ 1.1

4.3.4.2 DEFORMACIONES A ESTRUCTURAS ADYACENTES INDUCIDAS POR EXCAVACIONES. Las excavaciones se deberán desarrollar de manera que cumpla con los siguientes criterios:

a) El ingeniero geotécnico deberá tomar toda precaución para que las excavaciones no causen daños a estructuras adyacentes pre-existentes.

b) Además de satisfacer los requisitos del 4.3.4.14.3.4.2, los cortes no deberán inducir deformaciones verticales u horizontales que afecten adversamente las estructuras adyacentes existentes.

c) Se limitarán los desplazamientos inducidos a zapatas adyacentes a excavaciones, de manera que las distorsiones angulares y deformaciones unitarias horizontales (), impuestas a la edificación por el corte, sean menores que < 0.15% y < 0.20%. Para garantizar dicho análisis el MIVHED suministrara la información disponible de los cimientos de las estructuras adyacentes.

CAPITULO 4.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

4.4.1 DISPOSICIONES GENERALES

4.4.1.1 El ingeniero geotécnico deberá recomendar cualquier sistema de cimentación superficial que satisfaga los criterios de seguridad establecidos en el Sección 4.3.2 del Capítulo 4.3. Además, el informe geotécnico correspondiente deberá cumplir con todas las disposiciones establecidas en este Título y contendrá las informaciones mínimas requeridas según la Sección 4.5, del Capítulo 4.2.

4.4.1.2 Si para una estructura se plantean varias profundidades de desplante, se deberán determinar las cargas admisibles y los asentamientos diferenciales para cada caso.

4.4.1.3 Se deberá evitar la interacción entre las zonas de influencia de los cimientos adyacentes, de lo contrario se deberá tener en cuenta en el dimensionamiento de los nuevos cimientos.

4.4.1.4 DISTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN DE CONTACTO. Las zapatas en suelos y rocas deberán ser diseñadas para soportar las cargas de diseño con presiones máximas de contacto que no excedan las admisibles, lo más uniforme posible para minimizar los asentamientos diferenciales, con suficiente capacidad estructural y con asentamientos máximo-tolerables como se indica en la Sección 4.3.2 del Capítulo 4.3.

4.4.1.5 ESFUERZO ADMISIBLE. El esfuerzo admisible será el menor de los estimados para satisfacer los dos criterios siguientes:

a) Se deberá estimar primero a partir de la ecuación de capacidad portante reducida por un factor de seguridad, para prevenir una falla por corte general.

b) En adición, se deberá determinar la presión de contacto necesaria para que los asentamientos inducidos sean menores que los valores especificados en la Sección 4.3.2 del Capítulo 4.3.

4.4.1.6 La resultante de fuerzas (R), debido a la presión en la base de la zapata, deberá ser mantenida dentro de B/6 del centro de la zapata, para evitar el levantamiento de los extremos. No se permitirá el uso de zapatas con bases inclinadas.

4.4.1.7 Para fundaciones de zapatas aisladas en suelos clasificados como Clase de Sitio E o F, en el estudio geotécnico se deberá recomendar que estén conectadas con vigas riostras.

4.4.2 ZAPATAS SOBRE RELLENO

4.4.2.1 ZAPATAS SOBRE RELLENO. Las zapatas apoyadas sobre relleno deberán estar regidas por las mismas consideraciones de capacidad portante, asentamiento y estabilidad ante solicitaciones sísmicas que aquellas apoyadas sobre suelos naturales. Se deberá tomar en cuenta tanto el comportamiento del relleno, como de los suelos naturales que lo subyacen.

4.4.2.2 RELLENOS DEBAJO DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES. Los Rellenos deberán ser controlados y construidos con material seleccionado. Los métodos empleados en su conformación, compactación y control dependerán principalmente de las propiedades físicas del material. El material seleccionado deberá ser compactado a una densidad mayor o igual del 95% de la máxima densidad seca del ensayo del Próctor Modificado ASTM D1557, en todo su espesor y cumplir con lo siguiente:

a) Un peso unitario seco ≥ 1800 kg/m^3.

b) Un porciento máximo de Finos menor o igual a 35%.

c) Un Índice de Plasticidad de la fracción fina menor o igual a 15%.

d) Un Limite Líquido de la fracción fina menor o igual a 41%.

4.4.2.3 En todos los casos, se deberán realizar controles de compactación en todas las capas compactadas de espesores no mayor a 0.30 m, a razón necesariamente, de un control por cada 250 m^2 con un mínimo de cinco (5) controles por capa.

PÁRRAFO. En áreas pequeñas (igual o menores a 25 m2), se permitirán al menos tres (3) ensayos de control de compactación por cada capa no mayor a 0.30 m.

4.4.2.4 Cuando se requiera verificar la compactación de un Relleno Controlado ya construido, este trabajo se deberá realizar mediante cualquiera de los siguientes métodos:

a) Ensayo por medio de métodos nucleares, con densímetro, por cada 0.30 metro de espesor (cada capa). Los resultados deberán ser mayores al 95% de la máxima densidad seca del ensayo Próctor modificado ASTM D1557.

b) Ensayo de Penetración Estándar, por cada metro de espesor de Relleno Controlado, o auscultaciones dinámicas con el Cono Dinámico Tipo Peck (CTP), el Cono de Penetración Estático corregido (CPT) o con el Penetrómetro Dinámico Ligero (DPL), o cualquier otro método validado que pueda correlacionarse con el SPT. El resultado de cualquiera de estos ensayos deberá ser mayor a 25 golpes por cada 0.30 metro en el Ensayo de Penetración Estándar Corregido ($N^{1\,(60)}$).

4.4.2.5 Los reportes o informes de los rellenos controlados deberán incluir:

a) Evaluación de la mina (análisis Granulométrico, Límites, Próctor Modificado y otros).

b) Pruebas de control de compactación.

c) Vista en Planta en el plano de conjunto, de los puntos donde fueron realizados los controles georreferenciados.

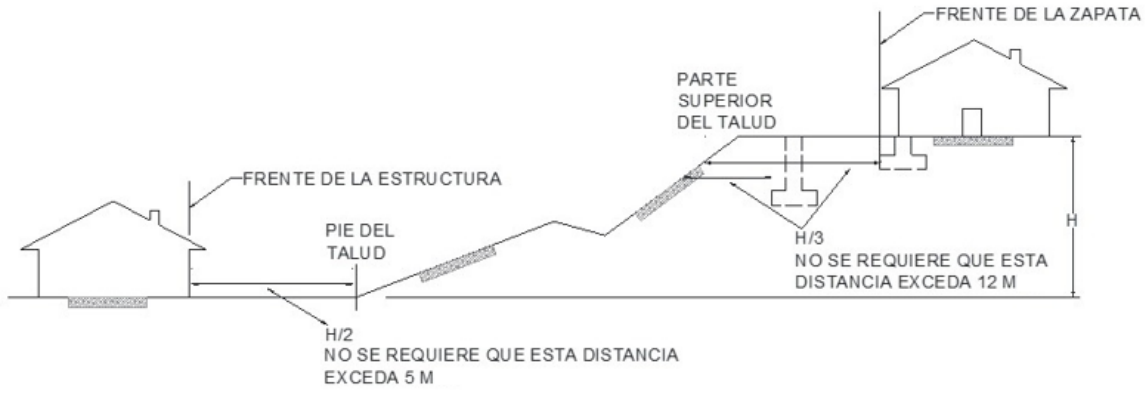
d) Equipo utilizado para el control de la compactación y el certificado de la calibración

4.4.3 ZAPATAS SOBRE O ADYACENTES A TALUDES

4.4.3.1 ZAPATAS SOBRE O ADYACENTES A TALUDES. Los taludes que afecten las edificaciones deberán ser evaluados y estabilizados de ser necesario, para que cumplan con los requisitos de la Sección 4.3.4 del Capítulo 4.3 de este Reglamento; y cumplir además con lo siguiente:

a) Las zapatas deberán ser retiradas del pie del talud, por lo menos una distancia horizontal igual a ½ de la altura del talud. Esta distancia de retiro no tendrá que ser mayor a 5 m.

b) Las zapatas adyacentes a la corona del talud deberán ser cimentadas con suficiente profundidad para apoyarse sobre material no relajado por el talud. Además, deberán ser retiradas a una distancia igual a 1/3 de la altura del talud. Esta distancia de retiro tendrá que ser mayor que 12 m. (Véase FIGURA 4.4.3).



PÁRRAFO. Estas separaciones mínimas podrán ser modificadas por el ingeniero geotécnico basado en resultados demostrables de exploración y del análisis de estabilidad de talud.

4.4.1 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

4.4.4.1 GENERAL. La profundidad o nivel de desplante de la cimentación deberá cumplir los siguientes aspectos:

a) La cimentación debe ser segura contra falla por cortante del suelo.

b) No se deben producir deformaciones excesivas en el suelo, ni en la estructura.

c) Los cimientos no se deben colocar directamente dentro de la zona de cambios volumétricos (contracción y expansión), ni en rellenos no compactados o en suelo orgánico.

a) El nivel de desplante se deberá establecer en base a los datos que ofrezca el estudio de suelo y de acuerdo con los criterios mínimos establecidos en este Reglamento.

b) Los cimientos deberán estar a una profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.

c) En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones deberá llegar hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos.

d) Se deberán diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización.

PÁRRAFO: El ingeniero geotécnico puede recomendar medidas adicionales, como mejoramiento de suelos, técnicas de cimentación especiales, o ajustes en el diseño, para garantizar la estabilidad y seguridad de la estructura en función de las condiciones específicas del terreno.

4.4.4.2 PROFUNDIDAD MÍNIMA DE DESPLANTE PARA ZAPATAS. Las zapatas deberán ser desplantadas a la profundidad donde aparezca el estrato competente y cumpliendo con 4.4.4.1, a una profundidad mínima de 0.70 metros por debajo del nivel final del terreno circundante (luego del acondicionamiento del área).

PÁRRAFO. Esta profundidad mínima podrá ser menor a lo establecido en el **4.4.4.2** basada en resultados demostrables de exploración y del análisis que demuestre que cumplen con el **4.4.4.1.**

4.4.4.3 PROFUNDIDAD MÍNIMA DE DESPLANTE PARA ZAPATAS APOYADAS EN RELLENO. Las zapatas apoyadas sobre relleno deberán tener una profundidad mínima de 0.85 metros.

PÁRRAFO. Esta profundidad mínima podrá ser menor a lo establecido en el 4.4.4.3 basada en resultados demostrables de exploración y del análisis que demuestre que cumplen con el **4.4.4.1.**

4.4.4.4 PROFUNDIDAD MÍNIMA DE DESPLANTE PARA PLATEAS. Las plateas deberán estar apoyadas en un estrato competente y tener una profundidad mínima equivalente a su espesor estructural.

PÁRRAFO. En caso de que la estructura se fundara directamente en terreno rocoso, la profundidad de desplante será de al menos el espesor de la losa de fundación o platea, sin necesidad de relleno (excluyendo cualquier relleno de nivelación).

4.4.2 CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS

4.4.5.1 La capacidad portante última (falla por cortante general del suelo) podrá ser estimada usando la siguiente relación:

$$q_{ult} = cN_c s_c i_c d_c + qN_q s_q i_q d_q + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Donde:

a) Nc, Nγ,Nq son factores de capacidad de carga [-]
(Estos factores están basados en los valores de fricción interna (φ) del suelo de fundación.

b) dc, dγ,dq son factores de profundidad [-];

c) ic, iγ,iq son factores de cargas inclinadas [-];

d) Sc, Sγ,Sq son factores de forma de la zapata [-];

e) B es el ancho de zapata [L], c es la cohesión del suelo [FL-2] y γ es el peso unitario efectivo de los suelos [FL-3];

f) q es el esfuerzo efectivo vertical en el plano de cimentación [FL-2].

TABLA 4.7

FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE

f	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.45
10	8.35	2.47	1.22
15	10.98	3.94	2.65
20	14.83	6.40	5.39
25	20.72	10.66	10.88
30	30.14	18.4	22.4
35	46.12	33.3	48.03
40	75.31	64.2	109.41
45	133.88	134.88	271.76
50	266.89	319.07	762.89

PÁRRAFO. El ingeniero geotécnico podrá utilizar otros métodos que provean iguales o mejores resultados, estos métodos deben ser avalados.

En suelos puramente cohesivos (arcilla y arcilla limosa) para el cálculo de la capacidad portante, se deberán utilizar parámetros de resistencia no-drenadas.

En suelos puramente friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas) para el cálculo de la capacidad portante, se deberá emplear una cohesión (c) igual a cero.

Cuando el terreno sea muy compresible o muy suelto se deberá estimar la capacidad de falla por cortante local o punzonamiento y el qult se deberá estimará usando los parámetros de resistencia reducidos c* y φ*, en la ecuación (4.4.5.1) como sigue:

$$c^* = \frac{2}{3}c \qquad \phi^* = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right)$$

4.4.5.1 CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS GRANULARES. Cuando la superficie del terreno sea marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones sea menor del 10% y se admita la producción de asientos de hasta 25 mm, la presión vertical admisible de servicio se podrá evaluar mediante las siguientes expresiones basadas en el golpeo NSPT, obtenido en el ensayo SPT.

$$q_{adm} = 12 N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B^*}\right) \left(\frac{S_t}{25}\right) \quad \text{kN/m}^2$$

b) Para $B^* > 1.2$ m

$$q_{adm} = 8 N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B^*}\right) * \left(\frac{S_t}{25}\right) * \left(\frac{B^* + 0.3}{B^*}\right)^2 \quad \text{kN/m}^2$$

1) St Representa el asiento total admisible, en mm;

2) NSPT es el valor medio de los resultados, obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia 0,5B* por encima de su base y otro situado a una distancia mínima 2B* por debajo de la misma;

3) D es la profundidad de desplante.

4) El valor de $\left(1 + \frac{D}{3B^*}\right)$ a introducir en las ecuaciones será igual o menor a 1.3.

PÁRRAFO: Las fórmulas de la presente subsección sólo se aplicarán en cimentaciones superficiales con un ancho B < 5 metros. Para aquellos que sobrepasen este límite se deberá comprobar si cumple con los asentamientos admisibles establecidos en el Capítulo 4.3.

4.4.5.2 CAPACIDAD ADMISIBLE. El esfuerzo admisible se deberá determinar a partir de la capacidad portante y el factor de seguridad (F.S.) como:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.}$$

SECCIÓN 1

CARGAS EXCÉNTRICAS

4.4.5.3 Las dimensiones de la zapata deberán ser reducidas para tomar en cuenta los efectos de una carga excéntrica a valores efectivos B' y L'. Estas nuevas dimensiones efectivas deberán ser utilizadas para determinar los factores modificadores de la capacidad de carga (forma y profundidad de la zapata, y factores de inclinación de la carga) y para calcular la capacidad última del suelo.

Las dimensiones reducidas de la zapata deberán ser determinadas como sigue:

$$B' = B - 2e_B$$
$$L' = L - 2e_L$$
$$A' = B'L'$$

Donde

- B es el ancho,
- L es la dimensión más larga de la zapata,
- eB y eL son excentricidades en la dirección estrecha y larga de la zapata, respectivamente.

4.4.5.4 El área efectiva de apoyo se calculará con la ecuación (4.4.5.10). El valor de qult obtenido usando la reducción en dimensiones de la zapata representará una presión de apoyo uniforme equivalente y no la presión real de contacto distribuida debajo de la zapata. Esta presión equivalente deberá ser multiplicada por el área reducida para determinar la capacidad de carga última de la zapata desde el punto de capacidad portante.

4.4.5.5 Para el diseño estructural de la zapata, la presión real de contacto deberá ser considerada en forma trapezoidal.

4.4.5.6 Para una excentricidad (eL) en la dirección L, las presiones de contacto mínima y máxima deberán ser estimadas a partir de la componente normal de la fuerza en la zapata Q, como sigue:

Para

$e_L < L/6$:

$$q_{max} = Q\frac{\left[1+\frac{6e_L}{L}\right]}{BL}$$

$$q_{min} = Q\frac{\left[1-\frac{6e_L}{L}\right]}{BL}$$

Para

$L/6 < e_L < L/2$:

$$q_{max} = \frac{2Q}{3B[L/2-e_L]}$$

$$q_{min} = 0$$

$$L_1 = 3[(L/2)-e_L]$$

Donde

1. L_1 es la longitud del triángulo de presión en la base.

PÁRRAFO 1. Para una excentricidad (e_B) en la dirección B, las presiones máxima y mínima deberán ser estimadas usando las ecuaciones (4.4.5.10) a (4.4.5.14), reemplazando eL por eB y sustituyendo L por B, y B por L.

SECCIÓN 2

FACTORES DE FORMA DE LA ZAPATA

4.4.5.7 Para zapatas con una relación L < 5B, se deberán aplicar los siguientes factores de forma a la ecuación (4.4.5.2):

$$s_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$$

$$s_q = 1 + (B/L)\tan\phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4(B/L)$$

PÁRRAFO. Para zapatas continuas, con L > 5B, los factores de forma se deberán considerar igual a 1. Para zapatas circulares se considerará que B = L. Para casos en que la carga sea excéntrica, las variables L y B deberán ser reemplazadas por L' y B', respectivamente, en las ecuaciones anteriores.

SECCIÓN 3

FACTORES PARA CARGAS INCLINADAS SOBRE LA ZAPATA

4.4.5.8 Para cargas inclinadas, se deberán aplicar los siguientes factores de inclinación a la ecuación (4.4.5.2):

$$i_q = i_c\left[1-\frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right]^2$$

$$i_\gamma = \left[1-\frac{\beta}{\phi}\right]$$

Donde

b = es la inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

SECCIÓN 4

FACTORES DE PROFUNDIDAD

4.4.5.1 Para zapatas con una relación $D_f / B \leq 1$ se deberán aplicar los siguientes factores de profundidad a la ecuación (4.4.5.1):

Para $\phi = 0$

$$d_c = 1 + 0.4(D_f / B)$$

$$d_q = d_\gamma = 1$$

Para $\phi' > 0$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \, (1 - sen \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_\gamma = 1$$

Para zapatas con una relación $D_f / B > 1$, los siguientes factores de profundidad deberán ser aplicados a la ecuación (4.4.5.2):

Para $\phi = 0$

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_q = d_\gamma = 1$$

Para $\phi' > 0$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \, (1 - sen \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_\gamma = 1$$

Donde el factor $\tan^{-1} \left(D_f / B \right)$ está en radianes.

SECCIÓN 5

CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS SATURADOS

4.4.5.1 La capacidad portante bajo la zapata en los suelos saturados se deberá determinar usando el nivel de agua más alto anticipado. El efecto del agua subterránea sobre la capacidad portante última se deberá considerar usando un peso unitario promedio ponderado de los suelos que la subyacen.

a) Si $\phi < 37°$, se deberá utilizar la siguiente ecuación para determinar el peso unitario ponderado:

Para una profundidad de las aguas subterráneas, bajo el fondo de zapata $z_w \geq B$:

$\gamma = \gamma_m$ (Sin efecto)

Para $z_w < B$:

$$\gamma = \gamma' + (z_w / B)(\gamma_m - \gamma')$$

Para $z_w \leq 0$: use

$\gamma = \gamma'$

b) Si $\phi < 37°$, se deberá utilizar la siguiente ecuación para determinar el peso unitario promedio ponderado:

$$\gamma = (2D - z_w)(z_w \gamma_m / D^2) + (\gamma' / D^2)(D - z_w)^2$$

$$D = \tfrac{1}{2} B \tan(45° + \phi / 2)$$

4.4.1 DESLIZAMIENTO LOCAL DE LAS ZAPATAS

4.4.6.1 La falla por deslizamiento en el plano de la zapata se deberá considerar comparando la componente de la fuerza tangencial (P) en la zapata a la fuerza resistente máxima ($P_{max).}$

$$P_{\max} = Q \tan \mathrm{d} + BLc_a + P_p$$

Donde

$\mathbf{P_p}$ = Fuerza pasiva.

δ = ángulo de fricción en el plano de fundación.

c_a = adhesión en el contacto suelo-zapata.

4.4.6.2 La adhesión en el contacto suelo-zapata Ca se deberá determinar mediante la reducción de la cohesión del terreno en el plano de fundación con valores entre 0.6 y 0.8.

4.4.6.3 Los valores del coeficiente de fricción (tan d) en el plano de fundación entre la zapata y los distintos tipos de suelo que se utilizarán en la ecuación (4.4.5.30).

TABLA 4.1

FACTORES DE FRICCIÓN PARA DISTINTOS MATERIALES (NAVFAC, 1986 B).

Materiales de Interfaz	Coeficiente de fricción (tan δ)	Ángulo de Fricción (δ)
Masa de hormigón en los siguientes materiales:		
Roca limpia	0.70	35
Grava Limpia, Mezcla de grava y arena, arena gruesa	0.55 a 0.60	29 a 31
Arena limpia de media a fina, arena limosa de mediana a gruesa, grava limosa o grava arcillosa	0.45 a 0.55	24 a 29
Arena limpia, arena limosa o arcillosa de fina a media	0.35 a 0.45	19 a 24
Limo arenoso fino y limo no plástico	0.60 a 0.35	17 a 19
Arcilla residual muy rígida o arcilla preconsolidada	0.40 a 0.50	22 a 26
Arcilla media dura y dura y arcilla limosa	0.30 a 0.35	17 a 19

4.4.6.4 Para fines del cálculo de la resistencia máxima al deslizamiento (Pmax), en el caso de plateas desplantadas a menos de 0.30 metros, no se considerará la contribución de la resistencia pasiva provista por los suelos frente a la platea. En caso de cargas excéntricas, BL se sustituirá por el área en compresión en la platea.

4.4.6.5 FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO. El factor de seguridad al deslizamiento (FS) deberá ser mayor o igual a 1.5.

$$FS = P_{max} / P \geq 1.5 \qquad (4.4.6.2)$$

PÁRRAFO. Para el caso de carga dinámica (cargas transitorias) el factor de seguridad deberá ser mayor o igual a 1.15.

4.4.7 ASENTAMIENTOS EN SUELOS

4.4.7.1 El asentamiento total de la zapata incluirá tres componentes: elástico o inicial, por consolidación primaria y por consolidación secundaria.

$$S_t = S_e + S_c + S_s \qquad (4.4.7.1)$$

4.4.7.2 Los asentamientos deberán ser determinados usando la carga muerta más la carga viva reducida, sin factorizar. Otros factores que afectan el asentamiento también deberán considerarse, donde sea apropiado (cargas por terraplén en todos los suelos, y cargas de vibración por cargas vivas dinámicas o cargas por terremotos en suelos granulares).

4.4.7.3 ASENTAMIENTOS EN ARENAS Y LIMOS NO-PLÁSTICOS. El cálculo de los asentamientos en arenas y limos no plásticos será realizado por el ingeniero geotécnico, quien podrá emplear métodos empíricos basados en mediciones de campo obtenidas mediante el Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586).

4.4.7.4 Para calcular la profundidad de influencia (ZI) cuando el valor de NSPT se mantiene constante o aumenta con la profundidad, se considera una relación que depende del ancho de la cimentación y un ancho de referencia.

PÁRRAFO. En casos donde el valor de NSPT disminuye con la profundidad, la profundidad de influencia se toma como 2B o hasta alcanzar un estrato suave desde el fondo de la cimentación (el valor que sea menor).

4.4.7.5 El conteo de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (N) se calculará como el promedio ponderado de los conteos de golpes en los estratos que se encuentran dentro de la profundidad de influencia (ZI)

$$N = \frac{\sum_{i=1}^{n} N_i \Delta z_i}{Z_I} \qquad (4.4.7.2)$$

Donde

ΔZ_i son los espesores de los estratos con valores N_i.

4.4.7.6 Los valores de las constantes $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ que se utilizarán en la ecuación (4.4.7.3)

TABLA 4.1

VALORES DE LAS CONSTATES $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$

Tipo de suelo	q´	α_1	α_2	α_3
Arena normalmente consolidada	q_{neta}	0.14	$\frac{1.71}{\overline{\overline{N}}^{1.4}}$	$\alpha_3 = \frac{H}{Z_1}\left(2 - \frac{H}{Z_1}\right)$
Arena sobreconsolidada ($q_{neta} \leq \sigma'_c$)	q_{neta}	0.047	$\frac{0.57}{\overline{\overline{N}}^{1.4}}$	O
Arena sobreconsolidada ($q_{neta} > \sigma'_c$)	$q_{neta} - 0.67\,\sigma'_c$	0.14	$\frac{0.57}{\overline{\overline{N}}^{1.4}}$	$\alpha_3 = 1$ (si H> Z_1)

PÁRRAFO. Se permitirá el uso de cualquier otro método que ofrezca mejores resultados.

4.4.7.7 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN. El asentamiento por consolidación de las zapatas en suelos cohesivos saturados o parcialmente saturados puede estimarse usando las siguientes ecuaciones cuando los resultados de pruebas de laboratorio están expresados en términos de relación de vacío (e):

a) Para suelos inicialmente preconsolidados ($\sigma'_P > \sigma'_0$):

$$S_c = \frac{H_c}{1+e_o}\left[C_{cr}\log\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_c\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right] \qquad (4.4.7.4)$$

b) Para suelos normalmente consolidados ($\sigma'_P = \sigma'_0$):

$$S_c = \frac{H_c}{1+e_o}\left[C_c\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o}\right] \qquad (4.4.7.5)$$

Donde

H_c es el espesor del estrato,
e_0 es la relación de vacíos inicial,
C_{cr} el índice de recompresión,
C_c es el índice de compresión durante consolidación primaria,
σ'_P es la presión de preconsolidación, y
(σ'_0) es el esfuerzo efectivo inicial.

4.4.7.8 Para tomar en cuenta la disminución del incremento en esfuerzo efectivo inducido con la profundidad debajo de la zapata, y la variación de la compresibilidad del suelo con la profundidad, la capa comprimida deberá ser subdividida en incrementos verticales (típicamente de 0.5 a 2 m de espesor) y el asentamiento de consolidación para cada incremento analizado separadamente. El valor total de Sc es la sumatoria de Sci para cada incremento.

4.4.7.9 ASENTAMIENTOS SECUNDARIOS. Los asentamientos secundarios de zapatas en suelos cohesivos podrán ser estimados según:

$$S_s = H_c \frac{C_\alpha}{1+e_o} \log(t_2 / t_p)$$

Donde
C_α es el índice de compresión secundaria,
t_p es el tiempo necesario para completar la consolidación primaria en un 90%,
t_2 es un tiempo arbitrario que representa la vida útil de la estructura.

4.4.8 CAPACIDAD PORTANTE EN ROCAS

4.4.8.1 Los métodos empleados por el ingeniero geotécnico para determinar la capacidad portante y asentamiento en el diseño de fundaciones superficiales en roca, deberá considerar la presencia, orientación y condiciones de las discontinuidades, perfiles de meteorización y características similares, según se manifiestan en el sitio y el grado en que se incorporará en el diseño.

4.4.8.2 La capacidad portante de zapatas en macizo rocoso fracturado se determinará dependiendo del modo de falla, de la condición y el espaciamiento de las juntas, de las zonas de falla y otras discontinuidades del macizo según las siguientes condiciones:

a) En caso de roca intacta con ruptura dúctil, con espaciamientos típicos entre discontinuidades de más de cuatro o cinco veces el ancho B de la fundación:

$$q_{ult} = c\,N_c + 0.5\gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \qquad (4.4.8.1)$$

Donde
Nc, Nγ,Nq : son factores de capacidad de carga [-] basados en los valores de fricción interna (φ) del suelo de fundación y se determinarán de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$N_c = 2\sqrt{N_\phi}(N_\phi + 1) \qquad (4.4.8.2)$$

$$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}(N_\phi^2 - 1) \qquad (4.4.8.3)$$

$$N_q = N_\phi^2 \qquad (4.4.8.4)$$

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \qquad (4.4.8.5)$$

b) En caso de roca intacta con ruptura frágil, con espaciamientos típicos de discontinuidades de más de cuatro o cinco veces el ancho B de la fundación:

$$q_{ult} = c\,N_c + 0.5\gamma B N_\gamma \qquad (4.4.8.6)$$

c) En caso de rocas más duras, menos diaclasadas y menos alteradas con superficie de la roca esencialmente horizontal, sin problemas de inestabilidad lateral y con cargas sin componente tangencial o inferior al 10% de la carga normal:

$$q_{ult} = K_{sp} C_o$$

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10\sqrt{1 + 300\frac{a}{s}}}$$

Donde

Co es la resistencia uniaxial de testigos de roca obtenidos en la exploración geotécnica y ensayada en el laboratorio y Ksp es un factor multiplicador afectado por la litología del macizo, la frecuencia de discontinuidades y otros factores de calidad del macizo rocoso definido.

s espaciamiento de las discontinuidades; s>300 mm

B ancho del cimiento en m; 0.05> s/B<2

a apertura de las discontinuidades; a < 5mm en juntas limpias, a < 25 mm en juntas rellenas con suelo o con fragmentos de roca alterada; siendo 0< a/s < 0.02

d) En rocas sedimentarias se utilizará la formulación anterior para el cálculo de la capacidad portante, si los estratos son horizontales o sub-horizontales.

e) En el caso de rocas de muy baja resistencia a la compresión simple (qu <2.5 MPa) o fuertemente diaclasadas (RQD < 25%), o que estén altamente meteorizadas (grado de meteorización mayor que IV), se deberá considerar el cálculo de capacidad portante como un suelo equivalente.

4.4.8.3 ESFUERZO ADMISIBLE EN ROCA. El esfuerzo admisible se determinará a partir de la capacidad portante y el factor de seguridad (F.S.) como:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.} \qquad (4.4.8.9)$$

4.4.9 ASENTAMIENTO DE ZAPATAS EN ROCAS

4.4.9.1 En el análisis de asentamiento de zapatas en roca, se deberá considerar la influencia del tipo de roca, las condiciones de las discontinuidades y el grado de meteorización, donde no se alcance el criterio de roca competente.

El asentamiento elástico de zapatas (Se) en rocas fracturadas podrá ser determinado según las siguientes relaciones:

a) Para zapatas circulares o cuadradas (diámetro o ancho = B)

$$S_e = \frac{q(1-\upsilon^2)B\,I_\rho}{2E_m}$$

$$I_\rho = \left(\sqrt{\pi}/\beta_z\right)$$

Donde

E_m es el módulo elástico de la masa fracturada, y
υ es la relación de Poisson.

b) Para zapatas rectangulares;

$$S_e = \frac{q(1-\upsilon^2)B\,I_\rho}{E_m}$$

$$I_\rho = \frac{\sqrt{L/B}}{\beta_z}$$

Donde

1) Los valores de I_p pueden ser computados usando los valores de β_z. para Zapatas.

TABLA 4.10

FACTOR DE FORMA Y RIGIDEZ β_z

L/B	Flexible	Rígida
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

4.4.9.3 MÓDULO ELÁSTICO DEL MACIZO ROCOSO. La determinación del módulo elástico del macizo rocoso (E_m) deberá estar basada en los resultados de ensayos de refracción sísmica in situ, sondeos y ensayos de laboratorio. Alternativamente, valores de (E_m) pueden ser estimados multiplicando el módulo de la roca intacta (E_o) obtenido de las pruebas de compresión uniaxial de testigos por un factor de reducción que toma en cuenta la frecuencia de discontinuidades en la designación de la calidad de la roca (RQD), usando las siguientes relaciones:

$$E_m = \alpha_E E_o \qquad (4.4.9.5)$$

$$\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \qquad (4.4.9.6)$$

PÁRRAFO: Para análisis preliminares cuando los resultados de una prueba in situ no están disponibles, deberá ser usado un valor de α_E = 0.15 para estimar E_m.

4.4.9.4 Cuando la roca tiene un índice RMR (Rock Mass Rating) < 50, el módulo elástico del macizo rocoso se podrá determinar utilizando la siguiente expresión:

$$E_{macizo} = \alpha \cdot 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad \text{(GPa)} \qquad (4.4.9.7)$$

Donde

α = 0.1 para qu = 1 MPa;
α = 0.2 para qu = 4 MPa;
α = 0.3 para qu = 10 MPa;
α = 0.7 para qu = 50 MPa;
α = 1.0 para qu > 100 MPa.

CAPITULO 4.1 CIMENTACIONES PROFUNDAS

4.5.1 DISPOSICIONES GENERALES

4.5.1.1 El Ingeniero Geotécnico deberá recomendar cimentaciones profundas cuando los criterios de seguridad para cimentaciones superficiales no puedan ser cumplidos, o cuando el estrato superficial no tenga las condiciones mecánicas e hidráulicas para resistir los esfuerzos inducidos por la estructura. Las cimentaciones profundas deberán cumplir con los requisitos de seguridad, de acuerdo con lo establecido en la Sección 4.3.3, del Capítulo 4.3. Además, el informe geotécnico correspondiente deberá cumplir con todas las disposiciones establecidas en este título y contendrá las informaciones mínimas requeridas en la Sección 4.2.5, del Capítulo 4.2.

4.5.1.2 El diseño de las fundaciones profundas deberá ser realizado de acuerdo con los requerimientos del Reglamento R-001 y el presente Reglamento.

4.5.1.3 El Ingeniero Geotécnico deberá tomar en cuenta la reducción de la capacidad por fricción causada por el proceso de pre-excavación en los pilotes hincados.

4.5.1.4 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS. El asentamiento de pilotes individuales y grupos de pilotes se estimará basado en métodos de análisis establecidos. El asentamiento calculado no deberá exceder los valores admisibles establecidos en la Sección 4.3.3, del Capítulo 4.3.

4.5.1.5 ESPACIAMIENTO. El espaciamiento de centro a centro de los pilotes será el recomendado en el reporte de suelos y deberá cumplir con la secuencia de instalación.

4.5.1.6 PILOTES NO RESTRINGIDOS. La porción de los pilotes en el aire, a través de agua o en suelos sujetos a licuefacción o en turbas, serán diseñados como columnas de acuerdo con las provisiones de este Reglamento.

4.5.1.7 PILOTES EN ZONAS DE ASENTAMIENTO. Se considerarán las fuerzas por fricción negativa como cargas adicionales al pilote cuando los pilotes sean instalados a través de rellenos u otros estratos que se asienten y se apoyen en materiales firmes más profundos.

4.5.1.8 Los pilotes en terrenos firmes se considerarán empotrados y lateralmente soportados a una profundidad igual a tres (3) veces el diámetro por debajo de la superficie del terreno, y en materiales blandos a seis (6) veces el diámetro por debajo de la superficie del terreno.

4.5.1.9 Los pilotes que soportan muros serán ubicados en tresbolillo en dos líneas paralelas cada una, localizadas por lo menos a 0.30 metros del centro de gravedad del peso del muro, a menos que se tomen medidas efectivas para proveer excentricidad y fuerzas laterales, o que los pilotes estén adecuadamente arriostrados para brindar estabilidad lateral.

4.5.1.10 PLANO DE LOCALIZACIÓN DE PILOTES. El ingeniero estructuralista elaborará un plano de vista en planta de la ubicación de los pilotes debidamente identificados, previo al inicio de su instalación o fundación. Todos los registros de instalación o fundación harán referencia a la identificación del pilote en dicho plano.

4.5.1.11 SUPERVISIÓN. La instalación y construcción de la cimentación con pilotes deberán ser supervisadas por un ingeniero geotécnico o ingeniero de fundaciones con experiencia en pilotaje, quien certificará por escrito que la instalación de los pilotes satisface el criterio de diseño.

4.5.2 CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES

4.5.2.1 CAPACIDAD PORTANTE. La capacidad portante última de un pilote se calculará según la expresión (5.1), como la suma de la capacidad por fricción última en el fuste (Q_F) y la capacidad última de la punta (Q_p).

$$Q_{ult} = Q_f + Q_p \qquad (4.5.2.1)$$

4.5.2.2 Cuando el espaciamiento entre centros de pilotes sea menor que tres (3) veces el diámetro, la capacidad última de los pilotes deberá ser reducida por el factor de interacción según la ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.. La capacidad última del grupo será la menor de:

a) La suma de las capacidades últimas reducidas de los pilotes en el grupo.

b) La capacidad última de una pila de dimensiones externas iguales a las del grupo de pilotes.

TABLA 4.1

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD

AXIAL DE PILOTES EN UN GRUPO.

S/B	
3	1
2	0.7

S/B: relación entre el espaciamiento de centro a centro al diámetro de pilotes.

PÁRRAFO. Para espaciamiento centro a centro menor de 2B se deberá analizar como un elemento único de las dimensiones combinadas.

4.5.2.3 CAPACIDAD ADMISIBLE. La carga axial admisible de los pilotes será estimada por métodos de análisis estáticos o con pruebas de carga, de acuerdo con lo establecido en este Reglamento, en los que se determinará la resistencia última de los suelos y se aplicará un factor de seguridad según los requisitos del 67. La capacidad de carga axial admisible de un pilote se determinará según la expresión (5. 2):

(4.5.2.2) $$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$

SECCIÓN 1

CAPACIDAD ÚLTIMA EN COMPRESIÓN

4.5.2.4 Tanto la sección estructural como los suelos deberán desarrollar capacidades de carga última de por lo menos el doble de la carga de trabajo de diseño de los pilotes. Se demostrará por análisis que los estratos que subyacen la punta de los pilotes no influirán para reducir la capacidad última a valores menores que el doble de la carga de trabajo.

4.5.2.5 PILOTES DOBLADOS. Cuando se detecte una curvatura o doblez pequeña mediante pruebas de integridad, se deberá determinar su capacidad soporte por un método de análisis o por pruebas de cargas realizadas a los respectivos pilotes.

SECCIÓN 2

CAPACIDAD A LA TRACCIÓN

4.5.2.6 La capacidad a la tracción de un pilote se estimará por análisis estático, suponiendo que no se generarán succiones en la punta y contando solo con la fricción en el fuste y el peso propio del pilote. La fricción en el fuste calculada para cargas de compresión (Q_f compresión) se deberá reducir para estimar la fricción actuante en tracción (Qf tracción) como sigue:

$$Q_{f\ tracción} = 0.7 Q_{f\ compresión}$$ Para pilotes prefabricado e hincado (4.5.2.3)

$$Q_{f\ tracción} = 0.8 Q_{f\ compresión}$$ Para vaciados in-situ (4.5.2.4)

4.5.2.7 Se utilizarán los factores de seguridad del 4.3.3.4 para la determinación de la carga de trabajo admisible en tracción.

4.5.2.8 En condiciones en que los pilotes sean sometidos a cargas por tracción sostenidas, se realizarán pruebas de cargas estáticas en tracción según ASTM 3689 o pruebas de cargas dinámicas según ASTM D 4945, con interpretación de la contribución relativa de fricción en el fuste y en la punta para determinar la resistencia a la tracción.

4.5.2.9 Para grupos de pilotes sujetos a tracción, la carga de trabajo admisible por tracción del grupo será la menor de:

a) La carga de trabajo individual de un pilote a tracción, multiplicada por el número de pilotes del grupo.

b) Las dos terceras partes del peso efectivo del grupo de pilotes y el suelo contenido en un bloque, definido por el perímetro del grupo de pilotes y la longitud de pilotes.

SECCIÓN 3

SOPORTE LATERAL

4.5.2.10 SOPORTE LATERAL. Se deberá considerar que todo suelo, excepto aquellos sujetos a licuefacción y turbas, será capaz de proveer suficiente soporte lateral al pilote para prevenir el pandeo en su zona embebida en el suelo.

4.5.2.11 CARGA LATERAL ADMISIBLE. La carga lateral admisible de un pilote se deberá determinar por un método de análisis aprobado o por pruebas de cargas laterales según ASTM D-3966, en caso de que sea requerido por las condiciones del diseño. La carga admisible no será mayor que la mitad de la carga que produce un desplazamiento lateral de 25 mm en la cabeza del pilote.

4.5.2.12 Para cargas laterales en grupo de pilotes se deberán aplicar factores de reducción por efecto de interacción entre los pilotes en el grupo, cuando el espaciamiento entre centros de pilotes sea menor que ocho (8) veces el diámetro según se presenta en la ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.. El ingeniero geotécnico podrá utilizar otros factores de reducción basados en mediciones de campo que los sustenten.

TABLA 4.1

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD

LATERAL DE PILOTES EN UN GRUPO

S/B	Fila Frontal	2da Fila	3ra & demás Filas
8	1	1	1
6	0.95	0.8	0.6
3	0.8	0.5	0.3
2	0.7	0.4	0.2

S/B es la relación entre el espaciamiento de centro a centro al diámetro de pilotes.

PÁRRAFO. Para el caso de cortinas de espaciamiento centro a centro menor de 2B se deberá analizar como un elemento único de las dimensiones combinadas.

4.5.3 DISEÑO SÍSMICO PARA PILOTES

SECCIÓN 1

ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C

4.5.3.1 Los cabezales de pilotes deberán ser arriostrados en las edificaciones que corresponden a los grupos de uso IV, y V y que están sometidas a una aceleración espectral para periodos cortos (S_{DS}) menor o igual que 0.50. Las riostras deberán ser capaces de soportar en tracción y compresión la fuerza horizontal Ft definida como:

$$F_t = Q_{\max}\left(\frac{S_{DS}}{10}\right) \qquad (4.5.3.1)$$

Donde

Q_{max} es la carga máxima de columna y

SDS es la aceleración espectral de diseño para períodos cortos.

PÁRRAFO. No se requerirán riostras o amarres en los cabezales siempre que se demuestre que alcanzan una restricción equivalente, mediante:

a) vigas de hormigón reforzado entre losas de pisos,

b) el confinamiento de la roca competente,

c) suelos duros cohesivos o suelos granulares muy densos.

4.5.3.2 CONEXIONES DEL CABEZAL AL PILOTE. El cabezal se deberá conectar a los pilotes de hormigón y tubulares de acero rellenos de hormigón, empotrando el refuerzo del pilote o las barras de traba (dowel) colocadas en campo, según el caso, anclándolas dentro del pilote y el cabezal, con la longitud de desarrollo de las barras. Además, deberán cumplir con lo siguiente:

a) Los zunchos o estribos serán terminados en ganchos de 135º hacia adentro del núcleo de hormigón confinado. La relación de refuerzo transversal mínima para confinamiento no deberá ser menor a la mitad de la requerida para columnas.

b) Para la resistencia a fuerzas de tracción de tubos de acero huecos, tubos de acero rellenos de hormigón o perfiles "H", se deberán proveer anclajes soldados al pilote o ser conectados con otros dispositivos aprobados y embebidos dentro del cabezal de manera que desarrollen la carga última requerida.

PÁRRAFO. Cuando el diseño induzca la formación de la articulación plástica en la zona confinada, se permitirán medidas alternativas para confinar lateral-

mente el tope del pilote, y mantener la tenacidad y el comportamiento dúctil del mismo.

4.5.3.3 DETALLES DE DISEÑO. La distribución de momentos, cortante y deflexiones horizontales de los pilotes usados para diseñar la sección estructural y las conexiones, deberán ser determinados considerando la interacción no-lineal del pilote y el suelo, siguiendo las recomendaciones del ingeniero geotécnico.

4.5.3.4 Se considerará que el pilote es rígido cuando la relación de la longitud de penetración del pilote al diámetro sea menor o igual a seis (6).

SECCIÓN 2

ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E Y F

4.5.3.5 Las estructuras que corresponden a los grupos de uso I, II y III, y que están sometidas a una aceleración espectral para periodos cortos (S_{DS}) mayor de 0.50, deberán cumplir los requerimientos del 4.5.3.1, así como con los siguientes requerimientos:

a) Aplicar el ACI 318 vigente, cuando no entre en conflicto con las disposiciones para cimentaciones profundas de este Reglamento.

b) El hormigón a ser utilizado tendrá una resistencia a la compresión uniaxial (f'_c) no menor a 280kg/cm2 (28 MPa) a los 28 días.

4.5.3.6 DETALLES DE DISEÑO. Los pilotes serán diseñados y construidos para soportar las curvaturas máximas impuestas por los movimientos del sismo, en adición a la respuesta de la estructura. Las curvaturas elásticas máximas (1/R) por estrato, impuestas por el terreno debido a las ondas cortantes se calcularán según:

$$\frac{1}{R} = \frac{a_{pico}}{V_s^2} \qquad (4.5.3.2)$$

Donde

V_s es la velocidad de propagación de ondas transversales y

apico es la resultante de aceleración horizontal pico en el terreno.

4.5.3.7 El incremento del momento flector (M), al imponer dicha curvatura máxima se estimará según:

$$M = \frac{E}{R} \qquad (4.5.3.3)$$

Donde

I es el momento de inercia.

E es el módulo elástico del pilote.

R es el radio de curvatura.

4.5.3.8 El incremento del momento flector se adicionará a los momentos calculados según el 4.5.3.6. El diseñador podrá justificar mediante análisis no lineales de interacción suelo pilote el uso de curvaturas menores por limitaciones en la resistencia de los suelos.

4.5.3.9 En suelos clasificados como Clase de Sitio E o F, los pilotes se deberán diseñar y detallar de acuerdo con los requerimientos para marcos especiales de hormigón, que resisten momentos a una profundidad equivalente a los siete (7) diámetros por debajo del cabezal, en la interfaz de estratos de consistencia blanda y mediana, y en los estratos sujetos a licuefacción. Para pilotes de hormigón pretensado aplicarán los requerimientos del 4.5.5.22.

4.5.3.10 Las vigas a nivel de terreno se diseñarán de acuerdo con el ACI 318 vigente, Capítulo 21.

4.5.3.11 CONEXIÓN DEL CABEZAL AL PILOTE. El diseño del anclaje del pilote al cabezal deberá considerar el efecto combinado de la resistencia a la tracción y el empotramiento al cabezal. El anclaje deberá desarrollar como mínimo un 25 por ciento de la capacidad estructural a la tracción del pilote. Para pilotes que resistan fuerzas de tracción o que deban proveer restricciones a la rotación, el anclaje al cabezal deberá desarrollar la menor de las siguientes fuerzas:

a) 1.3 veces la capacidad portante última a la tracción de los suelos.

b) La resistencia a la tracción del refuerzo longitudinal en un pilote de hormigón, o la resistencia a la tracción de un pilote de acero.

4.5.3.12 CAPACIDAD A LA FLEXIÓN. Las vigas riostras o cabezales de pilotes deberán poseer resistencia a la flexión que excedan las de la columna, donde los elementos de la estructura resistentes a fuerzas laterales son columnas.

4.5.3.13 Los pilotes inclinados deberán ser capaces de resistir las fuerzas de las combinaciones de carga sísmicas especiales, descritas en el Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (R-001).

4.5.4 DISPOSICIONES GENERALES PARA PILOTES HORMIGONADOS IN SITU

4.5.4.1 Los pilotes de hormigón vaciados in situ y los materiales que lo componen deberán cumplir con lo establecido en este capítulo.

4.5.4.2 HORMIGÓN. El hormigón deberá tener una resistencia a la compresión mínima a los 28 días ($f'_{c)}$ no menor a 28 MPa (280 Kg/cm2).

4.5.4.3 REVENIMIENTO. Cuando el hormigón sea vaciado con un embudo (tremie) en el tope del pilote, la mezcla de hormigón deberá diseñarse y proporcionarse para que quede manejable con un revenimiento mínimo de 10 cm (4 pulgadas). La mezcla deberá mantener coherencia, sin segregación durante el vaciado.

4.5.4.4 Si el hormigón es bombeado, el diseño de mezcla, incluyendo el revenimiento, se deberá ajustar para producir un hormigón capaz de ser bombeado.

4.5.4.5 VACIADO DE HORMIGÓN. El hormigón será vaciado de manera que se excluya material contaminante y se garantice un llenado completo del pilote, el cual deberá cumplir con lo siguiente:

a) El hormigón no se vaciará a través de agua, excepto utilizando tubería Tremie u otro método aprobado.

b) Cuando el hormigón se introduzca mediante una tubería no se vaciará directamente al tubo, sino a un embudo conectado a dicho tubo ubicado en la parte superior del pilote y con un caudal de hormigón suficiente y de manera continua.

4.5.4.6 PERFORACIÓN. No se deberán barrenar pilotes adyacentes a otros ubicados a menos de seis (6) veces el diámetro de centro a centro que hayan sido vaciados con hormigón antes de las 12 horas, a menos que sea aprobado por el ingeniero geotécnico. Si el nivel del hormigón en cualquier pilote finalizado desciende durante la elaboración de otro adyacente, el pilote deberá ser reemplazado.

4.5.4.7 REFUERZO. Donde se requiera el refuerzo, este deberá ser armado y amarrado, e introducido al pilote como una unidad antes de que la porción reforzada del pilote sea cubierta con hormigón, exceptuando las barras de traba de acero (dowel) embebidas en el pilote, como lo indica el 4.5.4.23,. También serán exceptuados de ese requerimiento los pilotes taladrados con barrenas de vástago hueco, en los que el acero amarrado será introducido luego de vaciada la perforación, cuando el hormigón está aún en estado semifluido.

4.5.4.8 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C. El refuerzo de los pilotes taladrados vaciados in situ en estructuras de los grupos IV y V sometidas a una aceleración espectral menor o igual a 0.50 en periodos cortos deberá cumplir con los siguientes requisitos:

a) Tener una cuantía mínima de 0.0025 en el tercio superior de la longitud del pilote, o una longitud mínima de 3 m (10 pies) por debajo del cabezal; además, reforzar el resto de la longitud del pilote sometida a flexión con al menos la cuantía mínima.

b) Tener un mínimo de seis (6) barras con amarres (o espirales equivalentes), con diámetro no menor de 6.4 mm (¼ pulgadas), espaciados a no más de dieciséis (16) diámetros de la barra longitudinal.

c) Estribos o espirales con espaciamiento máximo de 0.15 m (6 pulgadas) u 8 diámetros de la barra longitudinal, la que sea menor, en los primeros dos diámetros del pilote bajo el fondo del cabezal.

4.5.4.9 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F. El refuerzo de los pilotes taladrados vaciados in situ en estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral mayor o igual a 0.50 en periodos cortos, deberá cumplir con los requisitos del 4.5.4.8, en adición a lo siguiente:

a) Tener una cuantía mínima de 0.005 en la mitad superior de la longitud del pilote, o una longitud mínima de 3 m (10 pies) por debajo del cabezal.

b) Dar continuidad al refuerzo longitudinal con por lo menos la cuantía mínima a lo largo de la longitud en flexión del pilote o proveer por lo menos seis (6) barras con estribos o espirales equivalentes.

c) En las Clases de Sitio E o F, los estribos tendrán un espaciamiento máximo de seis (6) diámetros de la barra longitudinal o 0.10 m (4 pulgadas), lo que sea menor, en una longitud de pilote de siete (7) veces la dimensión menor del pilote bajo el fondo del cabezal, así como en el contacto entre estratos de arcillas de consistencias blandas y medianas y en los estratos sujetos a licuefacción.

d) En las Clases de Sitio A a D, los estribos con el espaciamiento indicado en c) se proporcionarán en los tres diámetros bajo el cabezal.

e) El espaciamiento de estribos en el resto del pilote será el menor entre: doce (12) veces el diámetro de la barra longitudinal, la mitad de la dimensión menor de la sección o 0.30 m (12 pulgadas).

f) Para pilotes menores de 20 pulgadas de diámetro, los estribos estarán compuestos por barras con diámetro mínimo de 3/8" (No. 3), mientras que, para pilotes de mayor diámetro, los estribos serán barras de por lo menos ½ pulgada.

SECCIÓN 1

PILOTES DE BASE ENSANCHADA POR COMPACTACIÓN

4.5.4.1 Los pilotes de base ensanchada deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este capítulo, en adición a los requisitos generales de la Sección 4.5.4.

4.5.4.2 MATERIALES. El tamaño máximo para el agregado grueso del hormigón deberá ser 19.1 mm (¾ pulgadas). El hormigón a ser compactado deberá tener revenimiento igual a cero.

4.5.4.3 ESFUERZOS PERMISIBLES. El esfuerzo de diseño permisible se limitará a 33% de la resistencia a compresión especificada a los 28 días ($f'_{c).}$

4.5.4.4 INSTALACIÓN DE BASE ENSANCHADA POR COMPACTACIÓN. Las bases ensanchadas, ya sea por hormigón compactado o hincando una base prefabricada, deberán ser formadas dentro o hincarse en suelos granulares. Los pilotes deberán ser construidos con la misma capacidad demostrada de los pilotes de prueba.

4.5.4.5 La porción de los pilotes que atraviesan turbas u otros suelos orgánicos deberá ser encamisadas en camisas de acero permanentemente.

4.5.4.6 En los lugares donde se empleen camisas éstas se diseñarán para resistir la acción de columna, o se deberá rellenar el espacio anular alrededor del eje del pilote lo suficiente para re-establecer el soporte lateral del sue-

lo. Cuando se produzca un levantamiento del pilote, el mismo deberá ser reemplazado a menos que se demuestre que el pilote no se ha dañado y es capaz de soportar el doble de su carga de diseño.

4.5.4.7 CAPACIDAD DE CARGA. La capacidad de carga de pilotes de base ensanchada deberá ser verificada con Pruebas de Carga según lo especificado en el 4.5.7.4.

4.5.4.8 RECUBRIMIENTO. El recubrimiento mínimo de hormigón deberá ser de 7.5 cm (3 pulgadas) para aquellos pilotes sin encamisar y de 2.5 cm (1 pulgada) para los encamisados.

SECCIÓN 2

PILOTES TALADRADOS Y BARRENADOS SIN ENCAMISADO

4.5.4.9 Los pilotes taladrados o barrenados sin encamisar deberán cumplir con lo establecido desde el 4.5.4.19 al 4.5.4.23, en adición a los requisitos generales de esta Sección 4.5.4.

4.5.4.10 ESFUERZO ADMISIBLE. El esfuerzo de diseño permisible se limitará a 33% de la resistencia a compresión especificada a los 28 días (f'_c).

4.5.4.11 El esfuerzo de compresión permisible del refuerzo no deberá exceder de 35% del esfuerzo de fluencia del acero o 175 KPa (1,785 Kg/cm2.)

4.5.4.12 DIMENSIONES. La longitud libre del pilote no podrá sobrepasar 40 veces su diámetro promedio.

PÁRRAFO. Se permitirá exceder la longitud libre del pilote en más de 40 veces su diámetro, si el diseño y la instalación de la fundación del pilote está supervisada por un ingeniero geotécnico con conocimientos y experiencia en el campo de la mecánica de suelos y fundaciones profundas. El ingeniero geotécnico deberá certificar que los pilotes se instalaron cumpliendo con el diseño aprobado.

4.5.4.13 INSTALACIÓN. La instalación de pilotes taladrados o barrenados sin encamisar deberán cumplir con lo siguiente:

a) Se proveerá una camisa de acero antes de la colocación del acero de refuerzo y del vaciado del pilote en lugares donde el fuste del pilote atraviesa suelos inestables. Mientras se vaya retirando la camisa cuando se esté vaciando, el nivel del hormigón se debe mantener sobre el fondo de la camisa con altura suficiente para contrarrestar cualquier presión hidrostática o presión lateral del suelo, excepto en pilotes vaciados con barrenas de vástago hueco.

b) Cuando se coloque hormigón por bombeo a través de barrenas de vástago hueco, se permitirá que la barrena gire en dirección de las manecillas del reloj mientras es retirada. La barrena debe ser retirada de manera continua en incrementos aproximados de 30 cm (12 pulgadas) cada vez. La presión de bombeo del hormigón se deberá medir y mantener de manera que contrarreste las presiones hidrostáticas y presiones laterales del suelo sin afectar a pilotes adyacentes.

c) Donde las barrenas de vástago hueco se utilicen como camisas de acero, se permitirá el vaciado de hormigón por gravedad con métodos Tremie.

d) El volumen del hormigón deberá ser medido en tramos de al menos 1.5 metros para asegurarse de que el volumen colocado en cada pilote es igual o mayor al volumen teórico del hoyo barrenado.

e) En los lugares en que sea interrumpido el proceso de vaciado de hormigón o que ocurra una pérdida de presión, el pilote deberá ser re-barrenado hasta 1.5 m (5 pies) por debajo de la elevación de la punta de la barrena.

f) No deberán barrenarse pilotes adyacentes a otros ubicados a menos de 6 veces el diámetro de centro a centro que hayan sido vaciados con hormigón menos de 12 horas antes, a menos que sea aprobado por el ingeniero geotécnico. Si el nivel del concreto en cualquier pilote finalizado desciende durante la elaboración de otro adyacente, el pilote será reemplazado.

g) En pilotes no vaciados inmediatamente luego de ser perforados, deberá dejarse la punta en una cota por encima de la final. Antes del vaciado definitivo del pilote se deberá extender la perforación hasta la cota final de diseño de la punta.

4.5.4.14 REFUERZO. Para pilotes perforados con el sistema de barrenas de vástago hueco, donde las varillas longitudinales sean colocadas sin estribos o espirales, el refuerzo deberá ser colocado a través del ducto interno

antes de vaciar el hormigón. Todo refuerzo de pilote deberá tener un recubrimiento de hormigón no menor de 7.5 cm (3 pulgadas).

PÁRRAFO. Cuando existan limitaciones físicas que no permitan la colocación del refuerzo longitudinal antes del vaciado del hormigón, o cuando el refuerzo longitudinal no se extienda a todo lo largo del pilote, se permitirá colocar el refuerzo después que el pilote se haya vaciado completamente, mientras el hormigón este en estado semifluido.

4.5.4.15 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F. El refuerzo de los pilotes taladrados y barrenados sin encamisado en estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral mayor o igual a 0.50 en periodos cortos, deberá cumplir con los requerimientos del 4.5.4.8 y el 4.5.4.9.

SECCIÓN 3

PILOTES CAISSON

4.5.4.16 Los pilotes Caisson deberán cumplir con los requisitos del 4.5.4.26 al 4.5.4.32, en adición a los requisitos generales de la Sección 4.5.1 de este capítulo.

4.5.4.17 CRITERIOS DE DISEÑO. La profundidad del encajamiento en la roca deberá ser suficiente para desarrollar la capacidad de carga última del pilote Caisson, con un factor de seguridad de dos (2), pero la profundidad no podrá ser menor al diámetro exterior del tubo.

4.5.4.18 La capacidad última del encajamiento en roca se estimará como la suma de la resistencia por fricción entre el hormigón y la roca más la resistencia por punta en el fondo de la perforación en roca. El diámetro exterior mínimo de los pilotes Caisson será de 0.45 m (18 pulgadas).

4.5.4.19 El pilote Caisson deberán poseer un núcleo reforzado en toda su longitud, incluyendo la punta empotrada en roca o una traba de acero de refuerzo que penetre la perforación en roca en toda su longitud y que sobresalga dentro del fuste encamisado una longitud igual a la longitud de dicha punta en roca.

4.5.4.20 NÚCLEO ESTRUCTURAL. El área de la sección transversal de núcleo estructural no deberá exceder el 25 % del área bruta del pilote Caisson. Deberá proveerse un espacio mínimo de 50 mm (2 pulgadas) entre la pared interna del tubo y el refuerzo del núcleo. En donde el núcleo de acero sea empalmado, los extremos deberán ser pulidos para proveer un contacto completo y deberá ser soldado en toda su profundidad.

4.5.4.21 ESFUERZOS ADMISIBLES. Los esfuerzos admisibles de diseño no podrán exceder lo siguiente:

a) Hormigón: 0.33 $f'_{c;}$

b) tubo de acero: 0.35 fy; y,

c) núcleo de acero: 0.5 fy.

4.5.4.22 MATERIALES. Los materiales para la construcción de los pilotes caisson deberán cumplir con lo siguiente:

a) Los tubos que encamisan el fuste y el núcleo de acero deberán cumplir con los requerimientos de materiales del 4.5.5.35.

b) Los tubos deberán tener un espesor de pared mínimo de 9.5 mm (3/8 pulgadas) y deberán ser provistos de zapatos o punta reforzada.

c) El hormigón deberá tener una resistencia a la compresión a los 28 días (f'_c) no menor a 28 KPa (280 Kg/cm2).

d) La mezcla de hormigón deberá ser diseñada y proporcionada con un revenimiento de 10 cm (4 pulgadas) a 15 cm (6 pulgadas), y que sea una mezcla manejable.

4.5.4.23 INSTALACIÓN. El encajamiento en la roca y el pilote deberá estar libre de materiales contaminantes antes de ser vaciados. El núcleo de acero deberá estar cubierto por mezcla de cemento en la base de la perforación en la roca. El hormigón no deberá ser colocado a través de agua excepto cuando se utilice un tubo-embudo por métodos tremie u otro método aprobado.

SECCIÓN 4

MICROPILOTES

4.5.4.24 Los micropilotes deberán cumplir con lo establecido del 4.5.4.34 al 4.5.4.38, en adición a los requisitos generales de este Sección 4.5.1 del Capítulo 4.5.

4.5.4.25 MATERIALES. Los materiales para la construcción de los micropilotes deberán cumplir con lo siguiente:

a) La mezcla de mortero u hormigón deberá tener una resistencia uniaxial a la compresión a los 28 días no menor a 28 MPa (280 kg/cm$^{2)}$.

b) El acero de refuerzo podrá consistir en canastos de refuerzos o núcleos de barras de acero corrugado no menor a un grado 60.

4.5.4.26 ESFUERZO ADMISIBLE. Se limitará el esfuerzo de trabajo en el acero a 35% del esfuerzo de fluencia (f_y), y el esfuerzo en la mezcla a 33% de la resistencia uniaxial a la compresión especificada a los 28 días (f'c).

4.5.4.27 CAPACIDAD PORTANTE. La capacidad portante última se calculará sobre la base de la fricción entre el terreno y el fuste del micropilote, sin considerar contribución alguna de la punta. Se utilizará un factor de seguridad de 2.5 para el cálculo de la carga admisible que el suelo provee al micropilote. Este factor de seguridad podrá ser modificado en base a

pruebas de carga y continuidad, y/o cualquier otro método de ensayo estandarizado, según lo especificado en el inciso b) 4.3.3.4.

4.5.4.28 La capacidad será verificada por pruebas de carga según el 4.5.7.4.

4.5.4.29 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F Cuando las estructuras de los grupos I, II y III estén sometidas a una aceleración espectral de periodo corto mayor o igual a 0.50, se deberá cumplir con los requisitos del 4.5.4.8 y el 4.5.4.9 si los micropilotes son reforzados con barras corrugadas, a excepción de que el refuerzo en espiral no tenga un diámetro mayor a ¼ de pulgada.

PÁRRAFO. Cuando los micropilotes estén encamisados con tubería de acero permanente, solo deberán cumplir con los requisitos del 4.5.5.47.

4.5.4.30 REVENIMIENTO. El revenimiento de la mezcla deberá ser fluido y ser mayor que 25 cm (10 pulgadas).

4.5.1 DISPOSICIONES PARA PILOTES HINCADOS

4.5.5.1 CRITERIO DE HINCA DE PILOTES. Cuando la instalación de los pilotes sea por hincado se deberán desarrollar criterios de hinca antes del inicio de la hinca de producción. Los criterios de hinca preliminares se deberán confeccionar a partir de la información provista en el estudio geotécnico utilizando el Método de Ecuación de Onda, para confirmar la habilidad de hinca del sistema pilote-martillo propuesto, estimar los esfuerzos de hincado y los desplazamientos netos por golpe necesarios para alcanzar la carga última.

4.5.5.2 Los criterios de hinca definitivos se deberán desarrollar a partir de los resultados de pruebas de carga sobre pilotes de prueba, según los requisitos del 4.5.7.5. Deberá completarse esta fase para todos los pilotes de prueba antes del inicio de la hinca de producción.

4.5.5.3 Se deberá utilizar en la hinca de los pilotes el mismo martillo que se utilizó para la hinca del pilote de prueba.

4.5.5.4 PROTECCIÓN DURANTE LA HINCA DE LA SECCIÓN. Se deberán utilizar gorros de protección o sufridor durante el hincado de los pilotes, los cuales deberán ser de suficiente tamaño y resistencia para soportar los esfuerzos de hincado sin dañar al pilote, y poseer la suficiente rigidez para transmitir las fuerzas de hincado requeridas.

4.5.5.5 Solo se permitirá el uso de extensiones o "seguidores" durante la hinca de pilotes con la aprobación del ingeniero geotécnico. No se permitirá la introducción de un nuevo amortiguador de martillo o un nuevo material amortiguador en la cabeza del pilote en los momentos finales de la hinca, a menos que se demuestre que se satisfacen los criterios de hinca.

4.5.5.6 En pilotes hincados, los criterios de hinca definitivos deberán considerar que la resistencia que ofrecen durante la hinca los materiales de relleno u otros estratos que se asienten, no estará disponible para soportar los pilotes a largo plazo y que estos estratos aplicarán una carga al pilote por fricción negativa.

SECCIÓN 1

PILOTES HINCADOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN

4.5.5.7 DISEÑO Y FABRICACIÓN. Los pilotes deberán ser diseñados y fabricados de acuerdo con las disposiciones provistas en este Reglamento y con buena práctica aceptada en la ingeniería para resistir todos los esfuerzos inducidos por el manejo, hincado y cargas de servicio.

4.5.5.8 Los materiales y el refuerzo de los pilotes prefabricados de hormigón deberán cumplir con los requerimientos del 4.5.5.9 al 4.5.5.11, además, de los requisitos generales que le sean aplicables.

4.5.5.9 DIMENSIONES MÍNIMAS. La dimensión mínima lateral deberá ser de 0.203 m (8 pulgadas). Las esquinas de pilotes cuadrados deberán ser biseladas.

4.5.5.10 REFUERZO. El refuerzo longitudinal deberá ser dispuesto en un patrón simétrico y ser atado lateralmente con estribos de acero o alambre en espiral espaciado a no más de 0.10 m, de centro a centro, en los 0.6 m desde los extremos del pilote, y a no más de 0.15 m en cualquier otra parte del pilote, excepto en las puntas de cada pilote donde los primeros cinco amarres o espirales deberán estar espaciados a 25 mm (1 pulgada) de centro a centro. El calibre de los amarres de acero y espirales dependerá del diámetro de los pilotes, de acuerdo con las especificaciones siguientes

a) Para pilotes con diámetro de 0.40 m (16 pulgadas) o menos, el alambre no deberá ser menor de 5.6 mm (0.22 pulgadas) (Calibre No.5).

b) Para pilotes con diámetros mayores de 0.40 m (16 pulgadas) y menores de 0.50 m (20 pulgadas), el alambre no deberá ser menor de 6 mm (0.238 pulgadas) (Calibre No.4).

c) Para pilotes con diámetro de 0.50 m (20 pulgadas) y mayores, el alambre no debe ser menor de 6.4 mm (¼ de pulgada) redondeado o 6.6 mm (0.259 pulgadas) (Calibre No. 3).

4.5.5.11 INSTALACIÓN. Los pilotes deberán ser instalados de tal forma que no se les cause daños ni sean sobrecargados, lo cual afecta la durabilidad o la resistencia.

SECCIÓN 2

PILOTES PREFABRICADOS NO-PRETENSADOS

4.5.5.12 Los pilotes prefabricados no-pretensados de hormigón deberán cumplir con los requerimientos del 4.5.5.13 al 4.5.5.21.

4.5.5.13 MATERIALES. El hormigón deberá tener una resistencia a la compresión ($f'_{c)}$ a los 28 días mínima de 28 MPa (280 Kg/cm2).

4.5.5.14 ESFUERZOS ADMISIBLES. Los esfuerzos de diseño admisibles no podrán exceder lo siguiente:

a) A compresión en el hormigón: $f_c = 0.3\ f_c^{'}$ a los 28 días, aplicada en el área transversal del pilote,

b) A compresión en el refuerzo de acero: 0.40 f_y con un máximo de 200 MPa (2,000 Kg/cm2).

PÁRRAFO. Los esfuerzos de compresión durante la hinca se limitarán a 0.85 f'_c y el esfuerzo de tracción en las barras longitudinales se limitará a 0.7 fy.

4.5.5.15 ESFUERZOS ADMISIBLES A LA TRACCIÓN. El esfuerzo admisible a la tracción del acero no deberá exceder el 50% del esfuerzo de fluencia del acero (fy) o un máximo de168 MPa (1,680 Kg/cm$^{2).}$

4.5.5.16 REFUERZO MÍNIMO. La cantidad mínima de refuerzo longitudinal deberá ser 0.008 de la sección de hormigón, y deberá constar de por lo menos seis (6) barras.

4.5.5.17 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C. Cuando las estructuras de los grupos IV y V estén sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos menor o igual a 0.50, el refuerzo longitudinal deberá tener una cuantía mínima de 0.01 para pilotes prefabricados. El refuerzo longitudinal deberá estar atado con amarres cercanos o espirales equivalentes, con un mínimo de 6.4 mm (¼ pulga-

das) de diámetro. Los amarres o espirales equivalentes deberán colocarse a un espaciamiento máximo de 8 veces el diámetro de la barra, sin excederse de 0.15 m (6 pulgadas) de centro a centro. El refuerzo que incluirá los amarres deberá estar en toda la longitud.

4.5.5.18 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F. Para estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos mayor o igual a 0.50, se deberá cumplir con los requerimientos para del 4.5.5.17. Los amarres o espirales equivalentes deberán ser provistos a un espaciamiento máximo de 6 veces el diámetro de la barra longitudinal, sin excederse de 0.10 m (4 pulgadas) de centro a centro. En adición, los amarres en pilotes prefabricados deberán estar provistos en por lo menos la mitad superior del pilote.

4.5.5.19 RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO. El recubrimiento del refuerzo para pilotes fabricados bajo el control de las condiciones de una planta deberá ser:

a) 3.2 cm (1.25 pulgadas) mínimo para barras No. 5 y menores.

b) 3.8 cm (1.5 pulgadas) mínimo para barras del No. 6 a la No. 11, exceptuando a aquellas barras longitudinales espaciadas a menos de 1.5 pulgadas (38 mm) de distancia libre, las cuales deben ser consideradas como barras atadas y su recubrimiento mínimo será igual a aquel que corresponde a una barra con el diámetro equivalente al del atado de barras.

c) 8 cm (3.2 pulgadas) mínimo para pilotes expuestos al agua del mar.

4.5.5.20 El recubrimiento del refuerzo para pilotes que no son elaborados fabricados bajo las condiciones de una planta deberá ser de por lo menos 7.5 cm (3 pulgadas).

4.5.5.21 INSTALACIÓN. No se deberá hincar un pilote prefabricado antes de que el hormigón haya adquirido por lo menos un 75% de la resistencia a la compresión especificada (f'_c) a los 28 días, ni antes que obtenga la resistencia necesaria para soportar el manejo y las cargas de hincado.

SECCIÓN 3

PILOTES PREFABRICADOS PRETENSADOS

4.5.5.22 Los pilotes prefabricados pretensados deberán cumplir con los requerimientos del 4.5.5.23 al 4.5.5.33.

4.5.5.23 MATERIALES. Los materiales para la construcción deberán cumplir con lo siguiente:

a) El acero de pretensado debe cumplir con el ASTM A416 o ASTM A722M.

b) El hormigón debe alcanzar una resistencia a la compresión a los 28 días (f'_c) no menor de 35 KPa (350 Kg/cm2).

4.5.5.24 DISEÑO. Los pilotes prefabricados pretensados deberán diseñarse para resistir los esfuerzos inducidos por el manejo e hincado, así como los esfuerzos de servicio.

4.5.5.25 El pre-esfuerzo efectivo de compresión en el pilote no deberá ser menor que:

a) 2.8 MPa (28 Kg/cm$^{2)}$ para pilotes de hasta 9 m (30 pies) de longitud,

b) 4.0 MPa (40 Kg/cm2) para pilotes de hasta 15 m (50 pies) de longitud, y

c) 5.0 MPa (50 Kg/cm$^{2)}$ para pilotes mayores de 15 m (50 pies) de longitud.

4.5.5.26 Para el cálculo del pre-esfuerzo efectivo se deberá suponer una pérdida de 210 MPa (2,100 Kg/cm$^{2)}$ en el acero de pretensado.

4.5.5.27 ESFUERZOS ADMISIBLES A LA TRACCIÓN. El esfuerzo de tracción en el acero de pretensado no deberá exceder el valor especificado en el ACI 318.

4.5.5.28 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C. Cuando las estructuras de los grupos IV y V estén sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos menor o igual a 0.50 la cuantía volumétrica mínima de refuerzo espiral en la región dúctil deberá ser

igual a 0.007. El refuerzo en el espiral no deberá ser menor que la cantidad requerida por la siguiente fórmula:

$$\rho_s = 0.12 f_c^{'} / f_{yh} \qquad (4.5.5.1)$$

$$f^{'}_c \leq 42 \text{ MPa} \quad (6{,}000 \text{ psi})$$

Donde:

f_{yh} = esfuerzo de fluencia del refuerzo en espiral ≤ 586 MPa (85,000 PSI)

ρs = índice del refuerzo en espiral (vol. espiral/ vol. núcleo).

PÁRRAFO. Se permitirá la conexión al cabezal con barras de traba (dowel) como se indica en el 4.5.3.2. La conexión al cabezal mediante torones será permitida siempre que la conexión resultante sea dúctil.

4.5.5.29 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F. Para estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos mayor o igual a 0.50 se deberá cumplir con los requerimientos del 4.5.5.28, en adición a lo siguiente:

a) Los requerimientos del ACI 318 vigente, sobre el refuerzo longitudinal corrugado que resista cambios inducidos por sismo.

b) Cuando la longitud total del pilote en el suelo sea de 10 m o menos (35 pies), el refuerzo lateral transversal en la región dúctil se extenderá a lo largo del pilote.

c) Cuando la longitud del pilote exceda los 10 m (35 pies), la región dúctil del pilote debe tomarse como la mayor de 10 m (35 pies), o la distancia desde la parte inferior del cabezal del pilote hasta el punto de cero curvaturas más tres veces la dimensión mínima del pilote.

d) En la región dúctil, el espaciamiento de centro a centro del espiral o estribo de refuerzo no será mayor que 1/5 de la dimensión mínima del pilote, seis veces el diámetro del torón longitudinal, o 20 cm (8 pulgadas), lo que sea menor.

e) El refuerzo en espiral deberá empalmarse solapando una vuelta completa mediante el uso de conector mecánico aprobado. Donde el refuerzo en espiral sea empalmado, el final de la espiral debe terminar con un gancho sísmico como lo indica el ACI 318 vigente.

f) Cuando el refuerzo transversal consiste en estribos rectangulares y amarres cruzados los estribos y los amarres cruzados deben ser equivalentes a barras corrugadas no menores del No. 3 (3/8") y los extremos de los estribos deben terminar con ganchos sísmicos. El área total del refuerzo lateral transversal de los estribos en la región dúctil deberá cumplir con:

$$A_{sh} = 0.3 s\, h_c (f_c^{'} / f_{yh})(A_g / A_{ch} - 1)[0.5 + 1.4P/(f_c^{'} A_g)]$$

(4.5.5.2)

Pero no menos que

$$A_{sh} = 0.12 s\, h_c (f_c^{'} / f_{yh})[0.5 + 1.4P/(f_c^{'} A_g)]$$

(4.5.5.3)

Donde

$f_{yh} \leq 70{,}000$ psi (483 MPa).

hc = dimensión de la sección transversal del núcleo del pilote medido de centro a centro del refuerzo del estribo.

s = Espaciamiento del refuerzo transversal medido a lo largo de la longitud del pilote.

Ash = Área del refuerzo transversal.

a) Donde el refuerzo transversal consiste en espirales circulares, se permitirá el uso de espirales interiores y exteriores para obtener la cantidad de refuerzo de espiral requerido; y la relación volumétrica del refuerzo en espiral transversal en la región dúctil deberá cumplir con lo siguiente:

$$\rho_s = 0.25(f_c^{'} / f_{yh})(A_g / A_{ch} - 1)[0.5 + 1.4P/(f_c^{'} A_g)]$$

(4.5.5.4)

Pero no menos de:

$$\rho_s = 0.12(f_c^{'} / f_{yh})[0.5 + 1.4P/(f_c^{'} A_g)]$$

Y no necesita ser mayor que:

$$\rho_s = 0.021$$

Donde:

Ag = Área de la sección transversal del pilote.

Ach = Área del núcleo definida por el diámetro exterior de la espiral.

f'c ≤ 6,000 psi (41.4 MPa).

fyh = Esfuerzo de fluencia del refuerzo en espiral ≤ 586 MPa (85,000 PSI)

P = Carga axial en el pilote.

ρs = relación volumétrica (vol. espiral/ vol. núcleo).

4.5.5.30 ESFUERZOS ADMISIBLES. El esfuerzo de compresión máximo admisible, f_c en hormigón deberá determinarse como sigue:

$$f_c = 0.33 f_c^{'} - 0.27 f_{pc}$$

(4.5.5.6)

Donde:

f'_c = Resistencia a compresión a los 28 días según especificación.

fpc = Esfuerzo efectivo de pre-esfuerzo en la sección bruta.

4.5.5.31 Los esfuerzos de hincado en compresión se limitarán a 0.85 f'c- fpc. Los esfuerzos de hinca en tracción dependerán del ambiente en que se realice la hinca. Para ambientes no corrosivos, el esfuerzo de tracción de $f_{traccion} = 3\sqrt{f_c^{'}} + f_{pc}$ limitará a:

(4.5.5.7)

Para ambientes corrosivos se limitará a

$$f_{traccion} = f_p \quad (4.5.5.8)$$

4.5.5.32 RECUBRIMIENTO. El acero de pretensado y el refuerzo del pilote deberá tener un recubrimiento de hormigón no menor a 3.2 cm (1.25 pulgadas), para pilotes cuadrados de 3.0 cm (1.2 pulgadas) o tamaños menores, y 3.8 cm (1.5 pulgadas) para pilotes mayores, exceptuando aquellos expuestos a ambientes corrosivos y al agua de mar en los cuales el recubrimiento mínimo no deberá ser menor que 7.5 cm (3 pulgadas).

4.5.5.33 INSTALACIÓN. Un pilote pretensado no deberá ser hincado antes de que el hormigón haya adquirido por lo menos un 75 % de la resistencia a la compresión (f'c) especificada a los 28 días, ni antes de obtener la resistencia necesaria para soportar el manejo y las cargas de hincado.

SECCIÓN 4

PILOTES HINCADOS DE ACERO ESTRUCTURAL

4.5.5.34 Los pilotes hincados de acero estructural deberán cumplir con los requerimientos del 4.5.5.35 al 4.5.5.41.

4.5.5.35 MATERIALES. Los pilotes de acero estructural, pilotes de acero y pilotes de acero totalmente soldados fabricados de placas deberán cumplir con las normas ASTM A36, A252, A283, A572, A588, o A913.

4.5.5.36 ESFUERZO PERMISIBLE. El esfuerzo axial permisible no deberá exceder del 35% del esfuerzo de fluencia mínimo especificado (f_y), excepto cuando se hayan realizado pruebas de carga según ASTM D1143 o ASTM D4945, en cuyo caso no deberá exceder el 50% de fy.

4.5.5.37 DIMENSIONES DE LOS PILOTES H. Las secciones de los pilotes H deberán cumplir con los siguientes requerimientos:

a) La proyección del ala no deberá exceder 14 veces el espesor mínimo del metal en el ala o en el alma, y el ancho del ala no podrá ser menor que el 80 por ciento del peralte de la sección.

b) El peralte nominal en la dirección del alma no podrá ser menor de 20.3 cm (8 pulgadas).

c) Las alas y el alma deberán tener un espesor nominal mínimo de 9.5 mm (3/8 pulgadas).

4.5.5.38 DIMENSIONES DE LOS PILOTES TUBULARES. Los tubos de acero hincados sin tapa en la punta deberán tener un diámetro externo nominal no menor que 20.3 cm (8 pulgadas) y tener un área de acero de por lo menos 219 mm^2 (0.34 pulgadas cuadradas).

4.5.5.39 La sección deberá resistir la hinca de un martillo con energía nominal de por lo menos 1356 KN-m (1,000 kip-pie).

4.5.5.40 Se deberá proveer una punta reforzada si el espesor de la pared del tubo es menor que 4.78 mm (0.188 pulgadas).

4.5.5.41 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F. Para estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos mayor o igual a 0.50, las secciones del pilote de acero deben cumplir lo siguiente:

a) Secciones H deberán tener una relación de ala no-soportada a espesor que no exceda:

$0.317\sqrt{E/f_y}$ (Para unidades en psi $22\sqrt{f_y}$)

(4.5.5.9)

b) Las secciones circulares deberán tener una relación de diámetro externo a espesor de la pared que no exceda:

$7.8\sqrt{E/f_y}$ (Para unidades en psi $1{,}300\sqrt{f_y}$)

(4.5.5.10)

Donde

fy= es el esfuerzo de fluencia.

E= es el módulo elástico del acero.

SECCIÓN 5

PILOTES DE TUBO HUECO HINCADO Y RELLENO DE HORMIGÓN

4.5.5.42 Los pilotes tubulares deberán cumplir con los requerimientos del 4.5.5.43 al 4.5.5.48.

4.5.5.43 MATERIALES. Los materiales para la construcción deberán cumplir con lo siguiente:

a) Los tubos de acero deberán cumplir con ASTM A252 o A283.

b) El hormigón deberá cumplir con los requisitos del 4.5.4.11, con un tamaño máximo de agregado de ¾ de pulgada.

4.5.5.44 ESFUERZOS ADMISIBLES. Los esfuerzos de diseño admisible no podrán exceder lo siguiente:

a) A compresión en el hormigón: $f_c = 0.3\ f'_c$ especificada a los 28 días (f'_{cj},

c) A compresión permisible del acero: 0.35 fy con un máximo de 250 MPa (2,500 Kg/cm2),

PÁRRAFO. Los esfuerzos en el acero podrán aumentarse a 0.5 fy cuando se hayan realizado pruebas de carga según 4.5.7.4, y la construcción de los pilotes

sea realizada bajo la supervisión de un ingeniero geotécnico con experiencia en fundaciones profundas.

4.5.5.45 DIMENSIONES MÍNIMAS. Los pilotes tubulares deberán tener un diámetro exterior nominal según el 4.5.5.38 y un espesor de pared mínimo según el 4.5.5.40. Para tubos hincados con mandril el espesor mínimo de la pared del tubo deberá ser de 2.5 mm (0.1 pulgadas).

4.5.5.46 REFUERZO. El acero de refuerzo deberá cumplir con los requisitos del 4.5.4.7. Deberá proveerse un espacio mínimo de 25 mm (1 pulgada) entre el refuerzo y la pared interna del tubo.

4.5.5.47 REFUERZO SÍSMICO. Cuando las estructuras de los grupos I, II y III estén sometidas a una aceleración espectral mayor o igual a 0.50g deberán cumplir con los siguientes requisitos:

α) Se proveerá una cuantía mínima de refuerzo longitudinal, con relación al área bruta de hormigón de relleno, de 0.01 en el tope del pilote que se extenderá dentro del pilote una longitud de por lo menos dos veces la longitud requerida dentro del cabezal, pero no menor que la longitud de desarrollo de las barras en tracción.

β) El espesor de pared del tubo de acero no será menor que 4.8 mm (3/16 de pulgada).

4.5.5.48 VACIADO DEL HORMIGÓN. El hormigón será vaciado cumpliendo con los requerimientos del 4.5.4.5.

4.5.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN

4.5.6.1 El ingeniero geotécnico o de construcción deberá cumplir con los requerimientos de construcción establecidos en este Reglamento y en el Reglamento R-014 (Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras), la que sea más restrictiva.

4.5.6.2 PRE-EXCAVACIÓN EN PILOTES HINCADOS. Donde sea permitido, la pre-excavación será realizada de la misma forma que se usó para instalar los pilotes sujetos a pruebas de cargas, de manera que no afecte la capacidad portante de los pilotes ya instalados y a estructuras adyacentes. La punta del pilote se hincará por debajo de la profundidad de pre-excavación hasta alcanzar la resistencia requerida.

4.5.6.3 Los métodos de pre-excavación (de chorro de agua, barrenado u otros) estarán sujetos a aprobación del ingeniero geotécnico.

4.5.6.4 CABEZALES DE PILOTES. Los cabezales serán construidos en hormigón reforzado, de acuerdo con la resistencia especificada en los planos del diseño aprobados. El suelo inmediatamente debajo del cabezal no será considerado con capacidad para soportar carga vertical. El tope de los pilotes será cortado hasta encontrar material sin daños y reconstruido para cumplir con la penetración requerida dentro del cabezal.

4.5.6.5 El tope de los pilotes será embebido por lo menos 0.15 m dentro del cabezal, y el cabezal se extenderá en planta por lo menos 0.15 m después de los bordes de los pilotes.

4.5.6.6 EMPALMES. Los empalmes deberán desarrollar la resistencia total del pilote y serán construidos para proporcionar y mantener la alineación y posición de los componentes del pilote durante la instalación, y subsecuentemente deberán desarrollar suficiente resistencia para transmitir las cargas laterales y verticales, y los momentos que ocurran en los empalmes durante el hincado y las cargas de servicio.

4.5.6.7 Los empalmes que ocurran en los 3 metros superiores de la parte del pilote bajo la superficie deberán resistir bajo cargas admisibles los momentos y cortantes que se generen por una excentricidad de 76 mm de la carga.

4.5.6.8 SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN E INSTALACIÓN. Los pilotes serán instalados mediante métodos aprobados y en una secuencia que evite la compactación del suelo, para evitar que se produzcan distorsiones o movimiento que ocasionen daños en las estructuras adyacentes o en otros pilotes a instalar.

4.5.6.9 PROTECCIÓN DEL PILOTE. Los pilotes deberán ser protegidos cuando las condiciones del sitio indiquen la existencia de componentes en el suelo o en el agua, que puedan causarle daño a su composición. En caso de que sean pilotes hincados, la protección deberá resistir el proceso de hinca sin perder sus cualidades protectoras.

4.5.6.10 EQUIPOS VIBRATORIOS Y OSCILADORES. Los equipos vibratorios y osciladores solo serán utilizados para instalar pilotes donde la capacidad de carga del pilote sea verificada por pruebas de cargas, de acuerdo con lo establecido el 4.5.7.4 y el 4.5.7.5. La instalación de los pilotes de producción será controlada con el consumo de energía, la velocidad de

penetración u otros medios aprobados que aseguren que la capacidad del pilote será igual o que excederá la del pilote de prueba representativa.

4.5.3 ENSAYOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

Los ensayos en pilotes se deberán realizar para comprobar o investigar las características de resistencia y deformaciones en el ámbito general de las acciones especificadas en el informe geotécnico, y la integridad y construcción adecuada del pilote.

TABLA 4.1

APLICACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE ENSAYOS

TIPOS DE ENSAYOS	NORMATIVA APLICABLE	PARÁMETROS A OBTENER		
		CAPACIDAD PORTANTE LÍMITE	DEFORMACIÓN EN CONDICIONES DE TRABAJO	INTEGRIDAD ESTRUCTURAL
Prueba de carga escalonada	ASTM D-1143	si	si	En algunos casos
Penetración a velocidad constante		si*	Indicativa para terreno sin cohesión si es suficientemente lenta	no
Prueba de carga dinámica	ASTM D-4945	si*	Posible*	si*
Prueba de carga estática a tracción	ASTM D-3689	si	si	no
Prueba de integridad	ASTM D-5882	no*	no	si*
* Se puede deducir				

4.5.7.1 Se deberá generar un informe de los resultados de los ensayos realizados a las cimentaciones profundas, el cual deberá ser suministrado al MIVHED. Dichos resultados deben certificar por escrito que los resultados satisfacen el criterio de diseño.

4.5.7.2 PRUEBAS DE INTEGRIDAD. En Pilotes Vaciados In-Situ se requerirá la realización de pruebas de integridad estructural según ASTM D5882, en una muestra representativa de por lo menos el 25% de los pilotes del proyecto.

4.5.7.3 PRUEBA DE CARGA. Se deberán realizar pruebas de carga en las zonas con el perfil de suelo conocido como más desfavorable, según la ASTM D1143 o D4945 y los puntos deberán estar previamente especificados en los planos. El número de pruebas de carga será de un 3% de los pilotes y los equipos empleados para dichas pruebas deberán estar debidamente calibrados.

4.5.7.4 Cuando la carga de trabajo asignada a pilotes sobre la base de análisis estático sea mayor que el 30% de la carga estructural admisible de la sección, se requerirá la realización de pruebas de carga estáticas (ASTM D1143) o dinámicas (ASTM D4945) en por lo menos el 3% de los pilotes. El número de pruebas dependerá además de la variabilidad de los suelos en el sitio según el criterio del ingeniero geotécnico.

4.5.7.5 La carga admisible de un pilote de prueba será la menor entre la mitad de la carga de falla o aquella que produzca un asentamiento neto no mayor a 19 mm.

4.5.7.6 Para la subsiguiente instalación de pilotes de producción se supondrá que los pilotes tendrán una carga admisible igual a la del pilote de prueba representativo del sector en cuestión, siempre y cuando los pilotes de producción sean del mismo tipo, hayan sido instalados en suelos comparables y posean las mismas dimensiones y longitudes y hayan sido instalados de igual manera que el pilote de prueba.

CAPITULO 4.1 DISPOSICIONES PARA OBRAS DE RETENCION Y TALUDES

4.6.1 ESTABILIDAD DE TALUDES

4.6.6.1 ESTABILIDAD DE TALUDES EN EXCAVACIÓN PARA EDIFICACIONES. La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se deberán revisar por métodos de equilibrio límite u otros métodos aceptados, considerando las superficies de falla cinemáticamente posibles. Además, se deberá tomar en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona, la presencia de grietas u otras discontinuidades, y los efectos dinámicos, como sismos o vibraciones, que puedan comprometer la estabilidad del talud. Esta evaluación deberá cumplir con lo especificado en 4.1.3.8.

4.6.6.2 MUROS DE CONTENCIÓN

4.6.2.1 DISEÑO. Los muros de contención deberán ser diseñados para una vida útil acorde con la obra en la que se emplaza y basado en consideraciones del efecto potencial a largo plazo del deterioro de los materiales, filtraciones, corrientes eléctricas en el subsuelo y otros factores del ambiente potencialmente dañinos en cada uno de los materiales que componen el muro.

4.6.2.2 Los muros de contención deberán soportar cargas laterales de suelos y agua, incluyendo cualquier sobrecarga viva o muerta, el peso propio del muro, efectos de temperatura, la fricción entre el muro y el suelo que contiene, y las cargas de sismo.

4.6.2.3 ESTABILIDAD GLOBAL. La estabilidad global de los taludes en la vecindad de los muros deberá considerarse como parte del diseño del muro de contención. La estabilidad global del muro, de los taludes, y los suelos de fundación deberán ser evaluados utilizando Métodos de Equilibrio Límite u otro método según la buena práctica de la ingeniería geotécnica. El factor de seguridad para cada condición analizada deberá cumplir con los requisitos de seguridad que se establece en 4.3.4.1. En todos los casos, las condiciones del subsuelo y las propiedades de los suelos y de la roca del sitio del muro deberán ser adecuadamente caracterizadas a través de ensayos in-situ y ensayos de laboratorio.

4.6.2.4 Además de lo indicado en 4.6.2.3, se deberá evaluar la estabilidad a corto plazo del talud para la construcción del muro.

4.6.2.5 LÍMITES DE FALLA. Se deberán revisar los estados límite de servicio de los muros de contención de tal forma que no se sobrepasen los estados límite de falla: vuelco, desplazamiento, falla de la cimentación o del talud que lo soporta (rotura estructural), de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 4.3.

4.6.2.6 EMPUJE. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de material por contener y el método de colocación del mismo.

4.6.2.7 EMPUJE DINÁMICO. Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas deberán ser evaluados por el Método de Mononobe-Okabe Modificado, tomando en consideración que la componente dinámica actúe aproximadamente a 0.6 H del muro y que dicho método sobreestime el empuje pasivo total.

PÁRRAFO. El ingeniero podrá, a su discreción, utilizar otros métodos que provean igual o mejores predicciones.

4.6.2.8 Las fuerzas seudo-estáticas debido a sismos que serán aplicadas a la masa de los taludes para el análisis de estabilidad, deberá calcularse suponiendo un coeficiente horizontal sísmico k_h igual a la mitad del coeficiente de aceleración pico del terreno apico, y suponiendo que el coeficiente sísmico vertical kv es igual a cero.

4.6.2.9 SELECCIÓN DEL TIPO DE MURO. Para la selección del tipo de muro se deberá tomar en consideración la magnitud y dirección de las cargas, la profundidad para que la fundación sea estable, el potencial de cargas de sismos, la presencia de factores dañinos del ambiente, la proximidad a edificaciones, la geometría de la sección transversal del sitio del muro y la tolerancia a asentamientos absolutos y diferenciales.

4.6.2.10 El ingeniero geotécnico podrá proponer cualquier sistema de retención que actúe como muro, siempre y cuando demuestre que cumple con los requisitos de seguridad de este reglamento.

4.6.2.11 En el caso de muros de gravedad o muros en voladizo:

a) La base del muro deberá desplantarse al menos 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y debajo de la zona de cambios volumétricos estacionales.

b) La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar

en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se podrá emplear uno o varios de los siguientes procedimientos:

1) Cambiar la inclinación de la base del muro colocándola hacia adentro.

2) Aumentar la rugosidad en el contacto muro-suelo.

3) Colocar dentellones reforzados.

4) Anclar o pilotear el muro.

5) Profundizar la base del muro.

6) Ampliar la base del mismo.

SECCIÓN 1

CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO DEL MURO

4.6.2.12 CAPACIDAD DEL MURO. Los muros de contención deberán ser diseñados para proveer la capacidad estructural adecuada con movimientos aceptables, de acuerdo con la capacidad soporte del suelo de fundación y los asentamientos permitidos en este reglamento.

4.6.2.13 CAPACIDAD PORTANTE. La capacidad portante de la fundación de los muros deberá ser calculada utilizando los procedimientos descritos en el Capítulo 4.3 u otros métodos, de acuerdo con la buena práctica de la ingeniería geotécnica.

4.6.2.14 ASENTAMIENTOS. Los asentamientos del muro deberán ser calculados y controlados de manera que no afecten adversamente a estructuras que se construirán sobre el relleno retenido por esté.

SECCIÓN 2

PROPIEDADES DEL MATERIAL DE RELLENO PARA MUROS DE CONTENCIÓN EN EDIFICACIONES

4.6.2.15 El relleno que se coloque detrás del muro (véase FIGURA 4.6.2.), deberá poseer las características adecuadas, de acuerdo con las disposiciones establecidas en 4.4.2.1, además de las establecidas en la presente Sección, para no afectar el comportamiento estructural del muro, ni aumentar el empuje de diseño.

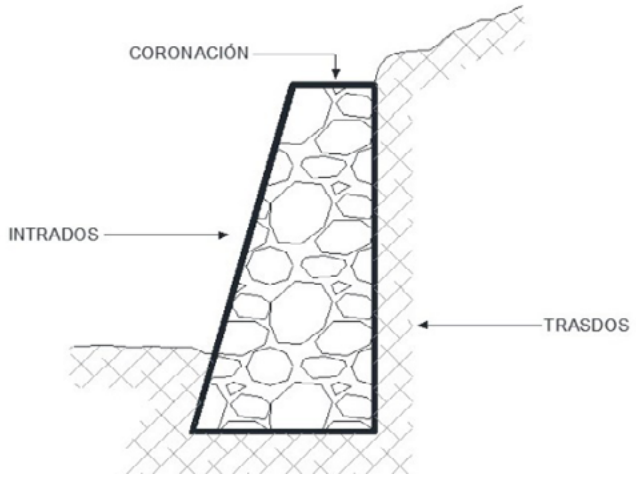
PÁRRAFO. En el caso del relleno en el trasdós se permitirá que el material seleccionado se compacte a una densidad mayor o igual del 90% de la máxima densidad seca del ensayo del Próctor Modificado ASTM D1557.

4.6.2.16 TIPO DE RELLENO EN TRASDÓS DEL MURO. Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables en las edificaciones cercanas a ellos o colocadas sobre los mismos.

4.6.2.17 COMPACTACIÓN DEL MATERIAL EN EL TRASDÓS. La compactación del material del trasdós del elemento de contención deberá hacerse con precaución, empleando medios ligeros, para evitar incrementar el em-

puje en la cuña activa del terreno natural y deberá cumplir con lo establecido en 4.4.2.3.

FIGURA 4.6.2.1



MURO DE CONTENCIÓN.

4.6.2.18 La forma y el tipo de muro se realizará en función de los requerimientos del proyecto.

4.6.2.19 El valor del cálculo de la densidad del material de relleno deberá definirse a partir de las características del material previsto in situ, o en su caso en el estudio geotécnico. Deberán realizarse pruebas de compactación para comprobar que los valores reales cumplen las hipótesis del proyecto.

4.6.2 EXCAVACIONES ADYACENTES A ESTRUCTURAS EXISTENTES

4.6.3.1 ESTUDIOS PREVIOS AL INICIO DE EXCAVACIONES. En aquellos proyectos en que se realicen excavaciones cuyo fondo se ubique por debajo de la cota de fundación de estructuras adyacentes, el dueño o el ingeniero responsable del proyecto deberá someter al MIVHED un estudio geotécnico previo al inicio de las excavaciones de acuerdo con lo establecido en 4.1.3.8. El alcance deberá incluir lo siguiente:

a) Clasificación del terreno desde el punto de vista de su ripabilidad, procedimiento de excavación y terraplenado más adecuado.

b) Evaluación de la estabilidad global de los cortes propuestos, para confirmar que cumple con los factores de seguridad requeridos en el 4.3.4.1.

c) Cálculo de las deformaciones que serán inducidas a las estructuras adyacentes a partir de la estratigrafía del sitio y de los parámetros elásticos y de resistencia aplicables. Se limitarán las deformaciones horizontales y distorsiones angulares a los valores requeridos en 4.3.4.14.3.4.2.

d) Evaluación de la capacidad de las estructuras adyacentes para resistir las deformaciones que les serán impuestas por la excavación.

e) Recomendaciones para mitigar los efectos de las excavaciones a estructuras adyacentes, de ser necesario, que podrá incluir sin ser limitativo el uso de clavos de suelos, anclajes activos, inyecciones de com-

pensación en las zapatas y otros métodos de pre-soporte y corrección de asentamientos en las estructuras adyacentes.

4.6.3.2 DISEÑO. En el diseño de las excavaciones adyacentes a estructuras existentes se considerarán los siguientes estados límite:

a) De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de entibado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por sub-presión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.

b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser calculados para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos; además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se construyan en el sitio.

CAPITULO 4.2 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

4.7.1 DISPOSICIONES GENERALES

4.7.1.1 GENERAL. El potencial de licuefacción de los suelos granulares saturados deberá ser evaluado por el método simplificado de Seed e Idriss, de

acuerdo con lo establecido en el presente título. El Ingeniero Geotécnico podrá realizar evaluaciones por otros métodos que demuestren ser iguales o mejores para la determinación del potencial de licuefacción de estos.

4.7.1.2 El Potencial de Licuefacción y pérdida de resistencia de los suelos granulares saturados, deberán ser evaluados para magnitudes de la aceleración pico del terreno y para las características de la fuente sismogénica consistente con el terremoto de diseño. Las aceleraciones pico del terreno se determinarán a partir de un estudio específico para el sitio, tomando en cuenta la amplificación del suelo y las mediciones in situ de las velocidades de las ondas sísmicas de compresión (Vp) y de corte (Vs).

PÁRRAFO. Los estudios de amplificación específicos para un sitio no se requerirán si se utiliza una aceleración pico del terreno igual a SDS/2.5, donde SDS es la aceleración espectral de diseño para período corto, definida en el Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (R-001).

4.7.1.3 VERIFICACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN. Se deberá evaluar el potencial de licuefacción cuando los suelos cumplan con las condiciones siguientes:

a) Si el nivel freático en el sitio se encuentra a una profundidad de 15 metros o menos, medida desde la superficie del terreno existente o desde la superficie del terreno final, la que sea menor.

b) Si son limos de baja plasticidad y arenas que se encuentren dentro de los 15 metros superiores y se caracterizan por las siguientes condiciones:

1) El número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT) corregido ($N_{1)}60$, es menor o igual a 30 golpes/30cm en estratos de arenas y limos no plásticos,

2) La resistencia a la penetración estática de la punta del cono (CPT) corregida, es menor o igual a 7.2 MPa en estratos de arena, y limos no plásticos, y

3) La velocidad de onda de corte normalizada, Vs, es menor a 200.0 m/s.

c) Si el nivel freático está cerca de la superficie y las características granulométricas satisfacen las relaciones:

0.074mm < D50 < 2mm y Cu <10

ó

4.7.1.4 Sé podrá considerar un estrato de suelo como no licuable si se encuentra un estrato de suelo no licuable mayor que ocho (8) metros por encima del estrato licuable y la relación entre la profundidad de éstos es mayor de 1.

4.7.2 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE SEED e IDRISS (Youd et al, 2001)

4.7.2.1 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE SEED e IDRISS. Para la evaluación del potencial de licuefacción, este método solo se aplicará en te-

rrenos con poca inclinación y a una profundidad hasta 23 metros.

4.7.2.2 Se deberá evaluar la resistencia a la licuefacción de los suelos granulares saturados mediante la aplicación de este método calculando dos variables:

a) La demanda sísmica en un estrato de suelo, expresada por la Relación de Esfuerzos Cíclicos (CSR); y

b) la capacidad del suelo de resistir la licuefacción, expresada por la Relación de Resistencia Cíclica (CRR).

4.7.2.3 El factor de seguridad contra el inicio de licuefacción se definirá como la relación de resistencia a solicitaciones debidamente corregidas para tomar en cuenta los diversos factores enumerados en las secciones siguientes:

$$FS = \left(\frac{CRR_{corregido}}{CSR} \right) \qquad (4.7.2.1)$$

SECCIÓN 1

EVALUACIÓN DE LA RELACIÓN DE ESFUERZO CICLICO (CSR)

4.7.2.4 Las solicitaciones sísmicas se calcularán según:

$$\mathrm{CSR} = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}}\right) = 0.65\left(\frac{a_{\max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right) r_d$$

(4.7.2.2)

Donde

τ_{av} = es el esfuerzo cortante cíclico aplicado por el sismo al estrato bajo estudio.

σ_{vo} y σ'_{vo} = son esfuerzos verticales totales y efectivos, respectivamente, en el estrato bajo estudio.

a_{max} = aceleración horizontal máxima a nivel del terreno generada por el sismo.

g = es la aceleración de la gravedad.

rd = es un coeficiente de reducción de esfuerzo, el cual se calculará como:

rd = 1- 0.00765 Z para Z ≤ 9.15 m

rd = 1.174 - 0.0267 Z para 9.15 m < Z ≤ 23m (4.7.2.3)

Donde

Z es la profundidad por debajo de la superficie natural del terreno en metros. Para profundidades mayores de 23 m el procedimiento simplificado no aplica.

SECCIÓN 2

EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN (CRR)

4.7.2.1 La resistencia a la licuefacción (CRR), deberá ser evaluada a partir de datos de campo del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM D1586.

4.7.2.2 Las evaluaciones de CRR se realizarán primero para el caso de referencia de sismo con Magnitud Richter M = 7.5 y arenas limpias (contenido de finos menor que el 5%). Luego se le aplicarán las correcciones para desviaciones en todos los parámetros que apliquen al sitio y estratos bajo estudio. El conteo de golpes del ensayo SPT será normalizado para una energía transferida estándar de 60% de la potencial nominal ($N_{1)}60$, como se especifica en esta Sección.

4.7.2.3 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN PARA ARENAS LIMPIAS. Para arenas limpias se calculará el conteo de golpes SPT normalizado (N1)60 como sigue:

$$(N_1)_{\theta} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \qquad (4.7.2.4)$$

Donde:

Nm= es el conteo de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) según ASTM D1586, sin corregir, medido en el campo.

CN= es un factor normalizador de esfuerzo efectivo en el estrato en cuestión.

CE= es el factor de corrección de la energía del martillo.

CB= es el factor de corrección del diámetro del barreno.

CR= es el factor de corrección de la longitud de las astas.

CS= es el factor de corrección del toma-muestra dependiendo de si tiene o no el revestimiento interno.

TABLA 4.1

CORRECCIONES A VALORES N DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).

Factor	Variabilidad en el equipo	Término	Corrección
Esfuerzo Efectivo	-	C_N	$\sqrt{P_a / \sigma'_v}$
	-	C_N	$C_N \leq 1.7$
Relación de Energía del Martillo SPT	Tipo "Donut"	C_E	0.5 a 1.0
	Tipo "Seguro"	C_E	0.7 a 1.2
	Tipo Automático	C_E	0.8 a 1.4
Diámetro de la Perforación	65 a 115 mm	C_B	1
	150 mm	C_B	1.05
	200 mm	C_B	1.15
Longitud de Astas	< 3 m	C_R	0.75
	3 a 4 m	C_R	0.8
	4 a 6 m	C_R	0.85
	6 a 10 m	C_R	0.95
	10 a 30 m	C_R	1
Toma-muestras Cuchara Partida	Estándar	C_S	1
	Sin revestimiento	C_S	1.1 a 1.3

PÁRRAFOS:

- Pa es la presión atmosférica y σ'_{v0} es el esfuerzo efectivo vertical en el estrato en cuestión.

- Si se siguen los lineamientos del ASTM D 1586-99 para el ensayo SPT y el equipo está en buenas condiciones, se pueden emplear los valores superiores de los rangos establecidos.

4.7.2.4 La resistencia a la licuefacción (CRR) para el caso de referencia de arenas limpias y terremoto de magnitud en la escala de Richter M= 7.5, se calculará según la ecuación (4.7.2.5), la cual es aplicable para arenas limpias con $(N_{1)}60$ menor que 30 golpes por pie. Si el conteo de golpes (N1)60 es mayor o igual que 30 golpes por pie, entonces el estrato en cuestión no es licuable.

0.2mm < D60 < 2mm y D10 <0.1mm

$$CRR_{7.5} = A + B - \frac{1}{200} \qquad (4.7.2.5)$$

Donde $$A = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} \qquad (4.7.2.6)$$

$$B = \frac{50}{\left[10(N_1)_{60} + 45\right]^2} \qquad (4.7.2.7)$$

4.7.2.5 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN PARA ARENAS SUCIAS. Se deberá evaluar la resistencia a la licuefacción de arenas sucias cuando las mismas tengan un contenido de finos (FC) que pasa el Tamiz No. 200 (mayor que 5%). En la evaluación se aplicarán las siguientes correcciones para el cálculo del conteo de golpes corregido ($N_{1)}60$ LIMPIO (equivalente de arenas limpias). Este conteo de golpes corregido por el contenido de finos se usará en la ecuación (4.7.2.5) para el cálculo de la resistencia a la licuefacción.

$$(N_1)_{60\,LIMPIO\,equivalente} = \alpha + \beta(N_1)_{60\,SUCIO} \qquad (4.7.2.8)$$

Donde:

$\alpha = 0$ para % Finos (FC) $\leq 5\%$

$\alpha = \exp[1.76 - (190/FC^2)]$ para $5\% < FC < 35\%$

$\alpha = 5$ para $FC \geq 35\%$

$\beta = 1$ para $FC \leq 5\%$

$\beta = [0.99 + (FC^{1.5}/1{,}000)]$ para $5\% < FC < 35\%$

$\beta = 1.2$ para $FC \leq 5\%$

CORRECCIÓN POR MAGNITUD DEL TERREMOTO (MSF). Para sismos de Magnitudes Richter M mayores a 7.5 se empleará un factor de corrección por magnitud que se aplicará a la resistencia a la licuefacción según la formula (7.9), y se deberá emplear la fórmula (7.10) para determinar el MSF.

$$CRR_{corregido} = CRR_{7.5} \times MSF \qquad (4.7.2.9)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \qquad (4.7.2.10)$$

Donde

Mw es la magnitud Richter del terremoto bajo consideración.

4.7.1 ENSAYO DE PENETRACIÓN CON MARTILLO BECKER (BPT)

4.7.3.1 Para suelos gravosos se deberá utilizar el Ensayo de Penetración con el Martillo Becker, en el que se reportará el conteo de golpes necesario para penetrar 0.30 m (12 pulgadas), con una camisa de acero de 168 mm de diámetro y 3 m de longitud hincada con un martillo diesel de doble acción.

4.7.3.2 A partir de las mediciones en campo con conteo de golpes del Ensayo Becker (NBPT), se deberá calcular el conteo de golpes equivalentes del Ensayo de Penetración Estándar (NSPT) que será utilizado en las ecuaciones (7.2) a (7.5) como sigue:

$$0.8N_{BPT} \leq N_{SPT} \leq 1.1N_{BPT} \qquad (4.7.2.11)$$

PÁRRAFO. Esta ecuación sólo aplica para conteos de los golpes del Ensayo Becker NBPT menores que 30 golpes por pie.

DISPOSICIONES FINALES

4.8.1.1 El presente Reglamento para la Realización de Estudios Geotécnicos en Edificaciones deroga el Decreto No. 577-06 del veintiuno (21) de noviembre del año dos mil seis (2006).

4.8.1.2 SANCIONES. El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en este Reglamento conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los capítulos V y VI, de la Ley No. 687, del 27 de julio del 1982, que crea un Sistema de Elaboración de Reglamentos Técnicos para Preparación y Ejecución, relativos a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines.

4.8.1.3 FORMATO DEL REGLAMENTO. El presente Reglamento será publicado en el formato que disponga la Consejo Nacional de Regulaciones Técnicas para Edificaciones, CONARTED.

4.8.1.4 REMISIÓN DEL REGLAMENTO. Envíese al Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), para los fines correspondientes.

DADO en la ciudad de Santo Domingo de Guzmán, Distrito Nacional, capital de la República Dominicana, a los --------- (), días del mes de ------ del año ----------, años ---- de la Independencia y ---- de la Restauración.

LIC. LUIS RODOLFO ABINADER CORONA

REFERENCIAS

- AASHTO (2004) Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ACI-318 (2014) American Concret Institute.
- ASCE-10 (2016) American Society of Civil Engineers.
- ASTM. Annual Book of Standards. American Society for Testing and Materials.
- D1143 Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load.
- D1586 Standard Test Method for Penetration Test and Split-barrel Sampling of Soils.
- D2113 Practice for Diamond Core Drilling for Site Investigation.
- D2487 Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
- D2488 Practice for Description and Identification of Soils (Visual-manual procedure).

- D3441 Test Method for Deep, Quasi-Static Cone and Friction-cone Penetration Tests of Soils.
- D4544 Practice for Estimating Peat Deposit Thickness.
- D4945 Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.
- D5882 Standard Test Method for Low-Strain Integrity Testing of Piles
- D6032 Standard Test Method for Determining Rock Quality Designation (RQD) of Rock Core
- D6066 Practice for Determining de Normalized Penetration Resistance of Sands for Liquefaction Potential Evaluations.
- FHWA (2000) Micropile Design and Construction Guidelines. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Publ. FHWA-SA-97-070
- ICBO (2018) International Building Code IBC. International Conference of Building Officials (Rodríguez Ortiz y otros, 1984).
- Bowles, Joseph (1997). "Foundation Analysis and Design" 5ta Ed.

- SEOPC (1981) Boletín Técnico Informativo de la DGRS: Requisitos Mínimos Provisionales para Estudios Geotécnicos de Edificaciones

- SEOPC (1981) M-011: Criterios Básicos para Estudios Geotécnicos de Carreteras

- SEOPC (1985) M-014: Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras

- MOPC (2011) R-001: Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras

- Youd, Idriss, Andrus, Arango, Castro, Christian, Dobry, Finn, Harder, Hynes, Ishihara, Koester, Liao, Marcuson, Martin, Mitchell, Moriwaki, Power, Robertson, Seed & Stokoe (2001) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol 127 No. 10 (October 2001). American Society of Civil Engineers (ASCE).

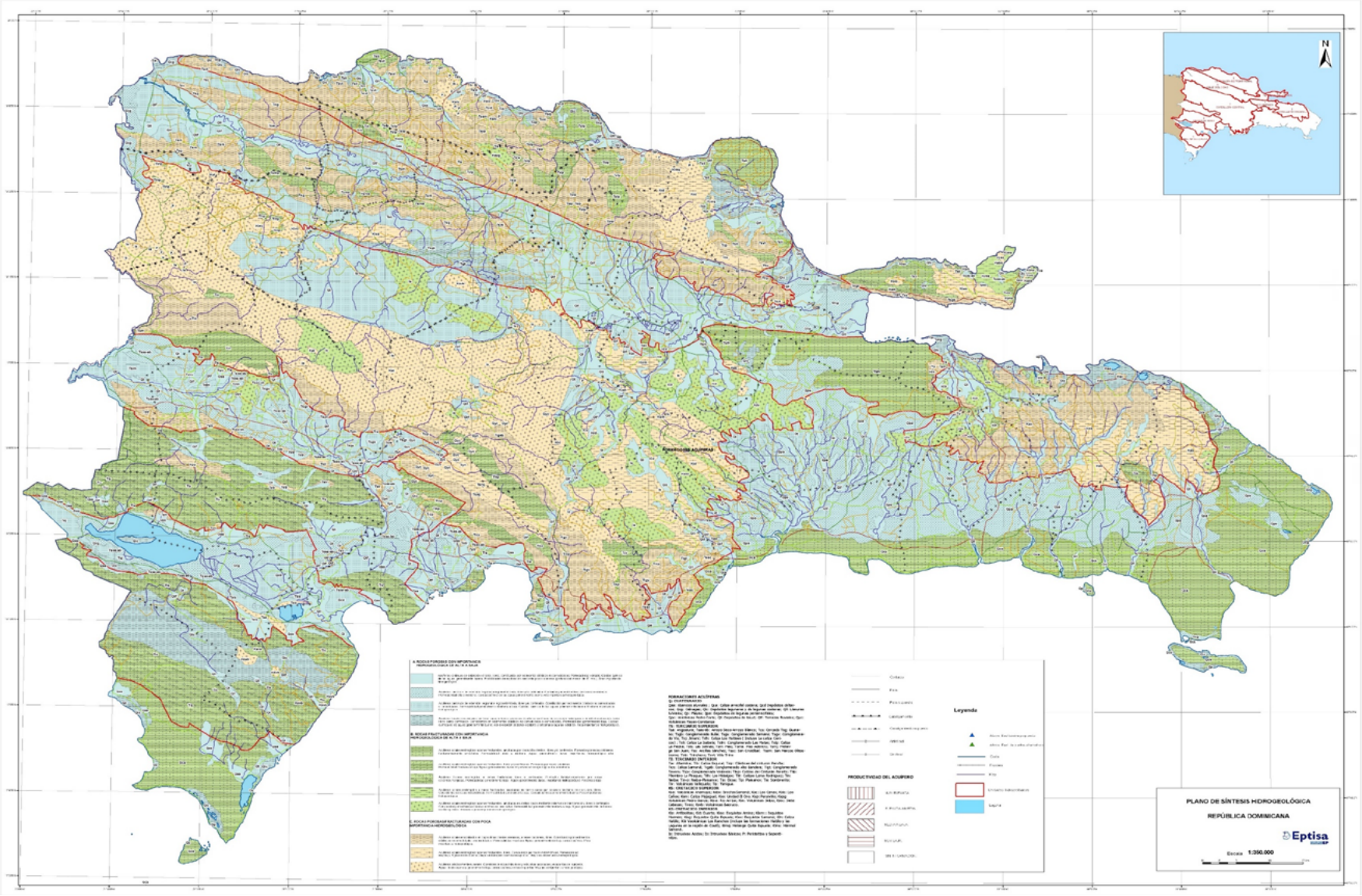
- Terzaghi, K., Peck, R. y Mesri, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice" 3ra Ed.

ANEXO I

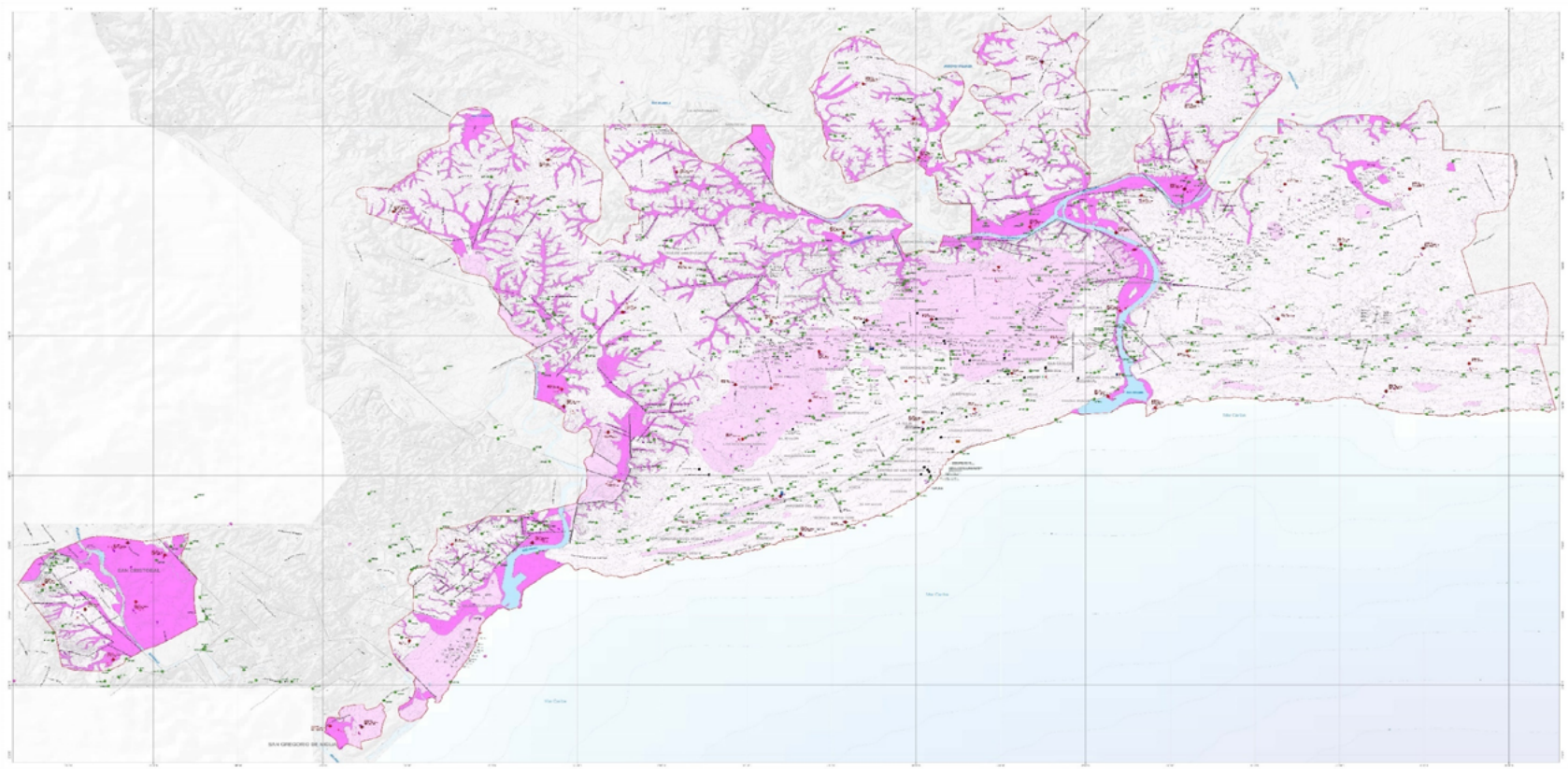
MAPAS DE REFERENCIA

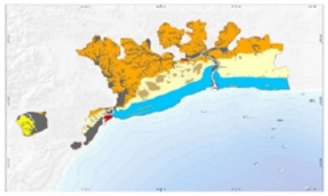
- MAPA HIDROGEOLÓGICO DE LA REPÚBLICA DOMINICANA.
- MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN DEL GRAN SANTO DOMINGO.
- MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN DE SANTIAGO.

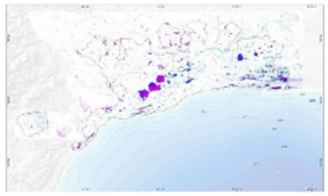
MAPA HIDROGEOLÓGICO DE LA REPÚBLICA DOMINICANA

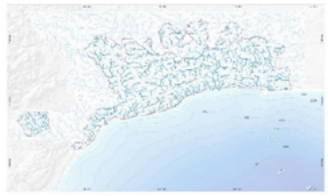


MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD DEL GRAN SANTO DOMINGO



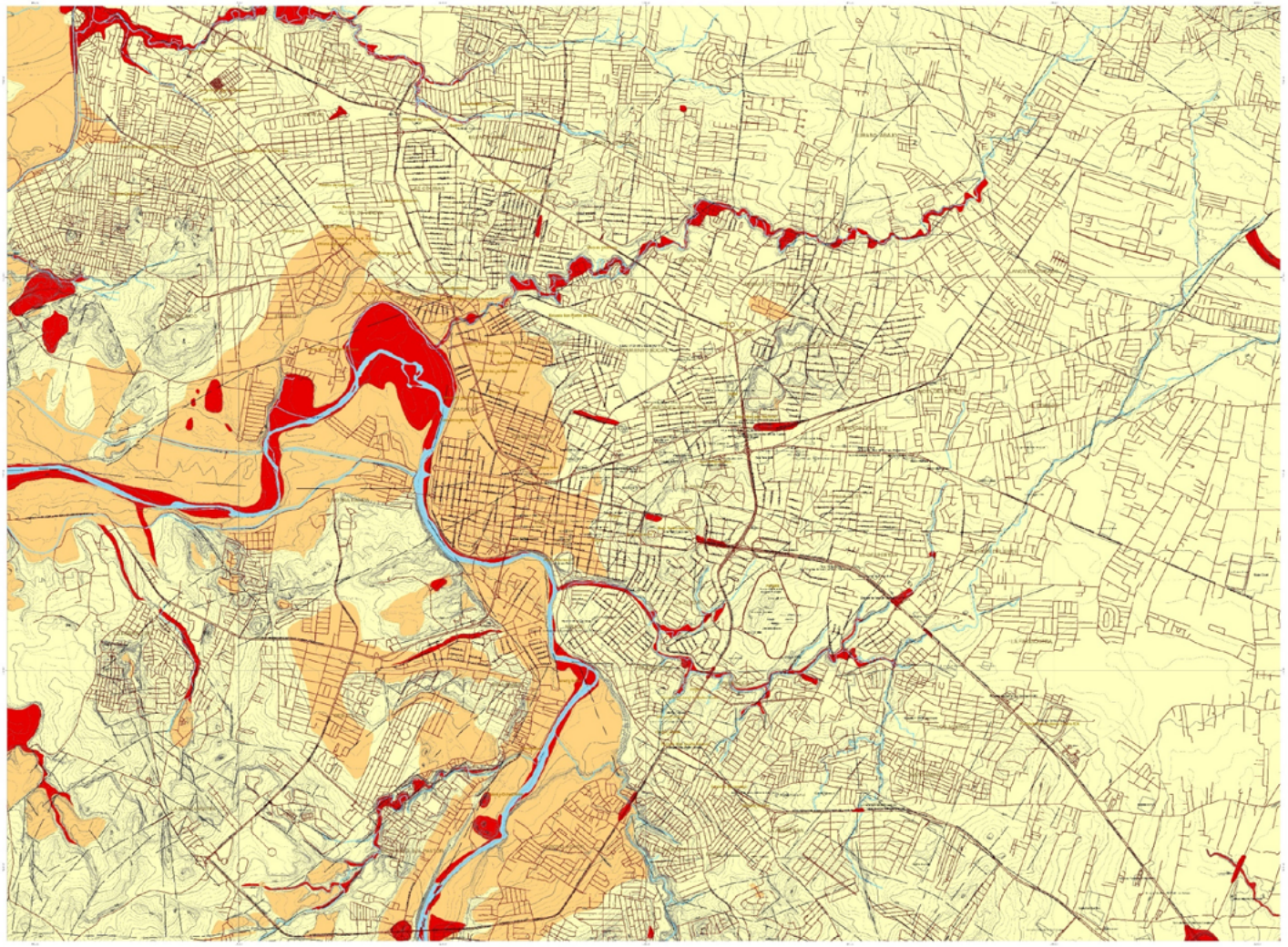








MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD LICUEFACCIÓN DE SANTIAGO



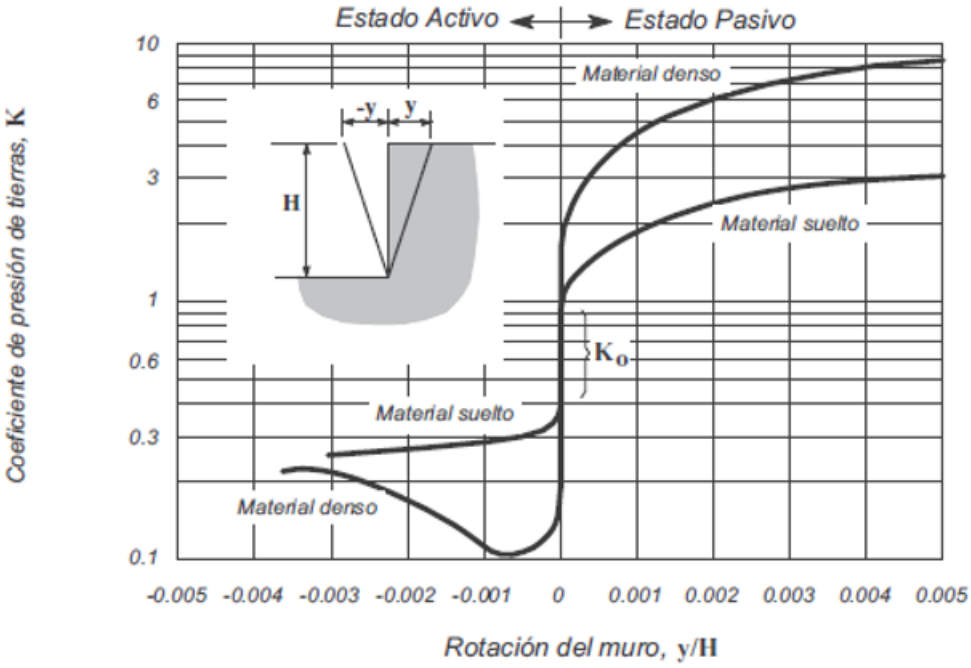


ANEXO II

COMENTARIOS

Presión de Tierras. La presión que el suelo ejerce sobre la estructura que la contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otra. Depende en términos generales del desplazamiento del conjunto, así: en el estado natural sin deformaciones laterales, se dice que la presión es la del reposo; si el muro cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; si, por el contrario, el muro se desplaza contra el frente de tierra, la presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo. Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro, la distribución debe adoptar una forma curvilínea. Los desplazamientos relativos se presentan en la FIGURA 4.

FIGURA 4.
Variación del coeficiente de presión de tierras (K) con el desplazamiento.



5.

Reglamento para Diseño y Construcción de Estructuras en Hormigón Armado





TÍTULO 5.
REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN ARMADO

CAPÍTULO 5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

5.1.1 OBJETIVO. Establecer los criterios mínimos a aplicar en la planificación, diseño, ejecución, control de calidad de los materiales, inspección y supervisión de obras de edificaciones de hormigón armado, para fomentar, asegurar y proteger la vida, economía, comodidad y bienestar común, mediante requisitos que garanticen solidez, estabilidad y seguridad adecuadas en esas obras.

5.1.2 CAMPO DE APLICACIÓN. Este Reglamento será aplicado en el diseño y la construcción de las estructuras de hormigón armado en:

a) Edificios de Bloques. Según se define en la sección 5.2.1 (25), y que cumplan con el Sección 3a.

b) Edificios de Pórticos. Según se define en la sección 5.2.1, (26), y que cumplan con el Sección 3b.

5.1.3 LIMITACIONES PARA LA APLICACIÓN DEL REGLAMENTO. Este Reglamento será aplicado, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

a) EDIFICIOS DE BLOQUES

1. Pendiente máxima de vigas o losas. Cuando se usen vigas o losas inclinadas, la pendiente no podrá ser mayor de 15 grados.
2. Pendiente máxima del terreno de fundación. La pendiente del terreno donde se va a construir no puede tener, en ninguna dirección, un desnivel mayor que la altura del primer piso, ni puede ser mayor de 30 grados.

b) EDIFICIOS DE PÓRTICOS

1. Número máximo de pisos. El máximo número de pisos para edificios diseñados usando este Reglamento es de cinco, incluyendo el piso al nivel del terreno, con una altura total no mayor de 20 m; excepto lo indicado en la sección 5.39.9.4.1 y la sección 5.39.9.4.2.
2. Altura máxima de entrepiso. La altura máxima de entrepiso, de piso a piso terminado, no debe ser mayor de 4 m.
3. Pendiente máxima de vigas o losas. Cuando se usen vigas o losas inclinadas, la pendiente no podrá ser mayor de 15 grados.
4. Pendiente máxima del terreno de fundación. La pendiente del terreno donde se va a construir no puede tener, en ninguna dirección, un desnivel mayor que la altura del primer piso, ni puede ser mayor de 30 grados, siempre y cuando lo permita el estudio de mecánica de suelos.

5.1.4 CASOS NO CUBIERTOS POR ESTE REGLAMENTO. Para el diseño y la construcción de edificios de hormigón armado que no estén incluidos dentro del campo de aplicación de este reglamento, se deberán aplicar en su totalidad

los códigos, guías, Reglamentos y especificaciones más recientes publicados por el Instituto Americano del Hormigón (ACI) (American Concrete Institute), en especial los siguientes:

a) ACI 117. Especificaciones Estándares de Tolerancias para Construcciones de Hormigón y Materiales (Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials).

b) ACI 301. Especificaciones para Hormigón Estructural (Specifications for Structural Concrete).

c) ACI 304. Guía para la Dosificación, Mezclado, Transporte y Colocación del Hormigón (Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete).

d) ACI 315. Detalles y Detallado del Refuerzo del Hormigón (Details and Detailing of Concrete Reinforcement).

e) ACI 318. Reglamento de las Construcciones de Hormigón Armado y Comentarios (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary).

5.1.5 Para planeación, diseño y construcción de estructuras de hormigón armado en edificios de poca altura, que no estén incluidos dentro del campo de aplicación de este Reglamento, que cumplan con las restricciones de ocupación, número de pisos y área indicadas en él, se permite la aplicación del siguiente Reglamento:

a) ACI IPS-1. Requerimientos Esenciales para Edificios de Hormigón Armado (Para Edificios de Tamaño y Altura Limitados, Basado en ACI 318-02) (Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings (For Buildings of Limited Size and Height, Based on ACI 318- 02)).

5.1.6 OTRAS NORMAS. Se permitirá el uso de métodos de análisis y diseño estructural diferentes a los prescritos por este Reglamento, siempre y cuando el diseñador estructural presente evidencia que demuestre que la alternativa propuesta cumple con sus propósitos en cuanto a seguridad, durabilidad y resistencia, especialmente sísmica, y además se sujete a los requisitos siguientes:

a) Se presente junto a las memorias de cálculo, una copia completa de las normas que se estén usando.

b) Se cumpla con los requisitos de cargas mínimas vigentes.

c) Se cumplan los requisitos de detallamiento de armaduras, exigidos por el ACI para asegurar la ductilidad de la estructura frente a una solicitación sísmica.

5.1.7 APLICACIÓN TRANSITORIA. El presente Reglamento se ajustará a los requisitos del Reglamento M-001, sobre Análisis Sísmico de Estructuras, vigente hasta tanto sea sustituido por el título 1 de la Unidad 5: Cargas Mínimas.
5.1.8 COMENTARIOS. Los seccións que contengan el símbolo (☒) previo al número del sección, contienen disposiciones complementarias para su aplicación, en el anexo de este Reglamento.

SECCIÓN 5.2 DEFINICIONES Y NOTACIÓN

5.2.1 DEFINICIONES. Las siguientes definiciones corresponden a los términos más usados en el presente Reglamento:

1. ACI. Instituto Americano del Hormigón (American Concrete Institute).
2. ADITIVO. Material diferente al hormigón, a los agregados o al agua que se añade al hormigón, antes o durante la mezcla, para modificar una o varias de sus propiedades; sin perjudicar su durabilidad ni su capacidad de resistir esfuerzos.
3. AGREGADO. Conjunto de partículas inertes, naturales o artificiales, tales como: arena, gravilla, grava, etc., que al ser mezclado con el material cementante y el agua produce el hormigón.
4. ALAMBRE. Elemento de acero que cumple las normas ASTM A 496 y ASTM A 82, utilizado como refuerzo. Puede ser liso o corrugado.
5. **ALTURA ÚTIL O EFECTIVA.** En una sección sometida a flexionar la distancia entre el extremo más comprimido y el centro de gravedad del refuerzo de tracción.
6. ANÁLISIS. Procedimiento mediante el cual se calculan las fuerzas interiores y deformaciones en los elementos de una estructura sometida a la acción de uno o más estados de carga.
7. ASENTAMIENTO. Hundimiento o descenso del nivel de una estructura o parte de ella, debido a la compresión y deformación del suelo o roca de fundación.
8. ASTM. Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (American Society for Testing and Materials).
9. AWS. Asociación Americana de Soldadura (American Welding Society).

10. BARRA CORRUGADA. Barra con un núcleo de sección circular, en cuya superficie existen resaltes que tienen por objeto aumentar la adherencia entre el hormigón y el acero, que cumple con las normas ASTM A 706 y ASTM A 615.

11. BARRA LISA. Barra de sección transversal circular sin resaltes o nervios especiales, que cumple con la norma ASTM A 615.

12. CARGA MUERTA. Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, incluye muros y particiones divisorias de ambiente y el peso de equipos permanentes.

13. CARGA VIVA. Carga debida al uso y la ocupación del edificio, sin incluir viento, sismo o carga muerta.

14. CARGAS DE SERVICIO. Todas las cargas, muertas o vivas, que actúan sobre la estructura o parte de ésta, sin estar afectadas por ningún coeficiente de carga.

15. CARGAS NO PERMANENTES. Todas las cargas, excepto la carga muerta, que actúan sobre la estructura o parte de ésta.

16. CARGAS PERMANENTES. Cargas muertas.

17. CARGAS ÚLTIMAS O FACTORIZADAS. Cargas que producirían la rotura de los diferentes elementos estructurales. Se obtienen a partir de las cargas de servicio, afectadas por un factor de carga mayor que uno, de acuerdo con las ecuaciones de combinación.

18. HORMIGÓN NO PREESFORZADO. Material que cumple con las especificaciones ASTM C 150, que tiene propiedades cementantes cuando se utiliza en la fabricación del hormigón, ya sea por sí mismo, como es el caso del hormigón hidráulico (Portland); el hormigón adicionado y el hormigón expansivo; o cuando estos últimos obran en combinación con cenizas volantes, puzolanas, escoria siderúrgica y humo de sílice.

19. HORMIGÓN PREESFORZADO (prestressed concrete). Hormigón reforzado al que se le han introducido esfuerzos internos por medio de refuerzo preesforzado con el fin de reducir los esfiuerzos potenciales de tracción en el hormigón causados por las cargas, y en losas en dos direcciones cuando tienen al menos la cantidad mínima de refuerzo preesforzado. Las clases de miem-

bros preesforzados a flexión se definen en ACI 318, Seccion 24.5.2.1. Las losas preesforzadas en dos direcciones requieren un nivel mínimo de esfuerzos a compresión en el hormigón debido al preesfuerzo efectivo, de acuerdo con ACI 318, Seccion 8.6.2.1. Aunque el comportamiento de miembros de hormigón preesforzado con tendones continuos de preesfuerzo no adheridos puede variar con respecto al de miembros con tendones continuamente adheridos, el hormigón preesforzado con tendones de preesfuerzo adheridos y sin adherir, junto con el hormigón no preesforzado, se han agrupado bajo el término genérico de "hormigón reforzado". Las disposiciones comunes al hormigón preesforzado y al no preesforzado se integran con el fin de evitar repetición o contradicción entre las disposiciones.

20. HORMIGÓN PREFABRICADO. (precast concrete) Elemento de hormigón estructural construido en un lugar diferente de su ubicación final en la estructura.

21. CIMENTACIÓN. Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo o roca de apoyo.

22. COLUMNA. Elemento estructural cuya solicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos flexores, torsión o fuerzas cortantes y con una relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 ó más.

23. HORMIGÓN. Anglicismo de hormigón.

24. CURADO. Proceso por medio del cual el hormigón endurece y adquiere resistencia, una vez colocado en su posición final.

25. DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO. Desplazamiento lateral total esperado para el sismo base de diseño, como se especifica en la Sección 12.8.6 de ASCE

26. DISEÑO. Procedimiento mediante el cual se verifica que los elementos de hormigón armado resisten las solicitaciones obtenidas del análisis de la estructura, y se calcula la cantidad y ubicación del acero de refuerzo que se requiere para resistir dichas solicitaciones.

27. DISEÑO A LA ROTURA. Método de diseño que consiste en demostrar que las solicitaciones debidas a las cargas factorizadas son menores o iguales que las fuerzas nominales de rotura de la sección multiplicadas por el factor de reducción de resistencia Ø.

28. EDIFICIOS DE BLOQUES. Son edificaciones, incluyendo viviendas de uno y dos pisos, cuya estructura portante principal, tanto para cargas verticales como horizontales, está conformada por muros de bloques de hormigón, diseñadas y construidas según el "Reglamento para Construcción y diseño de Estructuras de Mampostería".

29. EDIFICIOS DE PÓRTICOS. Son edificaciones cuya estructura portante principal, tanto para cargas verticales como horizontales, está conformada por pórticos de hormigón armado diseñados y construidos según este Reglamento.

30. EFECTOS DE VIENTO. Las solicitaciones de flexión, torsión, fuerzas cortantes, cargas axiales y deformaciones ocasionadas a los elementos estructurales por la acción del viento, en una estructura cualquiera.

31. EFECTOS SÍSMICOS. Las solicitaciones de flexión, torsión, fuerzas cortantes, cargas axiales y deformaciones ocasionadas a los elementos estructurales por la acción de un terremoto, en una estructura cualquiera.

32. EFECTOS TÉRMICOS. Los esfuerzos y las deformaciones ocasionados en los elementos de las estructuras por variaciones en la temperatura.

33. ENCOFRADO. Estructura provisional de madera o elementos metálicos, de forma, dimensiones y seguridad adecuadas para la colocación del refuerzo y el hormigón de un elemento estructural, y sostenerlos mientras el hormigón adquiere la resistencia adecuada.

34. ESFUERZO. Intensidad de fuerza por unidad de área.

35. ESTADO LÍMITE DE ROTURA. Cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluye la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

36. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. La ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación; pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

37. ESTRIBOS. Elementos que corresponden a una forma de refuerzo transversal, utilizados para resistir fuerzas cortantes, torsión y para proveer confinamiento al núcleo del elemento, consistentes en barras corrugadas, barras lisas,

alambres o malla electrosoldada, de una o varias ramas, doblados en forma de L, U, C o rectangulares y colocados perpendicularmente al refuerzo longitudinal o formando un ángulo con él.

38. ESTRIBO DE CONFINAMIENTO. Es un estribo rectangular cerrado, de barra de diámetro al menos ø3/8" (Nº 3), o un estribo continuo enrollado en forma de espiral (zuncho) alrededor del refuerzo longitudinal. Los estribos de confinamiento pueden estar compuestos de varios elementos de refuerzo; pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135º, o más, con una extensión de 6 diámetros de barra, pero no menor de 7.5 cm; que abrazan el refuerzo longitudinal y son proyectados hacia el interior de la sección del elemento.

39. FACTORES DE CARGA. Son los factores por los que deben ser multiplicadas las cargas de servicio para obtener las cargas factorizadas para el diseño a la rotura.

40. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA Ø. Coeficiente menor que uno, que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño.

41. FLEXIÓN COMPUESTA. Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.

42. FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA. Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.

43. FLEXIÓN OBLICUA. Flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.

44. FLEXIÓN SIMPLE. Flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.

45. FUERZA AXIAL. Fuerza (tracción o compresión) que actúa en el centro de gravedad de una sección, paralela al eje longitudinal del elemento.

46. FUERZA CORTANTE. Fuerza que actúa en el centro de gravedad de una sección, perpendicular al eje longitudinal del elemento, en un plano que contiene uno de los ejes principales de la sección.

47. GRAPA. Es un estribo de una sola pata o rama, de barra de diámetro al

menos ø3/8" (Nº 3), que tiene en un extremo un doblez a 135º, con una extensión recta de longitud mayor o igual a 6·db,; pero no menor de 7.5 cm; con un diámetro de doblado de 4·db, y en el otro extremo, un doblez de 90º más una extensión recta de longitud mayor o igual a 6·db, en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de 4·db.

48. HORMIGÓN. Material de construcción que se obtiene a partir de una mezcla homogénea de material cementante, agregados inertes y agua, con o sin aditivos.

49. HORMIGÓN ARMADO. Material constituido de hormigón que tiene un refuerzo de barras de acero dispuestas convenientemente en su interior.

50. JUNTA DE CONSTRUCCIÓN. Interrupción de la colocación del hormigón, ya sea temporal o permanente.

51. JUNTA DE EXPANSIÓN. Separación entre porciones adyacentes de la edificación, localizada en un lugar establecido durante el diseño de la estructura, de tal manera que no interfiera con su comportamiento, y que al mismo tiempo permita desplazamientos en las direcciones apropiadas y que impida la formación de fisuras y grietas en otras partes de la estructura.

52. LONGITUD DE DESARROLLO. Es la longitud del refuerzo embebido en el hormigón, requerida para desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

53. LOSA. Elemento estructural horizontal o aproximadamente horizontal, macizo o con nervaduras, que trabaja en una o dos direcciones, de espesor pequeño en relación con sus otras dos dimensiones, y que resiste cargas que actúan en una dirección perpendicular a su plano medio.

54. LOSAS NERVADAS. Una losa nervada consiste en una combinación monolítica de nervios espaciados regularmente, en una o en dos direcciones, y de una losa superior que actúa también en una o en dos direcciones, de acuerdo con la acción de los nervios. Los nervios pueden ser prefabricados, y la losa puede ser parcialmente prefabricada; pero, como mínimo, una parte de su espesor debe ser vaciado en sitio. Los entrepisos construidos con losas aligeradas (Hollow Core) o viguetas "Doble T" pretensadas prefabricadas no caen dentro de esta definición.

55. MEMORIA DE CÁLCULOS. Justificación técnica de los refuerzos, dimen-

siones y especificaciones de una estructura, tal como se presentan en los planos de construcción.

56. MIVED. Ministerio de La Vivienda y Edificaciones.

57. MÓDULO DE ELASTICIDAD. Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite proporcional del material.

58. MOMENTO POSITIVO. El que produce esfuerzos de tracción en la cara inferior de vigas y losas.

59. MOMENTO NEGATIVO. El que produce esfuerzos de tracción en la cara superior de vigas y losas.

60. MURO. Elemento cuyo espesor es mucho menor en relación con sus otras dos dimensiones, usualmente vertical, utilizado para delimitar espacios, y que resiste cargas que actúan en una dirección paralela a su plano medio.

61. NERVIO. Elemento estructural secundario que forma parte de una losa nervada, el cual trabaja principalmente a flexión.

62. NUDO. Es la porción de la columna limitada por las superficies superiores e inferiores de las vigas que llegan a ella.

63. PEDESTAL. Elemento vertical sometido a compresión, acompañado o no de momentos flexores, fuerzas cortantes o torsión, y que tiene una longitud libre no mayor de tres veces su mínima dimensión transversal.

64. PÓRTICO. Conjunto estructural constituido por vigas y columnas unidas rígidamente.

65. PREFABRICADO. Elemento de hormigón, con o sin refuerzo, que se construye en un lugar diferente al de su posición final dentro de la estructura.

66. RECUBRIMIENTO. La menor distancia entre la superficie del refuerzo longitudinal o transversal y la superficie exterior de la sección de hormigón.

67. REFUERZO. Barras de acero colocadas en el hormigón para, en conjunto con él, resistir fuerzas de tracción, de compresión, de corte o de torsión.

68. REFUERZO EN ESPIRAL. Refuerzo transversal consistente en una hélice continua de barra de acero liso o corrugado, que cumple ciertas limitaciones de cuantía volumétrica. (Ver Zunchado).

69. REFUERZO LONGITUDINAL. Refuerzo que se coloca paralelo a la longitud mayor del elemento. Se destina para resistir fuerzas axiales y momentos flexores.

70. REFUERZO NEGATIVO. El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento negativo.

71. REFUERZO POSITIVO. El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento positivo.

72. REFUERZO TRANSVERSAL. El refuerzo destinado a resistir los efectos de la fuerza cortante y torsión. Incluye, igualmente, el destinado a impedir el pandeo del refuerzo principal en las columnas o en los elementos sometidos a fuerzas de compresión, y el que produce confinamiento.

73. REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA. En losas armadas en una dirección, es el refuerzo perpendicular al refuerzo principal, destinado a resistir los esfuerzos causados por variación de temperatura o por retracción de fraguado.

74. RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fY). Valor de la resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de hormigón armado.

75. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A LA COMPRESIÓN (f'C). Resistencia nominal especificada a los 28 días, que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de hormigón armado.

76. RESISTENCIA DE DISEÑO O RESISTENCIA ÚLTIMA. Resistencia nominal de un elemento, o sección de él, multiplicada por un factor de reducción de resistencia Ø.

77. RESISTENCIA NOMINAL. Resistencia de un elemento, o sección de él, calculada analíticamente de acuerdo con los requisitos y suposiciones del método de diseño a la rotura y sin incluir ningún coeficiente de reducción de resistencia.

78. REVENIMIENTO ("SLUMP") (ENSAYO DE). Resultado del ensayo de manejabilidad de una mezcla de hormigón.

79. TORSIÓN PRIMARIA. Cuando la rigidez torsional del elemento sometido a torsión es indispensable para la estabilidad de la estructura.

80. TORSIÓN SECUNDARIA. Cuando si se desprecia la rigidez torsional del elemento sometido a torsión, el sistema sigue siendo estable.

81. VIGA. Elemento estructural, horizontal o aproximadamente horizontal, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su solicitación principal es el momento flexor, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.

82. VIGA DE ACOPLAMIENTO. Viga de gran peralte, cuyas solicitaciones principales son fuerza cortante y momento flexor, que se usa para conectar muros, con el fin de aportar rigidez y disipación de energía a la estructura.

83. VIGAS DE ARROSTRAMIENTO. Son elementos colocados debajo del nivel del terreno y encima de las zapatas, que forman una red amarrando todas las columnas y muros en la base del edificio. En plateas, las vigas de la platea sirven para hacer la misma función

84. ZUNCHADO. Elementos que soportan cargas de compresión, refuerzo transversal consistente en una barra continua que se enrolla en forma de espiral alrededor del refuerzo longitudinal formando círculos, rectángulos o cualquier otra forma poligonal, sin tener esquinas hacia adentro de la sección.

5.2.2 NOTACIÓN GENERAL

- **a** Altura del bloque de compresión en la sección [cm]
- **Aa** Coeficiente que representa la aceleración sísmica pico efectiva para diseño
- **Ab** Área de una barra individual de refuerzo [cm²]
- **Ac** Área del núcleo de la sección en una columna zunchada, hasta el diámetro exterior de la espiral [cm²]
- Ag Área bruta de la sección transversal [cm²]
- **AJ** Área de la sección transversal efectiva en el nudo [cm²]
- **Al** Área total de refuerzo longitudinal para resistir torsión [cm²]
- **Aoh** Área delimitada por el centro del estribo más exterior de la sección [cm²]
- **AP** Área de hormigón sometida a una fuerza normal céntrica de compresión (área de aplastamiento) [cm²]
- **As** Área del refuerzo longitudinal [cm²]
- **Asfc** Refuerzo de la franja central de la zapata [cm²]
- **Ast** Área total de refuerzo longitudinal [cm²]
- **Astot** Refuerzo total en la dirección corta [cm²]
- **at** Refuerzo transversal en cada cara de la sección para resistir torsión, por metro de longitud [cm²/m]
- **At** Área de una pata de un estribo cerrado resistiendo torsión en la distancia s [cm²]

• **av** Refuerzo transversal para resistir fuerza cortante, por metro de longitud [cm²/m]
• **Av** Área total de refuerzo de corte perpendicular al eje del elemento en una distancia s, igual al producto del área de la sección de la barra del estribo por el número de patas verticales del estribo [cm²]
• **avh** Refuerzo de corte horizontal requerido por metro de longitud vertical [cm²/m]
• **Avh** Área de refuerzo de corte paralelo al eje del elemento en una distancia s [cm²]
• **b** Ancho de la zona de compresión de un elemento o ancho de la sección transversal de un elemento [cm]
• **bf** Ancho del lado comprimido de la sección de una viga T [cm]
• **bo** Longitud del perímetro de la sección critica [cm]
• **bw** Ancho del nervio o alma de la sección de una viga [cm]
• **bx,** by Dimensiones de la zapata, según los ejes de referencia X e Y [cm]
• **bz** Ancho de la zona de compresión = dimensión bx o by de la zapata, según el caso analizado [cm]
• **Cm** Coeficiente que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama equivalente de momento uniforme en columnas esbeltas en sistemas desplazables.
• **Cx,** Cy Dimensiones de la columna, según los ejes de referencia [cm]
• **d** Altura útil de la sección, distancia desde el borde comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura traccionada [cm]
• **D** Carga Muerta
• **db** Diámetro nominal de una barra individual o alambre de refuerzo [cm]
• **dc** Diámetro exterior del refuerzo en espiral en columnas zunchadas [cm] (Véase Fig. 30)
• **dp** Altura útil promedio de las dos direcciones [cm]
• **dw** Altura útil en un muro: distancia desde el borde comprimido al centro de gravedad de la armadura traccionada (l0.80· lw) [cm]
• **E** Fuerzas sísmicas.
• **Ec** Módulo elástico del hormigón [kg/cm²]
• **Es** Módulo elástico del acero [kg/cm²]

• **f'c** Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm²]
• **f'cr** Esfuerzo promedio de rotura del hormigón usado como base para hacer la dosificación de los componentes [kg/cm²]
• **F** Cargas debidas a fluidos de los cuales se conoce su peso específico, su presión y su máxima variación en la altura
• **fr** Esfuerzo de rotura por tracción del hormigón [kg/cm²]
• **fs** Esfuerzos en las armaduras [kg/cm²]
• **Fx, Fy** Coeficientes para el cálculo de momentos en losas de las tablas C.1 a C.12
• **fy** Resistencia nominal a la fluencia del acero [kg/cm²]
• **fyl** Esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal de torsión [kg/cm²]
• **fypr** Esfuerzo máximo probable de fluencia del acero = 1.25·fy [kg/cm²]
• **fys** Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal (estribos, zuncho) [kg/cm²]
• **fyv** Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal de corte [kg/cm²]
• **h** Altura total, o espesor de un elemento, o altura de la sección transversal de un elemento [cm]
• **H** Cargas debidas al empuje lateral del suelo o a presión hidrostática
• **hf** Espesor de la losa comprimida en una sección T [cm]
• **hn** Distancia libre vertical entre apoyos laterales de una columna [cm]
• **Ig** Momento de inercia de la sección bruta de hormigón [cm4]
• **k** Coeficiente de longitud de pandeo para elementos sometidos a compresión
• **ka** Coeficiente adimensional para calcular la altura del bloque de compresión a (Ecuación 47)
• **l** Distancia (luz) de centro a centro de apoyos, luz de cálculo [cm]
• **L** Cargas vivas
• **la** Longitud de apoyo de una viga sobre un muro [cm]
• **lbe** Dimensión del elemento de borde en la dirección del muro [cm]
• **lc, ll** Dimensiones (luces) corta y larga de una losa [m]
• **ld** Longitud de desarrollo de una barra de refuerzo [cm]
• **ldh** Longitud de desarrollo de una barra de refuerzo con un gancho estándar [cm]

• **le** Altura del piso bajo consideración, medida centro a centro de los nudos del pórtico [m].
• **ln** Distancia (luz) libre, medida de cara a cara de los soportes [cm]
• **Lr** Carga viva sobre el techo o cubierta
• **lu** Longitud no arriostrada de un elemento sometido a compresión [cm]
• **lv** Distancia libre vertical entre soportes laterales de un muro [cm]
• **lw** Longitud horizontal de un muro [cm]
• **Lx, Ly** Longitudes (luces) de cálculo de una losa en las direcciones X e Y [m] (Título VI)
• **Mfx** Momentos en el vano en la dirección X [kg·m/m]
• **Mfy** Momentos en el vano en la dirección Y [kg·m/m]
• **Mn** Momento nominal resistente de la sección [kg·cm]
• **Mpr** Momento máximo probable de rotura de una sección [kg.cm] con o sin fuerza axial, considerando un esfuerzo de fluencia del acero fypr = 1.25·fy y un factor de reducción de resistencia Ø=1.0
• **mr** Momento reducido. Coeficiente adimensional para el cálculo del refuerzo de flexión
• mr max Valor máximo del momento reducido
• **MS** Momento de diseño del refuerzo sobre el apoyo [kg·m/m]
• MSO1,2 Momentos en los apoyos de losas adyacentes [kg·m/m]
• **MSOx** Momento de la losa en el apoyo en la dirección X [kg·m/m]
• **MSoy** Momento de la losa en el apoyo en la dirección Y [kg·m/m]
• **Mu** Momento debido a las cargas factorizadas [kg.cm]
• **Nn** Fuerza axial nominal resistente [kg]
• **Nu** Fuerza axial debida a las cargas factorizadas [kg]
• **P0n** Fuerza axial nominal resistente máxima de elementos sometidos a compresión céntrica [kg]
• **ph** Perímetro del área Aoh delimitada por el centro del estribo más exterior de la sección [cm]
• **Pn** Fuerza axial nominal resistente de elementos sometidos a compresión o flexión compuesta [kg]
• **Pnw** Fuerza axial nominal resistente de un muro [kg]
• **Pn(max)** Fuerza axial nominal máxima de diseño de elementos sometidos a compresión céntrica [kg]

• **PS,L** Cargas concentradas en los centros de los apoyos de una losa [kg]
• **Ptn** Fuerza axial nominal resistente de elementos sometidos a tracción céntrica [kg]
• **Pu** Fuerza axial debida a las cargas factorizadas [kg]
• **q** Carga uniforme sobre la losa [kg/m²]
• **Q** Índice de estabilidad
• **qa** Esfuerzo admisible del terreno de fundación [kg/cm²]
• **qu** Carga factorizada uniforme sobre la losa [kg/m²]
• **r** Radio de giro de la sección transversal de un elemento [cm]
• **R** Cargas debidas a la lluvia
• **rec** Recubrimiento: La menor distancia entre la superficie del refuerzo longitudinal o transversal y la superficie exterior de la sección de hormigón [cm]
• **s** Espaciamiento entre estribos, medido en la dirección paralela al refuerzo longitudinal [cm]
• **smax** Espaciamiento máximo entre estribos [cm]
• **ssk** Espaciamiento del refuerzo adicional en la zona traccionada de vigas de gran peralte [cm]
• **Sx, Sy** Coeficientes para el cálculo de momentos en losas de las tablas C.1 a C.12
• **t** Espesor de un muro [cm]
• **T** Fuerzas y efectos causados por expansión o contracción debida a cambios de temperatura, retracción de fraguado, flujo plástico, cambios de humedad, asentamientos diferenciales o combinación de varios de estos efectos
• **tbe** Espesor del elemento de borde en un muro [cm]
• **Tn** Momento torsor nominal resistente de la sección [kg.cm]
• **Ts** Momento torsor nominal resistido por el acero [kg.cm]
• **Tu** Momento torsor en la sección debido a las cargas factorizadas [kg.cm]
• **U** Estado último o estado límite de rotura
• **Vc** Fuerza cortante nominal resistida por el hormigón [kg]
• **Ve** Fuerza cortante de diseño calculada según el Sección 128 [kg]
• **Vn** Fuerza cortante nominal resistente de la sección [kg]
• **n max** La fuerza cortante nominal máxima [kg]

• **Vs** Fuerza cortante nominal resistida por el acero [kg]
• **Vsd** Fuerza cortante para el diseño del refuerzo por cortante [kg]
• **Vu** Fuerza cortante en la sección debida a las cargas factorizadas [kg]
• **VuH** Fuerza cortante horizontal que actúa en el piso considerado [kg]
• **W** Carga de Viento
• **WS,L** Reacción de una losa como carga uniforme sobre la viga o apoyo [kg/m]
• Xe, Ye Coordenadas del área donde puede actuar la resultante de las permanentes en una zapata [cm]
• αs Coeficientes para el cálculo de Vc
• β Relación de la luz libre mayor entre la luz libre menor de una losa.
• β1 Factor definido en el Sección 79c
• βc Relación de la dimensión máxima sobre la dimensión mínima de una columna
• βz Relación de lado largo a lado corto de una zapata
• δns Coeficiente de amplificación de momento por pandeo local
• Δo Deriva (desplazamiento horizontal relativo entre el nivel superior y el nivel inferior del piso considerado), debida a la fuerza cortante total VuH que actúa sobre el piso y calculada de acuerdo con un análisis elástico de primer orden [cm]
• εc Deformación unitaria del hormigón
• εs Deformación unitaria del acero de refuerzo
• εy Deformación de fluencia del acero = fy / Es
• εt Deformación unitaria del acero más alejado del eje neutro en el estado nominal de rotura
• λo Longitud de la zona de nudo, donde se deben disponer estribos de confinamiento en las columnas [cm]
• Ø Factor de Reducción de Resistencia
• ρ Cuantía: relación As / b·d
• ρ**h** Cuantía del refuerzo horizontal referida al área bruta de hormigón
• ρ**max** Cuantía máxima de la armadura traccionada
• ρ**s** Cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, calculada como el cociente entre el volumen de acero en una vuelta de la espiral y el volumen del núcleo de

hormigón confinado, medido hasta la parte exterior de la espiral.

- **ρt** Cuantía referida al área bruta de la sección (ρt = Ast / b·h)
- **ρv** Cuantía del refuerzo vertical referida al área bruta de hormigón (ρv = Ast / b·h)
- **ρvh** Cuantía de la armadura horizontal requerida para cortante
- **ΣPu** Suma de las cargas verticales acumuladas hasta el piso en consideración
- ω Cuantía mecánica = ρ·fy/f'c

5.2.3 OTROS ESTÁNDARES APLICADOS. Donde quiera que sea indicada alguna de las normas o su equivalente en las Normas dominicanas mencionadas a continuación, deberá ser aplicada según su requerimiento:

- **ASTM A 185** "Especificación para Malla Electrosoldada Lisa para Refuerzo" (Specification for Steel Welded Wire fabric, Plain, for Concrete Reinforcement)
- **ASTM A 497** "Especificación para Malla Electrosoldada Corrugada para Refuerzo" (Specification for Steel Welded Wire fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement)
- **NORDOM 458 o ASTM A 615** "Especificación para Barras Lisas y Deformadas de Acero de Lingote para Refuerzo" (Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement)
- **ASTM A 706** "Especificación para Barras Lisas y Corrugadas de Acero de Baja Aleación para Refuerzo" (Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement)
- **ASTM C 31** "Práctica Estándar para la Fabricación y Curado en la Obra de Especímenes de Prueba de Hormigón" (Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field)

• **f'c** Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm²]
• **f'cr** Esfuerzo promedio de rotura del hormigón usado como base para hacer la dosificación de los componentes [kg/cm²]
• **F** Cargas debidas a fluidos de los cuales se conoce su peso específico, su presión y su máxima variación en la altura
• **fr** Esfuerzo de rotura por tracción del hormigón [kg/cm²]
• **fs** Esfuerzos en las armaduras [kg/cm²]
• **Fx, Fy** Coeficientes para el cálculo de momentos en losas de las tablas C.1 a C.12
• **fy** Resistencia nominal a la fluencia del acero [kg/cm²]
• **fyl** Esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal de torsión [kg/cm²]
• **fypr** Esfuerzo máximo probable de fluencia del acero = 1.25·fy [kg/cm²]
• **fys** Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal (estribos, zuncho) [kg/cm²]
• **fyv** Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal de corte [kg/cm²]
• **h** Altura total, o espesor de un elemento, o altura de la sección transversal de un elemento [cm]
• **H** Cargas debidas al empuje lateral del suelo o a presión hidrostática
• **hf** Espesor de la losa comprimida en una sección T [cm]
• **hn** Distancia libre vertical entre apoyos laterales de una columna [cm]
• **Ig** Momento de inercia de la sección bruta de hormigón [cm4]
• **k** Coeficiente de longitud de pandeo para elementos sometidos a compresión
• **ka** Coeficiente adimensional para calcular la altura del bloque de compresión a (Ecuación 47)
• **l** Distancia (luz) de centro a centro de apoyos, luz de cálculo [cm]
• **L** Cargas vivas
• **la** Longitud de apoyo de una viga sobre un muro [cm]
• **lbe** Dimensión del elemento de borde en la dirección del muro [cm]
• **lc, ll** Dimensiones (luces) corta y larga de una losa [m]
• **ld** Longitud de desarrollo de una barra de refuerzo [cm]
• **ldh** Longitud de desarrollo de una barra de refuerzo con un gancho estándar [cm]

● **ASTM C 33** "Especificaciones para Agregados para Hormigón" (Specification for Concrete Aggregates)
● **ASTM C 39** "Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Hormigón" (Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens)
● **ASTM C 94** "Especificación para Hormigón Premezclado" (Specification for Ready-Mix Concrete)
● **ASTM C 150** "Especificación para Hormigón Portland" (Specification for Portland Cement)
● **ASTM C 143** "Método de Prueba Estándar para el Revenimiento de Hormigón de Hormigón Hidráulico" (Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete)
● **ASTM C 172** "Práctica Estándar para el Muestreo de Hormigón Fresco" (Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete)
● **ASTM C 192** "Práctica Estándar para la Fabricación y Curado en el Laboratorio de Especímenes de Prueba de Hormigón" (Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory)
● **ASTM C 494** "Especificación Estándar para Aditivos Químicos para Hormigón" (Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete)

CAPITULO 5.3 REQUERIMIENTOS PARA HORMIGÓN ARMADO

5.3.1 HORMIGÓN. El hormigón deberá cumplir con las especificaciones ASTM C 150 "Especificación para Hormigón Portland" (Specification for Portland Cement).

5.3.1.1 No se permitirá el empleo de cal en mezclas para hormigón armado.

5.3.2 AGREGADOS. Los agregados para el hormigón deberán cumplir con la norma ASTM C 33 "Especificación para Agregados para Hormigón" (Specification for Concrete Aggregates).

5.3.2.1 Se podrán usar agregados que no cumplan con las especificaciones anteriores, pero que hayan demostrado mediante su uso o ensayos especiales que producen hormigón con resistencia y durabilidad adecuadas.

5.3.3 TAMAÑO MÁXIMO. El tamaño máximo nominal del agregado no debe-

rá ser mayor que:
a) 1/5 de la dimensión menor entre los lados de las formaletas
b) 1/3 del espesor de las losas
c) 3/4 del espaciamiento libre mínimo entre las barras o alambres individuales del refuerzo o paquetes de barras
5.3.3.1 Estas limitaciones podrán ser obviadas si los métodos de compactación y la manejabilidad son tales que el hormigón puede ser colocado sin que se produzcan cucarachas, vacíos o segregación en la mezcla.

5.3.4 AGUA. El agua utilizada en la mezcla del hormigón deberá estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de cloruros, aceites, ácidos, álcalis, sales, materiales orgánicos u otras substancias que puedan ser dañinas para el hormigón o el refuerzo, o para el medio ambiente.
5.3.4.1 Si el agua disponible no es potable, se deberán cumplir las siguientes condiciones:
a) Que la dosificación esté basada en mezclas de hormigón hechas con agua de la misma fuente.
b) Que los resultados de ensayos de resistencia del hormigón hechos con esa agua, tengan resistencias a la compresión a los 7 y 28 días de edad, iguales o mayores al 90% de las resistencias a la compresión de probetas similares hechas con agua potable que cumpla con lo indicado en la sección 5.3.4. La comparación de los ensayos, de resistencia debe ser hecha sobre hormigónes idénticos, con excepción del tipo de agua empleada en la mezcla, preparados y ensayados de acuerdo con las normas ASTM C 172 “Práctica Estándar para el Muestreo de Hormigón Fresco” (Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete) y ASTM C 39 “Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Especimenes Cilíndricos de Hormigón” (Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens).

CAPITULO 5.4 ACERO DE REFUERZO

5.4.1 REFUERZO CORRUGADO. El refuerzo corrugado debe cumplir con las normas de calidad que se establecen en el presente Capítulo. La comprobación de la designación de la barra será realizada por la relación de su peso por metro, de acuerdo con los valores dados en la Tabla 5.4.1.

TABLA 5.4.1
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO

DESIGNACION DE LA BARRA (VÉASE LA NOTA	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			PESO
		Diámetro cm	Área cm²	Perímetro cm	Kg/m
N° 2	¼"	0.64	0.32	2.0	0.253
N° 3	3/8"	0.95	0.71	3.0	0.560
N° 4	½"	1.27	1.27	4.0	0.994
N° 5	5/8"	1.59	1.98	5.0	1.552
N° 6	3/4"	1.91	2.85	6.0	2.235
N° 8	1"	2.54	5.07	8.0	3.973

El Nºde la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

5.4.1.2 Las barras corrugadas para refuerzo deben cumplir con la norma ASTM A 706 Especificación para Barras Lisas y Corrugadas de Acero de Baja Aleación para Refuerzo (Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement) o con la norma ASTM A 615 Especificación para Barras Lisas y Deformadas de Acero de Lingote para Refuerzo (Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement).
5.4.1.3 En estructuras diseñadas usando este Reglamento, no se deberán usar barras corrugadas de más de ø1" (No 8).
5.4.2 MALLAS ELECTROSOLDADAS. Las mallas electrosoldadas serán consideradas como una forma de refuerzo corrugado. Los alambres para mallas

electrosoldadas y las mallas en sí, deben cumplir con lo siguiente:
a) La Norma ASTM A 185 "Especificación para Malla Electrosoldada Lisa para Refuerzo" (Specification for Steel Welded Wire fabric, Plain, for Concrete Reinforcement) o la norma ASTM A 497 "Especificación para Malla Electrosoldada Corrugada para Refuerzo" (Specification for Steel Welded Wire fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement).

b) El esfuerzo de fluencia especificado para malla electrosoldada no deberá ser mayor de 5,000 kg/cm2 (Grado 70).

c) En estructuras diseñadas usando este Reglamento, no se deberá usar malla electrosoldada con alambres de menos de 0.4 cm. de diámetro (W-2.0).

TABLA 5.4.2
MALLA ELECTROSOLDADA

ALAMBRE	DIÁMETRO (cm)	ÁREA (cm²)	Área (cm²/m) con una separación de:			
			10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
W-1.50	0.351	0.097	0.968	0.645	0.484	0.387
W-2.00	0.405	0.129	1.290	0.860	0.645	0.516
W-2.25	0.430	0.145	1.452	0.968	0.726	0.581
W-2.30	0.435	0.148	1.484	0.989	0.742	0.594
W-2.50	0.453	0.161	1.613	1.075	0.806	0.645
W-2.70	0.471	0.174	1.742	1.161	0.871	0.697
W-2.90	0.488	0.187	1.871	1.247	0.935	0.748
W-3.00	0.496	0.194	1.935	1.290	0.968	0.774
W-3.50	0.536	0.226	2.258	1.505	1.129	0.903
W-4.00	0.573	0.258	2.581	1.720	1.290	1.032
W-4.50	0.608	0.290	2.903	1.935	1.452	1.161
W-5.00	0.641	0.323	3.226	2.151	1.613	1.290
W-5.50	0.672	0.355	3.548	2.366	1.774	1.419
W-6.00	0.702	0.387	3.871	2.581	1.935	1.548
W-6.50	0.731	0.419	4.194	2.796	2.097	1.677
W-7.00	0.758	0.452	4.516	3.011	2.258	1.806
W-7.50	0.785	0.484	4.839	3.226	2.419	1.935

BORRADOR

5.4.3 REFUERZO LISO. El refuerzo liso sólo se permitirá en estribos o refuerzo en espiral de columnas zunchadas, y no podrá ser utilizado como refuerzo longitudinal a flexión, excepto cuando conforme mallas electrosoldadas, que deberá cumplir con los requisitos indicados en la sección 5.4.1.2.

5.4.3.1 En estructuras diseñadas usando este Reglamento, no se deberán usar barras lisas de más de 1/2" (No 4).

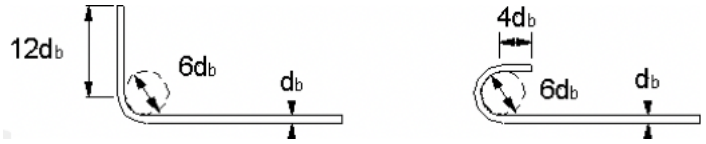
5.4.4 DIÁMETROS DE DOBLADO DEL REFUERZO. Para los fines del presente Reglamento, el doblado del refuerzo deberá cumplir con lo siguiente:

a) Todos los dobleces y ganchos se deben hacer en frío.
b) El diámetro interior para el doblado de las barras del refuerzo principal, no debe ser menor de 6db
c) El diámetro interior para el doblado de estribos de barras Nº 4 (1/2") o menores no debe ser menor de 4db.
d) Los diámetros internos de doblamiento, para malla electrosoldada que se utilice como estribos, no deben ser menores que 2db para alambre corrugado de diámetro menor de 0.7 cm (W-6.0) y 4db para los otros alambres.

5.4.5 DIMENSIONES DE LOS GANCHOS ESTÁNDARES. Los ganchos estándares cumplirán con las siguientes especificaciones:

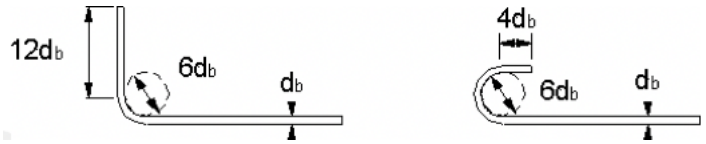
a) Un doblez de 180º más una extensión recta de longitud mayor o igual a 4·db; pero no menor de 6.0 cm en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de 6·db.
b) Un doblez de 90º más una extensión recta de longitud mayor o igual a 12·db, en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de 6·db.

TABLA 5.4.5.1
GANCHOS EN BARRAS LONGITUDINALES



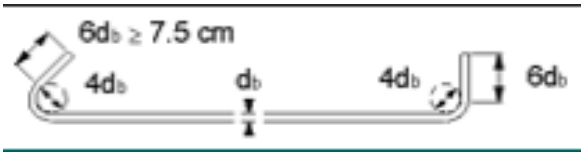
c) Para estribos solamente (barras ø1/2" (Nº 4) o menores): un doblez a 135º, con una extensión recta de longitud mayor o igual a 6·db; pero no menor de 7.5 cm. en el extremo libre de la barra, con un diámetro de doblado de 4·db. (Véase Fig. 5.4.5.2)

TABLA 5.4.5.2
GANCHOS EN ESTRIBOS



d) Para grapas solamente (barras ø1/2" (Nº 4) o menores): en un extremo un doblez a 135º, con una extensión recta de longitud mayor o igual a 6·db; pero no menor de 7.5 cm, en el extremo libre de la barra, con un diámetro de doblado de 4·db, y en el otro extremo, un doblez de 90º más una extensión recta de longitud mayor o igual a 6·db, en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de 4·db. (Véase Fig. 5.4.5.3)

TABLA 5.4.5.3
GANCHOS EN GRAPAS

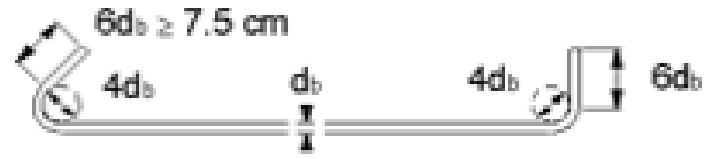


5.5 LONGITUDES DE ANCLAJE

5.5.1 BARRAS CORRUGADAS. La longitud de anclaje de las barras corrugadas deberá cumplir con lo siguiente:

a) Barras rectas: La longitud mínima de anclaje ld para que una barra corrugada de refuerzo pueda desarrollar su resistencia máxima es de 50·db, desde la sección crítica hasta el extremo de la barra.
b) Barras corrugadas con gancho estándar: La longitud mínima de anclaje ld para que una barra corrugada de refuerzo con un gancho estándar pueda desarrollar su resistencia máxima es de 25·db, desde la sección crítica hasta el extremo del gancho.

FIGURA 5.5.1.1
LONGITUDES DE ANCLAJE DE BARRAS CORRUGADAS



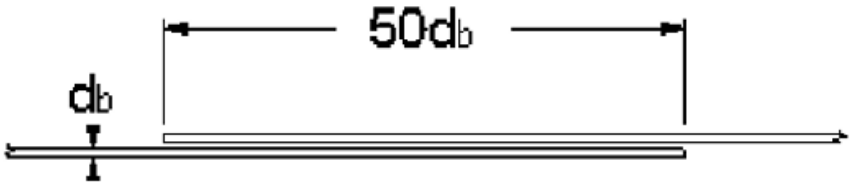
5.5.2 MALLA ELECTROSOLDADA. La longitud de anclaje ld para que una malla electrosoldada pueda desarrollar su resistencia máxima a partir de la sección crítica debe contener dos alambres transversales, sin ser menos de 20 cm.

5.5.3 SECCIÓN CRÍTICA. Se considerará como sección crítica, el plano o superficie donde se requiere que la barra pueda desarrollar su resistencia máxima.

CAPITULO 5.6. LONGITUDES DE SOLAPE

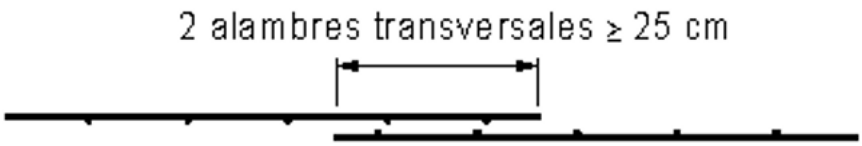
5.6.1 BARRAS CORRUGADAS. La longitud mínima de solape para que se transfiera por adherencia la resistencia máxima de una barra corrugada de refuerzo es de 50·db.

FIGURA 5.6.1
LONGITUDES DE SOLAPE DE BARRAS CORRUGADAS



5.6.2 MALLA ELECTROSOLDADA. La longitud de solape para que se transfiera por adherencia la resistencia máxima de los alambres de una malla electrosoldada debe contener dos alambres transversales, sin ser menos de 25 cm, para cuyos efectos la construcción de los solapes cumplirá con lo indicado en la sección 5.66.8.

FIGURA 5.6.2.1
LONGITUDES DE SOLAPE DE MALLAS ELECTROSOLDADAS



CAPITULO 5.7. RECUBRIMIENTOS

5.7.1 Las barras del refuerzo deben tener los recubrimientos mínimos dados a continuación. Los recubrimientos deben ser medidos desde la cara más exterior de la armadura hasta la superficie del hormigón.

5.7.2 RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS. Se deberá cumplir con los siguientes recubrimientos:

a) Hormigón colocado directamente sobre el suelo y en contacto permanente con la tierra: 7.5 cm
b) Hormigón expuesto a la intemperie o en contacto con suelo de relleno:
1. Barras ø3/4" (Nº 6) y ø1" (Nº 8) 5.0 cm

2. Barras ø5/8" (Nº 5) y menores 4.0 cm
c) Hormigón no expuesto a la intemperie, ni en contacto con la tierra:
1. Todos los tipos de refuerzo en losas, muros y viguetas: 2.0 cm
2. En vigas y columnas: Refuerzo principal: 3.5 cm
3. Estribos y espirales: 2.5 cm

5.7.3 En ambientes agresivos deben ser utilizados recubrimientos mayores que los mencionados, los cuales dependen de las condiciones de exposición.
5.7.4 El pañete de terminación no puede ser considerado como parte del recubrimiento.

CAPITULO 5.8 BARRAS EN PAQUETES

5.8.1 En los paquetes de barras paralelas que se pongan en contacto para que actúen como una unidad, deben ser cumplidos los siguientes requisitos:
=Número máximo de barras por paquete:
1. Vigas: 4 barras
2. Columnas: 2 barras
b) Todo paquete de barras debe quedar localizado en una esquina de estribo o en el extremo de un estribo suplementario.
c) El diámetro equivalente de un paquete, para efectos de las normas de separación y recubrimiento, debe ser el que se deduzca del área total de las barras colocadas en el paquete.
d) En un paquete, las barras individuales que terminen dentro de la longitud de los elementos deben ser suspendidas en puntos diferentes, según lo indicado en el Sección 411.

CAPITULO 5.9 TIPOS DE HORMIGÓN

5.9.1 HORMIGÓNES ESTÁNDAR. Los hormigónes se clasifican según su esfuerzo nominal de rotura f'c:

TABLA 5.9.1
TIPOS DE HORMIGÓN

f'c [kg/cm²]	Uso
180	Solo en zapatas de muros de bloques
m210	Uso general

a) Se permite el uso de hormigón de f'c 180 kg/cm², en proyectos de interés social de viviendas económicas de no más de un piso.

b) En edificaciones construidas a menos de 100 m de la costa no se permite el uso de hormigónes de una resistencia menor de 280 kg/cm².

CAPITULO 5.10 LÍMITES DE APLICACIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ACERO

5.10.1 Con hormigónes de una resistencia nominal f'c = 180 kg/cm², no se debe usar para el diseño del refuerzo, un esfuerzo de fluencia mayor de 2,800 kg/cm2 (Grado 40).

5.10.2 Con hormigónes de una resistencia nominal f'c m 210 kg/cm², no se debe usar para el diseño del refuerzo, un esfuerzo de fluencia mayor de 4,200 kg/cm2 (Grado 60), si se usan barras corrugadas, ni mayor de 5,000 kg/cm² (Grado 70), si se usa malla electrosoldada.

CAPITULO 5.11 CARGAS MÍNIMAS

5.11.1 Se debe cumplir con lo indicado en el Título 2, "Cargas Mínimas" del Reglamento General de Edificaciones.

CAPITULO 5.12 REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

5.12 REQUISITOS GENERALES

5.12.1 Toda estructura y cada una de sus partes se deberán diseñar para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

a) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de rotura posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que se puedan presentar durante su vida esperada.
b) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

PÁRRAFO: El cumplimiento de estos requisitos queda satisfecho al utilizar los procedimientos simplificados establecidos en este Sección.

CAPITULO 5.13 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.13.1 GENERAL. El análisis estructural estará basado en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, lo cual permitirá efectuar comprobaciones en los Estados Límite Últimos y de Servicio.

5.13.1.1 Para la realización del análisis, se deberá idealizar tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo, mediante un modelo matemático que siempre deberá ser capaz de reproducir el comportamiento estructural dominante.

5.13.2 PRINCIPIOS BÁSICOS PARA EL ANÁLISIS. Se permite hacer el análisis global de una estructura de acuerdo con la metodología de un análisis lineal, basado en las siguientes hipótesis:

a) Los materiales son perfectamente elásticos.
b) Existe una distribución lineal de las deformaciones dentro de las secciónes.
c) El equilibrio se debe verificar con base en la estructura no deformada (teoría de primer orden).
d) El procedimiento de análisis debe cumplir explícitamente el principio de compatibilidad de deformaciones.

5.13.3 LUCES DE CÁLCULO. En el análisis de pórticos o en construcción continua, las luces de cálculo para el análisis se deben tomar como las distancias de centro a centro de los apoyos, a menos que se realice un análisis más detallado de las condiciones de apoyo.
5.13.3.1 La luz de cálculo de elementos no construidos monolíticamente con los apoyos se debe considerar como la luz libre más la altura del elemento; pero no mayor que la distancia entre los centros de los apoyos.

5.13.3.1.1 En las vigas construidas monolíticamente con sus apoyos pueden ser utilizados para el diseño los momentos en las caras del apoyo.
5.13.3.1.2 Edificios de bloques. En edificios de bloques, para el cálculo de los momentos flexores y fuerzas cortantes se pueden despreciar los momentos de empotramiento de las vigas en los apoyos, considerando todos los apoyos como articulados.
5.13.4 POSICIÓN DE LA CARGA VIVA. La carga viva se debe colocar siempre en la posición más desfavorable. Se deberán analizar tantas posiciones y combinaciones como sean necesarias para calcular en cada sección o elemento, la condición más desfavorable. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando la carga viva no actúe uno o varios elementos.

CAPITULO 5.14 DISEÑO A LA ROTURA

5.14.1 En el Diseño a la Rotura o por Resistencia Última, se debe demostrar que las fuerzas interiores producidas por las cargas factorizadas son menores o iguales que las fuerzas nominales de rotura de la sección multiplicadas por el Factor de Reducción de Resistencia Ø, de acuerdo a lo siguiente:

Mu <= Ø·Mn
Nu <= Ø·Nn
Vu <= Ø·Vn

Donde:
Mu, Nu y Vu son las fuerzas interiores debidas a las cargas factorizadas.
Mn, Nn y Vn son las fuerzas nominales de rotura de la sección por flexión M, fuerza axial N y fuerza cortante V respectivamente.
Ø es el Factor de Reducción de Resistencia.

5.14.1.1 El diseño de secciónes sometidas a fuerzas axiales y momentos flexores se debe basar en la compatibilidad de los esfuerzos y deformaciones, usando las asunciones establecidas en el Título IV, Capítulo III, y en la satisfacción de las ecuaciones de equilibrio de las fuerzas internas de la sección.

CAPITULO 5.15 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA Ø

5.15.1 Se deben usar los siguientes factores de reducción de resistencia (Ø) para los casos indicados a continuación:

a) Flexión simple: Ø = 0.90

b) Flexión compuesta: Flexión más tracción: Ø = 0.90

c) Flexión compuesta: Flexión más compresión (Véase Sección 71).

1. Columnas con estribos y muros de hormigón armado:
   0.65 < Ø < 0.90
2. Columnas con refuerzo en espiral (columnas zunchadas): 0.65 < Ø < 0.90

d) Fuerza Cortante

1. Elementos que son parte del sistema de resistencia sísmica: Ø = 0.60
2. Losas y elementos que no son parte del sistema de resistencia sísmica: Ø = 0.75

e) Torsión: Ø = 0.75

f) Aplastamiento del hormigón: Ø = 0.65

5.15.2 FLEXIÓN COMPUESTA (FLEXIÓN MÁS COMPRESIÓN). El valor del factor de reducción de resistencia Ø dependerá de la deformación unitaria del acero más alejado del borde comprimido, de acuerdo a lo siguiente:

Zona A: Tracción dominante: ?s ≥ 0.005

Ø = 0.90 (Ec. 1)

Zona B: Zona de transición: 0.005 ≥ ?s ≥ ☒y

Ø = 0.65 + 0.25*(☒s - ☒y) / (0.005 - ☒y) (Secc. con estribos) (Ec. 2)

Ø = 0.70 + 0.20*(☒s - ☒y) / (0.005 - ☒y) (Secc. zunchadas) (Ec. 3)

☒y = fy / Es : Deformación de fluencia del acero (Ec. 4)

Zona C: Compresión dominante: ☒s ≤ ☒y

Ø = 0.65 (Secciónes con estribos) (Ec. 5)

Ø = 0.70 (Secciónes zunchadas) (Ec. 6)

PÁRRAFO: Para aceros con límite de fluencia de 4200 kg/cm² o más, se permite usar 0.002 como valor de la deformación de fluencia del acero ε_y.

5.16.1 El diseño de elementos de hormigón armado deberá cumplir dos principios básicos:

Se satisfacen las ecuaciones de equilibrio de todas las fuerzas interiores y exteriores que actúan en cualquier sección.

Se satisfacen las condiciones de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones unitarias en el hormigón y en el acero de refuerzo.

5.16.2 MÓDULOS ELÁSTICOS. Para los siguientes materiales, el módulo elástico será:

Hormigón:

$$E_c = 15{,}000\sqrt{f'_c} \quad \text{kg/cm}^2 \qquad \text{(Ec.7)}$$

Acero:

$$E_S = 2{,}100{,}000\sqrt{f'_c} \quad \text{kg/cm}^2 \qquad \text{(Ec. 8)}$$

5.16.2.1 Las deformaciones en el hormigón y en el refuerzo se deben suponer directamente proporcionales a las distancias al eje neutro.

5.16.2.2 La deformación máxima del hormigón en la zona comprimida de la sección se debe suponer igual a 0.003.

5.16.2.3 En elementos sometidos a flexión, con una fuerza axial menor que $0.10 \cdot f'c \cdot Ag$, la deformación unitaria del acero más alejado del eje neutro en el estado nominal de rotura ε_s no debe ser menor de 0.005.

5.16.2.4 Los esfuerzos en las armaduras (fs) se deben calcular multiplicando el módulo elástico (Es) del acero por la deformación unitaria en el punto analizado (ε_S). Si el esfuerzo es mayor que el esfuerzo de fluencia (fy) se debe usar el esfuerzo de fluencia:

ε_S<ε_(y): f_S=E_S·ε_S
(Ec. 9)

ε_S≥ε_(y): f_S=f_y
(Ec. 10)

Donde ε_y= deformación de fluencia del acero = fy / Es

5.16.2.5 Se deben despreciar los esfuerzos de tracción en el hormigón.

5.16.2.6 La distribución de esfuerzos de compresión en el hormigón se puede asumir de forma rectangular, como se define a continuación:
Se debe considerar una distribución uniforme de un esfuerzo de 0.85 f'c, en un bloque rectangular equivalente limitado por los bordes de la zona comprimida de la sección transversal y una línea paralela al eje neutro, a una distancia a = β1·c de la fibra con la máxima deformación de compresión.
La distancia c desde la fibra con la máxima deformación de compresión hasta el eje neutro debe ser medida perpendicular a ese eje.
El valor β1 debe ser calculado como sigue:
⟦f'⟧_c≤280 kg/⟦cm⟧^2: β_1=0.85
(Ec.11)
⟦f'⟧_c>280 kg/⟦cm⟧^2: β_1=0.85-(⟦f^'⟧_c-280)/1400≥0.65
(Ec.12)

5.16.2.7 No se permite el uso de armaduras de refuerzo en compresión para aumentar la resistencia de secciónes sometidas a flexión con una fuerza axial de compresión menor que 0.10f'cAg.

5.16.2.8 Si se desea hacer un análisis más riguroso, se puede emplear el procedimiento descrito en el Anexo 1, "Diseño de Secciónes Sometidas a Flexión Compuesta con Gran Excentricidad, según el reglamento ACI 318-02", de este reglamento.

5.16.2.9 Esfuerzo de Rotura por Tracción del Hormigón: El esfuerzo de rotura por tracción del hormigón se debe calcular con la siguiente expresión:

$$f_r=2\cdot\sqrt{([\![f']\!]_c)}$$

(Ec.13)

CAPITULO 5.17 CONTROL DE DEFORMACIONES

5.17.1 Si se cumplen los requisitos para los espesores mínimos dados en desde la sección 5.17.2 hasta la 5.17.3, se puede considerar que no se sobrepasan los estados límites de servicio; esto es, la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación. Al limitar los espesores se provee la suficiente rigidez para evitar deformaciones indeseadas, debidas a las cargas actuantes en la estructura.

5.17.2 LOSAS EN UNA DIRECCIÓN. El espesor o altura total h de losas armadas en una dirección no debe ser menor que los valores dados en la Tabla **5.17.2,** donde la luz (l) es la distancia centro a centro de los apoyos.

TABLA 5.17.2
TIPOS DE HORMIGÓN
ESPESOR MÍNIMO PARA LOSAS MACIZAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

TIPO DE APOYO	ESPESOR MÍNIMO h	
	LOSAS DE ENTREPISO	LOSAS DE TECHO
Simplemente apoyado	*l*/14	*l* /20
Un borde continuo	*l* /16	*l* /24
Ambos bordes continuos	*l* /19	*l* /28
Voladizo	*l* /7	*l* /10

Si fy g 4200 kg/cm², estos valores de hmin deben ser multiplicados por (0.4 + fy/7000)

5.17.3 LOSAS EN DOS DIRECCIONES. El espesor o altura total h de losas armadas en dos direcciones, apoyadas en vigas o muros de bloques de hormigón en todos sus bordes, no debe ser menor que 0.12 m en losas con ln> 3.00 m, 0.10 m en losas con ln ≤3.00 m, ni los valores obtenidos por medio de la fórmula (42).
hmin = 0.12 m en losas con ln > 3.00 m
0.10 m en losas con ln ≤ 3.00 m
$h_{min}=l_n/(30+3\cdot\beta)$
(Ec.15)
Donde: ln es la distancia libre en la dirección larga, medida de cara a cara de los apoyos [m].
β es la relación de la luz libre mayor entre la luz libre menor de la losa.

5.17.4 VIGAS. La altura total h de vigas no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 5.17.4.1, donde la luz l es la luz de cálculo, según se define en la sección 5.12.3.

5.17.4.1 Si se desean usar espesores o peraltes menores que los indicados, se debe hacer un análisis según los requerimientos del Sección 9.3 "Limites de Diseño" del ACI 318, usando la inercia efectiva de la sección agrietada para calcular las deformaciones, y los efectos de la retracción y fluencia para las deformaciones a largo plazo. Las deformaciones así calculadas deberán ser menores que las indicadas en la Tabla 5.66.14.1.3.1.1 de dicho Reglamento.

TABLA 5.17.4.1
ALTURA TOTAL MÍNIMA H PARA VIGAS Y LOSAS NERVADAS

TIPO DE APOYO	ALTURA MÍNIMA h	
	VIGAS DE ENTREPISO	VIGAS DE TECHO
Simplemente apoyado	*l*/11	*l* /16
Un extremo continuo	*l* /12	*l* /18.5
Ambos extremos continuos	*l* /14	*l* /21
Voladizo	*l* /5	*l* /8

Si fy g 4200 kg/cm², estos valores de hmin deben ser multiplicados por (0.4 + fy/7000)

CAPITULO 5.18
EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.18.1 GENERALIDADES. Todos los elementos estructurales deben ser diseñados para los efectos de los movimientos sísmicos de diseño que actúen sobre ellos, adicionalmente a todas las cargas que los puedan afectar. El análisis estructural debe tener en cuenta la interacción entre todos los elementos estructurales y no estructurales que puedan afectar la respuesta de la estructura cuando ésta se vea sometida a las solicitaciones sísmicas de diseño.

5.18.1.1 Los elementos del sistema de resistencia sísmica son elementos que deben ser diseñados de acuerdo con los requisitos propios de su material y función estructural, y para el grado de ductilidad requerido para tener una estructura con capacidad de disipación de energía ("Special Moment Frames", según el ACI 318).

5.18.1.2 En Edificios de Pórticos se puede considerar que un grupo de elementos estructurales no son parte del sistema de resistencia sísmica, cuando su aporte a la rigidez horizontal total de la estructura en cualquier dirección es menos del 5%.

5.18.1.3 En Edificios de Bloques se puede considerar que las columnas no son parte del sistema de resistencia sísmica.

5.18.1.4 Los elementos estructurales que no formen parte del sistema de resistencia sísmica, deben ser estudiados con el fin de determinar si pueden mantener su capacidad de resistir cargas verticales, cuando se ven sometidos a los desplazamientos horizontales y a las derivas causados por los movimientos sísmicos de diseño; pero sólo hay necesidad de que cumplan los requisitos del grado de ductilidad mínimo para su material y función estructural. Dentro de estos elementos se incluyen, pero no están limitados a:

a) Escaleras, rampas, etc.,

b) Cisternas, piscinas, etc.,

c) Elementos de techo, tales como: losas, viguetas, etc.,

d) Elementos secundarios de los sistemas de entrepiso.
e) Columnas y otros elementos que dan soporte a techos y entrepisos que cumplan con lo indicado en la sección 5.18.1.2 o La sección 5.18.1.3.
f) Apoyos de equipos, tales como: ascensores, escaleras mecánicas, etc.
g) En general todos aquellos elementos estructurales que son incluidos dentro de los planos estructurales y/o arquitectónicos y que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

5.19 APLASTAMIENTO

5.19.1 La fuerza normal de compresión Pu, debida a las cargas factorizadas actuando céntricamente en un área AP, no debe exceder la resistencia última de diseño del hormigón Ø·Pn, calculada usando la ecuación (16).

Ø·Pn = Ø·0.85·f'c·AP (Ec.16)

Donde: Ø = 0.65.
AP = Área de hormigón sometida a una fuerza normal céntrica de compresión (área de aplastamiento) [cm²]

CAPITULO 5.18 EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.18.1 GENERALIDADES. Todos los elementos estructurales deben ser diseñados para los efectos de los movimientos sísmicos de diseño que actúen sobre ellos, adicionalmente a todas las cargas que los puedan afectar. El análisis estructural debe tener en cuenta la interacción entre todos los elementos estructurales y no estructurales que puedan afectar la respuesta de la estructura cuando ésta se vea sometida a las solicitaciones sísmicas de diseño.

5.18.1.1 Los elementos del sistema de resistencia sísmica son elementos que deben ser diseñados de acuerdo con los requisitos propios de su material y función estructural, y para el grado de ductilidad requerido para tener una estructura con capacidad de disipación de energía ("Special Moment Frames", según el ACI 318).

5.18.1.2 En Edificios de Pórticos se puede considerar que un grupo de elementos estructurales no son parte del sistema de resistencia sísmica, cuando su aporte a la rigidez horizontal total de la estructura en cualquier dirección es menos del 5%.

5.18.1.3 En Edificios de Bloques se puede considerar que las columnas no son parte del sistema de resistencia sísmica.

5.18.1.4 Los elementos estructurales que no formen parte del sistema de resistencia sísmica, deben ser estudiados con el fin de determinar si pueden mantener su capacidad de resistir cargas verticales, cuando se ven sometidos a los desplazamientos horizontales y a las derivas causados por los movimientos sísmicos de diseño; pero sólo hay necesidad de que cumplan los requisitos del grado de ductilidad mínimo para su material y función estructural. Dentro de estos elementos se incluyen, pero no están limitados a:
a) Escaleras, rampas, etc.,
b) Cisternas, piscinas, etc.,
c) Elementos de techo, tales como: losas, viguetas, etc.,
d) Elementos secundarios de los sistemas de entrepiso.
e) Columnas y otros elementos que dan soporte a techos y entrepisos que cumplan con lo indicado en la sección 5.18.1.2 o La sección 5.18.1.3.
f) Apoyos de equipos, tales como: ascensores, escaleras mecánicas, etc.
g) En general todos aquellos elementos estructurales que son incluidos dentro de los planos estructurales y/o arquitectónicos y que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

5.19 APLASTAMIENTO

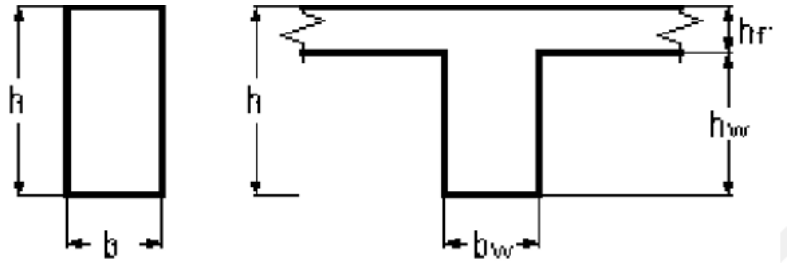
5.19.1 La fuerza normal de compresión Pu, debida a las cargas factorizadas actuando céntricamente en un área AP, no debe exceder la resistencia última de diseño del hormigón Ø·Pn, calculada usando la ecuación (16).

$$Ø \cdot Pn = Ø \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot AP \quad \text{(Ec.16)}$$

Donde: Ø = 0.65.
AP = Área de hormigón sometida a una fuerza normal céntrica de compresión (área de aplastamiento) [cm²]

.20.1. DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS VIGAS EN EDIFICIOS DE BLOQUES. En todo caso, deberán ser cumplidas las siguientes especificaciones:

FIGURA 7



a) La altura **h** no debe ser menor que ninguno de los siguientes valores:
1. Altura mínima especificada en las secciónes 5.19.2 y la Tabla 5.16.4.1, por control de deformaciones.

2. Tres veces el espesor de la losa, si la viga sirve de apoyo a una losa diseñada según el método simplificado del Título VI, Capítulo II, Sección 2.

b) El ancho **b** no debe ser menor que el espesor de los muros de carga del piso considerado, según lo especificado en el Reglamento de Diseño y Construcción de Mampostería Estructural.

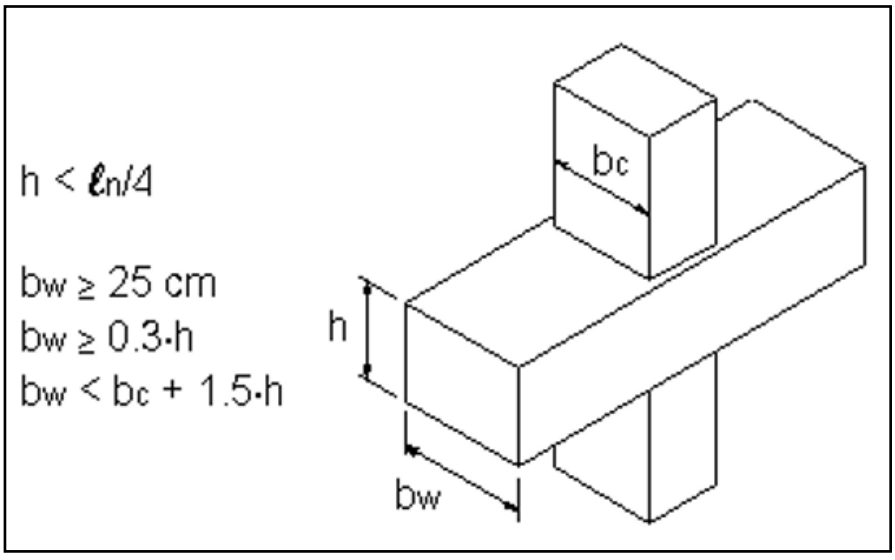
5.20.1.1 Cuando una viga o dintel se apoye en el extremo de un muro que esté en su plano, la longitud del apoyo la no debe ser menor de 40 cm, ni la longitud requerida para que el esfuerzo de aplastamiento en los bloques debido a la reacción de la viga sea menor que lo especificado en el Reglamento de Construcciones de Mampostería Estructural. La luz de cálculo (l) se debe tomar hasta el centro de la longitud de apoyo la.

5.20.1.2 Cuando una viga o dintel se apoye en un muro que no esté en su plano, se debe disponer un dado de apoyo en el muro, de una longitud no menor de 60 cm, un ancho b igual al espesor del muro y una altura h igual a la altura de la viga.

5.20.2 DIMENSIONES LÍMITES DE LAS VIGAS EN EDIFICIOS DE PÓRTICOS. Las vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir los siguientes requerimientos; además, de los requisitos dla sección **5.17.3,** de control de deformaciones: (Véase Fig. 5.19.2).

a) El ancho **bw** no debe ser menor que 25 cm.
b) La altura h debe cumplir con los requisitos dla sección 5.17.3 de control de deformaciones.
c) La altura **h** debe ser menor que un cuarto de la luz libre de la viga.
d) El ancho **bw** debe ser mayor que 0.3·h.
e) El ancho **bw** no debe ser mayor que el ancho de la columna de apoyo más 3/4·h a cada lado de la columna; o sea, el ancho de la columna más 1.5·**h**.

FIGURA 5.20.2
DIMENSIONES LÍMITES DE VIGAS DE PÓRTICOS



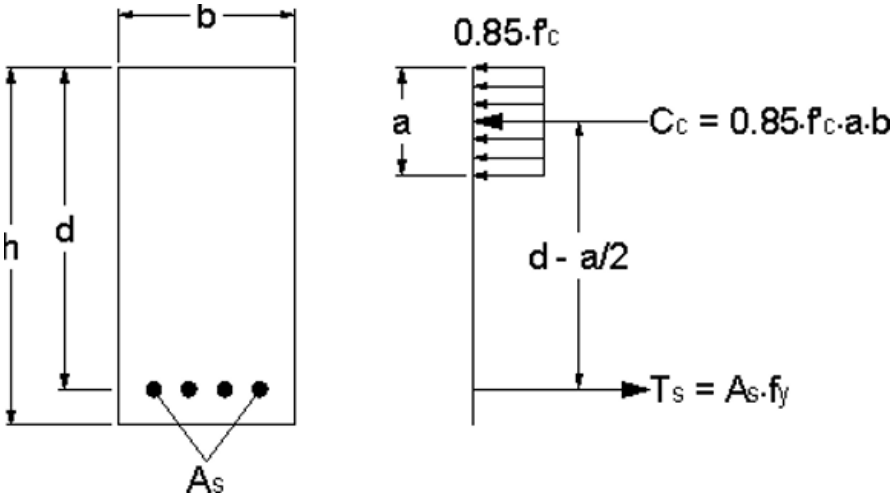
5.20.3 DISTANCIA ENTRE APOYOS LATERALES. La distancia entre apoyos laterales de la zona comprimida de una viga no debe ser mayor que 50 veces la dimensión menor del lado comprimido de la viga. Este es el caso de vigas invertidas, donde el borde comprimido no está arriostrado y existe el peligro de pandeo transversal.

5.21 DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN EN SECCIÓNES RECTANGULARES

5.21.1 MOMENTOS DE DISEÑO. En el caso de elementos no vaciados monolíticamente con los apoyos, como el caso de vigas o losas sobre muros de bloques, se deben usar para el diseño del refuerzo negativo los momentos que se producen en el centro de los apoyos.

5.21.1.1 En el caso de elementos vaciados monolíticamente con los apoyos, se permiten usar para el diseño del refuerzo negativo los momentos que se producen en la cara de los apoyos.

FIGURA 5.21.1
FUERZAS INTERIORES DE LA SECCIÓN



5.21.2 MOMENTO RESISTENTE ØMN. Para una sección con armaduras de tracción solamente, el momento nominal resistente se debe calcular usando la ecuación (17), con Ø=0.90 (Fig. 9)

Ø·M_n=Ø·A_s·f_y·(d-a/2) donde a=(A_s·f_y)/(0.85·⟦f'⟧_c·b)
(Ec.17)

5.21.3 MÉTODO SIMPLIFICADO. Se permite suponer un valor de a = 0.30·d con lo que la ecuación (18) se convierte en:

Ø·Mn = Ø·0.85·As·fy·d (Ec.18)

5.21.4 CÁLCULO DE LAS ARMADURAS DE FLEXIÓN. Los valores del coeficiente ka, la cuantía mecánica ω, la cuantía ρ y la armadura traccionada As se obtendrán de las ecuaciones (20) a (25), en función del momento reducido mr (Véase Fig. 9):

m_r=M_u/(⟦f'⟧_c·b·d^2)
(Ec.19)
K_a=1-√(1-m_r/(0.425·Ø)) (Ø=0.90)
(Ec.20)
a=k_(a·) d
(Ec.21)
ω=0.85·k_a=0.85·[1-√(1-m_r/(0.425·Ø))]
(Ec. 22)

ρ=ω·(⟦f'⟧_c/f_y)

(Ec.23)
A_s=ρ·b·d=ω·(⟦f'⟧_c/f_y)·b·d

(Ec.24)
Para la deducción de estas fórmulas, véase el Anexo 2.

5.21.5 MÉTODO SIMPLIFICADO. Alternativamente, se permite suponer un valor de a = 0.30·d, con lo que se tiene la siguiente fórmula para el cálculo de las armaduras longitudinales de flexión:

A_s=M_u/(0.85·Ø·f_y·d)

(Ec.25)

5.21.6 CUANTÍA MÁXIMA. La cuantía ρ no puede ser mayor que la cuantía máxima ρmax, indicada en la Tabla 5.21.6.1, o lo que es lo mismo, el momento reducido mr no puede ser mayor que los valores mr max dados en la misma tabla. Cuando la cuantía ρ sea mayor que los valores de ρmax, se deberán aumentar las dimensiones de la sección. Los valores la cuantía máxima se obtienen a partir del equilibrio de las fuerzas interiores de la sección, cuando la deformación del acero más traccionado es εs = 0.005, que es la deformación mínima, según lo indicado en el la sección 5.16.2.3.

5.21.6.1 En vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica también se debe cumplir con la cuantía máxima especificada en el b).

TABLA 5.21.6.1
VALORES DEL MOMENTO REDUCIDO MÁXIMO Y LA CUANTÍA MÁXIMA

$f'c\left[\frac{kg}{cm^2}\right]$	$k_a max$	$m_r max$	ωmax	$fy\left[\frac{kg}{cm^2}\right]=$	
				2800 (Grd 40)	4200 (Grd 60)
				ρmax	ρmax
180	0.319	0.205	0.271	0.0174	0.0116
210	0.319	0.205	0.271	0.0203	0.0135
240	0.319	0.205	0.271	0.0232	0.0155
280	0.319	0.205	0.271	0.0271	0.0181
350	0.300	0.195	0.255	0.0319	0.0213
420	0.281	0.185	0.239	0.0359	0.0239

5.21.7 CUANTÍA MÍNIMA. Si la cuantía es menor que la mínima, según se indica en el Título V, Capítulo IV, se debe disponer la cuantía mínima indicada en la Tabla 7.

CAPÍTULO 5.22 DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN EN SECCIÓNES "T"

5.22.1 ANCHO EFECTIVO. El ancho efectivo bf no debe ser mayor que los valores dados en (a),
(b) o (c): (Véase Fig. 10)

1. En vigas interiores:

a) Un cuarto de la luz de la viga: l/4

b) Dieciséis veces el espesor de la losa hf más el ancho de la viga bw : 16·hf + bw

c) La mitad de las distancias libres entre vigas más el ancho de la viga bw: (X1 + X2)/2 + bw

2. En vigas exteriores:

a) Un doceavo de la luz de la viga más el ancho de la viga: l/12 + bw

b) Seis veces el espesor de la losa hf más el ancho de la viga bw : 6·hf + bw

c) La distancia libre entre vigas más el ancho de la viga bw : X2/2 + bw

FIGURA 5.22.1
ANCHO EFECTIVO DE VIGAS "T"

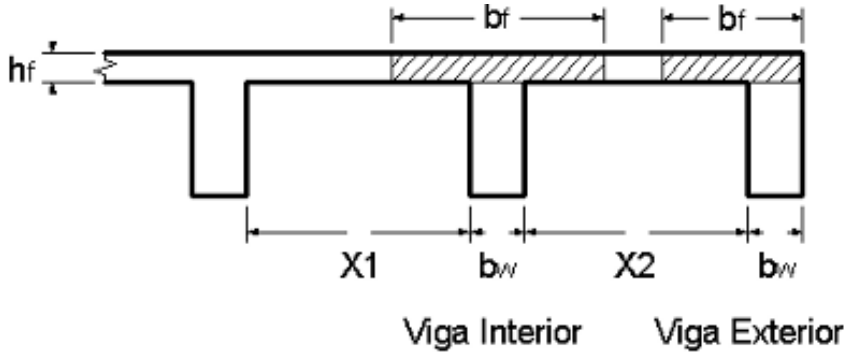
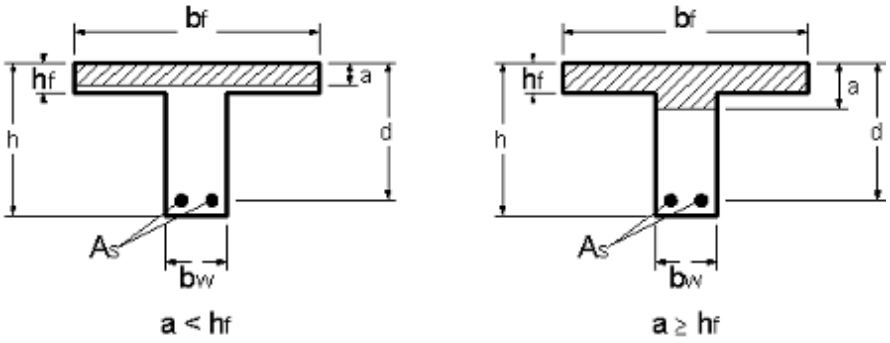


FIGURA 5.22.2
CASOS EN EL DISEÑO DE VIGAS "T"



(a) Suponer que la sección T es una sección rectangular de ancho bf.
(b) Calcular el momento reducido mr con la fórmula (19).
(c) Calcular la altura del bloque de compresión con las fórmulas (20) y (21).
(d) Si la altura del bloque de compresión a es menor o igual a hf, calcular las armaduras de flexión y la cuantía con las fórmulas (22) a (24) e ir al ordinal (f).
(e) Si la altura del bloque de compresión a es mayor que hf, calcular las armaduras de flexión con el siguiente procedimiento:

- Momento resistido por las alas:
- *Mu1 = Ø·0.85·f'c·hf·(bf - b)·(d - hf/2) (Ec. 26)*
- *Armadura: A_s1=M_u1/(Ø·f_y·(d-h_f/2)) (Ec.27)*
- Momento resistido por el nervio: Mu2 = Mu – Mu1 (Ec.28)
- Armadura As2: la necesaria para que el nervio (bw•h) resista el momento Mu2, utilizando las fórmulas (19) a (24)

Armadura total: ***As = As1 + As2 (Ec.29)***
Cuantía: ρ = *As/(bf·d) (Ec.30)*

(f) Si la cuantía es mayor que la máxima, según la Tabla 5.21.6.1, se deben aumentar las dimensiones de la sección.
(g) Si la cuantía es menor que la mínima, según se indica en el Título V, Capítulo IV, se debe disponer la cuantía mínima.

CAPÍTULO 5.23 CUANTÍA MÍNIMA

5.23.1 En vigas, donde se requieran armaduras traccionadas para resistir momentos flexores, no se deben colocar cuantías menores a las indicadas en la Tabla 5.23.1.1:

TABLA 5.23.1.1 CUANTÍA MÍNIMA PMIN

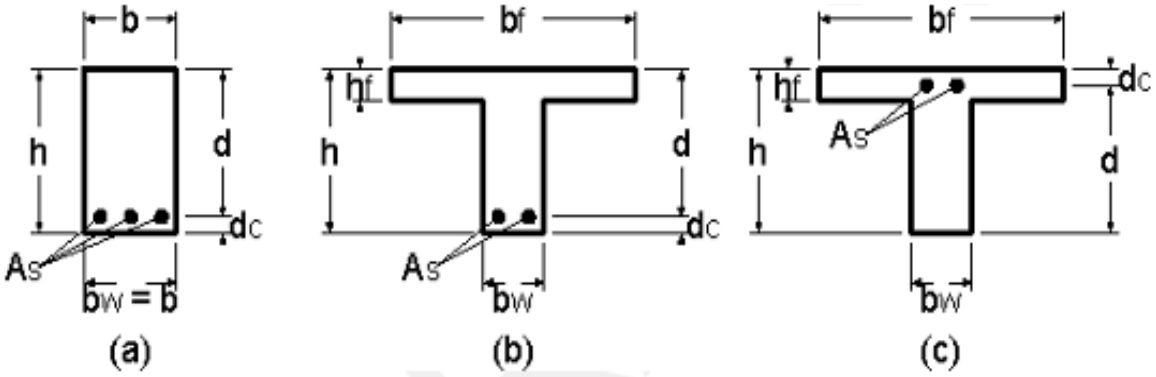
$f'c\left[\frac{kg}{cm^2}\right]$	Acero $fy\left[\frac{kg}{cm^2}\right]$	
	2800 (Grd 40)	4200 (Grd 60)
180	0.0029	0.0019
210	0.0031	0.0021
240	0.0033	0.0022
280	0.0036	0.0024
350	0.0040	0.0027
420	0.0044	0.0029

Para el cálculo de estos valores véase el Anexo 2.

5.23.1.2 Para secciónes rectangulares y secciónes **"T"**, donde la losa está en compresión, la armadura mínima se calculará como sigue:

Asmin = ρmin·bw·d (Ec.31)

FIGURA 5.23.1 (A) SECCIÓN RECTANGULAR (B) SECCIÓN "T" CON LOSA COMPRIMIDA (C) SECCIÓN "T" CON LOSA TRACCIONADA



5.23.1.3 Para voladizos que tengan una sección "T" o vigas continuas sobre los apoyos, donde la losa está traccionada, la armadura mínima será el menor de los valores calculados con las siguientes fórmulas:

Asmin = 2·ρmin·bw·d (Ec.32a) Asmin = ρmin·bf·d (Ec.32b)

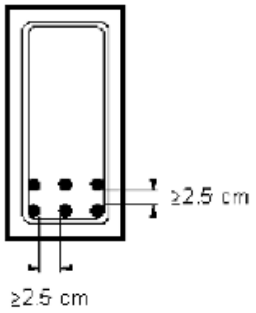
5.23.1.4 En los dados de apoyo se deberá disponer la cuantía mínima en el lado superior y en el lado inferior.

5.23.1.5 En edificios de bloques, en dinteles y vigas cortas que por razones arquitectónicas tengan un peralte mayor que un cuarto de la luz libre de la viga o dintel, se debe colocar la cuantía mínima horizontal, especificada para muros en el Título VIII, Capítulo VII, Sección 2. Además, se deberán disponer 2ø1/2" corridas tanto en la cara inferior como en la superior.

5.24. DETALLES DEL REFUERZO

5.24.1. DISTANCIA LIBRE ENTRE BARRAS. La distancia libre entre barras paralelas colocadas en camadas, no debe ser menor que el diámetro db de la barra, 2.5 cm, ni 1.33 veces el tamaño del agregado grueso. (Véase el La sección 5.3.3).

FIGURA 5.24.1
ESPACIO LIBRE MÍNIMO ENTRE BARRAS Y ENTRE CAMADAS



5.24.1.1 La especificación de distancia libre entre barras se debe cumplir también entre un empalme por traslape y otros empalmes u otras barras.

5.24.1.2 Cuando se coloquen dos o más camadas de barras, las barras superiores se deben colocar directamente encima de las inferiores, y la separación libre entre camadas no debe ser menor de 2.5 cm.

5.24.2 NÚMERO MÁXIMO DE BARRAS EN UNA CAMADA. El número máximo de barras longitudinales que se puede colocar en una camada, cuando se usan estribos ø3/8", es el que se indica a continuación:

a) Vigas de 15 cm de ancho: 3 ø3/8"
ø1" o menores
b) Vigas de 20 cm de ancho: 4 ø1/2" o menores
ø1" o menores

5.24.2.1 El número máximo de barras longitudinales que se puede colocar en una camada, cuando se usan estribos ø1/2", es el que se indica a continuación:

a) Vigas de 15 cm de ancho: 2 ø3/4" o menores
b) Vigas de 20 cm de ancho: 4 ø1/2" o menores 3 ø1" o menores

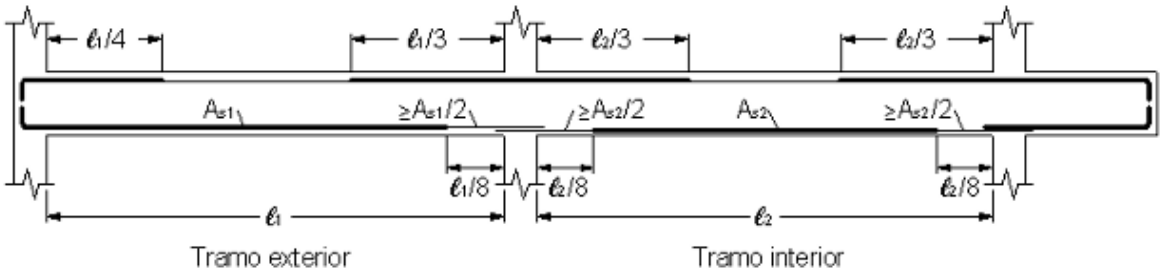
5.24.2.2 En otros casos, se deberá calcular el número máximo de barras longitudinales en una camada, a partir del recubrimiento (sección 5.7.2), el diámetro del estribo, la separación libre mínima entre barras (sección 5.24.1) y el diámetro de las barras longitudinales.

5.24.3 OTROS REQUISITOS GENERALES. Se deberán disponer por lo menos dos barras longitudinales arriba y abajo en cualquier sección.

5.24.3.1 Las armaduras de refuerzo positivo se deben anclar en el nudo o en el vano adyacente, por medio de ganchos estándares, según lo indicado en el La sección 5.4.5.

5.24.3.2 En apoyos interiores de vigas continuas, se permite interrumpir hasta la mitad del refuerzo positivo a una distancia no mayor que un octavo de la luz libre medida desde la cara del apoyo interior.

FIGURA 5.24.2 REFUERZOS EN VIGAS



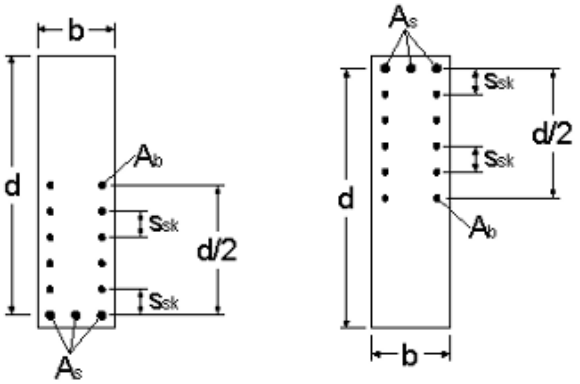
5.24.3.3 En los extremos de todas las vigas, los refuerzos positivos y negativos se deben extender hasta la cara exterior del elemento tanto como lo permita el recubrimiento, y deben terminar en un gancho estándar de 90ºo 180º, según lo indicado en la sección 5.4.5.

5.24.3.4 En vigas con una altura h > 40 cm, se deben colocar en ambos lados de las vigas barras longitudinales ø3/8" (No. 3), de manera que no queden más de 30 cm verticales sin una barra longitudinal.

5.24.3.5 Requisitos Adicionales en Elementos que sean Parte del Sistema de Resistencia Sísmica:
(a) En cualquier sección, las cuantías de refuerzo positivo y negativo deben ser mayores o iguales a los valores mínimos dados en la Tabla 5.23.1.1.
(b) En cualquier sección, las cuantías de refuerzo positivo y negativo deben ser menores que 0.025.
(c) El área de refuerzo positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad del refuerzo negativo en la misma sección.
(d) El área de refuerzo positivo o negativo, en cualquier sección no debe ser menor que un cuarto de la máxima área de refuerzo negativo en cualquiera de los nudos.
(e) En vigas con una altura útil d > 90 cm, se debe disponer un refuerzo longitudinal en ambas caras de la viga en una distancia vertical igual a d/2 desde la armadura traccionada. El espaciamiento vertical entre las barras Ssk no debe exceder el valor de la Ec. (60), d/6 o 30 cm. (Ver Fig. 5.23.3).

$$S_{sk}=(1000 \cdot A_b)/(d-76)$$
(Ec.33)

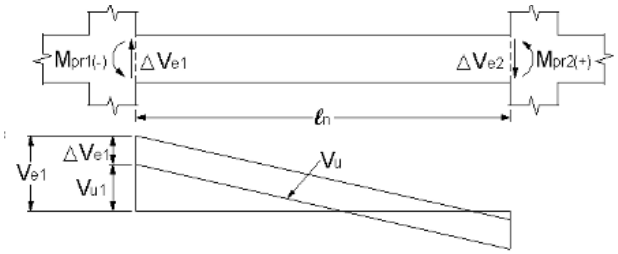
FIGURA 5.24.3
REFUERZO ADICIONAL EN LA ZONA TRACCIONADA



CAPÍTULO 5.25 DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE

5.25.1 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO. En edificios de bloques, y en elementos que no sean parte del sistema de resistencia sísmica, en edificios de pórticos, la fuerza cortante Vu que se debe usar para el diseño de las armaduras de corte no necesita ser mayor que la que se produce debido a las cargas verticales factorizadas a una distancia d, de la cara del apoyo.

5.25.1.1 En elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica en edificios de pórticos, la fuerza cortante de diseño Ve se debe determinar a partir de las cargas estáticas verticales que actúan sobre la viga entre las caras de los apoyos y de la resistencia a flexión del elemento. Se debe suponer que el elemento está sometido a la carga factorizada vertical y que en las caras de los apoyos del elemento actúan momentos de signo opuesto, con una magnitud igual a la resistencia probable a flexión, **M**pr.



Apoyo derecho (2):

ΔV_e2=(M_(pr1(-))+M_(pr2(+)))/l_n (Ec.36)

Ve2 = Vu2 + ΔVe2 (Ec.37)

5.25.1.2 En las ecuaciones (34) a (37) los valores de Vu corresponden a las cargas verticales factorizadas. Los momentos Mpr son los momentos máximos probables de rotura en los extremos de la viga (valores absolutos), calculados con las ecuaciones (17) o (18), usando como armaduras traccionadas las armaduras existentes: inferiores para Mpr(+) y superiores para Mpr(-). Como esfuerzo de fluencia del acero se debe usar fypr = 1.25·fy y como factor de reducción de resistencia Ø = 1.00.

5.25.1.3 En las zonas con refuerzo de confinamiento, como se define en el La sección 5.25.7b, al calcular el refuerzo de corte se debe despreciar la contribución del hormigón (Ø·Vc = 0) si se producen simultáneamente las siguientes condiciones:

(a) La fuerza cortante que se produce debido a las solicitaciones sísmicas es más de la mitad de Ve.
(b) La fuerza axial debida a las cargas factorizadas, incluyendo las solicitaciones sísmicas, es de tracción, o de compresión menor que Ag·f'c/20 (en valor absoluto).

5.25.1.4 El diseño de las secciónes transversales sometidas a fuerzas cortantes se debe basar en:

Vu≤Ø·

(Ec.38)

Ø·Vn = Ø·(Vc + Vs)

(Ec.39)

Donde:

Vu: Fuerza cortante en la sección debida a las cargas factorizadas, Vn: Fuerza cortante nominal de rotura de la sección = Vc + Vs

Vc: Fuerza cortante nominal resistida por el hormigón Vs: Fuerza cortante nominal resistida por el acero
Ø: Factor de reducción de resistencia = 0.60 o 0.75 (Ver en la sección 5.19.1.)

5.25.2 FUERZA CORTANTE MÁXIMA. La fuerza cortante nominal de rotura **V**n no debe ser mayor que el valor obtenido de la siguiente fórmula:

$$V_{nmax}=2.65\cdot\sqrt{(f'_c)}\cdot b_w\cdot d$$
(Ec.40)
Cuando *Vu > Ø·Vn max se deberán aumentar las dimensiones de la sección o la resistencia del hormigón.*

5.25.3 FUERZA CORTANTE NOMINAL RESISTIDA POR EL HORMIGÓN Vc. La fuerza cortante nominal resistida por el hormigón se debe calcular con la siguiente fórmula:
$$V_c=0.53\cdot\sqrt{(f'_c)}\cdot b_w\cdot d$$
(Ec.41)

5.25.4 FUERZA CORTANTE NOMINAL RESISTIDA POR EL ACERO Vs. La fuerza cortante nominal resistida por el acero se debe calcular con la siguiente fórmula:
$$V_s=(A_V\cdot f_{ys}\cdot d)/s$$
(Ec.42)
Donde:
A*v: Área de refuerzo de corte perpendicular al eje del elemento en la distancia s, igual al producto del área de la sección de la barra del estribo por el número de patas verticales del estribo.*

fys: Esfuerzo de fluencia de la armadura de corte.
s : Espaciamiento entre estribos, medido en la dirección paralela al refuerzo longitudinal [cm].

5.25.4.1 El esfuerzo de fluencia de las barras corrugadas usadas como armaduras de corte no debe ser mayor de 4,200 kg/cm² (Grado 60). El esfuerzo de fluencia de mallas electrosoldadas de barras corrugadas no debe ser mayor de 5,500 kg/cm² (Grado 80).

5.25.5 DISEÑO DE LAS ARMADURAS DE CORTE. Cuando Vu > Ø·Vc, se deberá disponer en la sección armadura de corte suficiente para resistir la fuerza cortante

$Vsd = Vu/Ø - Vc$ (Ec.43)

La armadura de corte av [cm²/m] requerida por metro de longitud (s = 100 cm) será:

$a_v=(100·V_{sd})/(f_{ys}·d)$ (Ec.44)

5.25.6 CUANTÍA MÍNIMA DE ARMADURA DE CORTE

Cuantía mínima

(a) $Vu < Ø·Vc /2$: No se requiere armadura de corte

(b) $Ø·Vc > Vu > Ø·Vc /2$: $av\ min = 350·bw / f$ (Ec.45)

Separación máxima de los estribos:

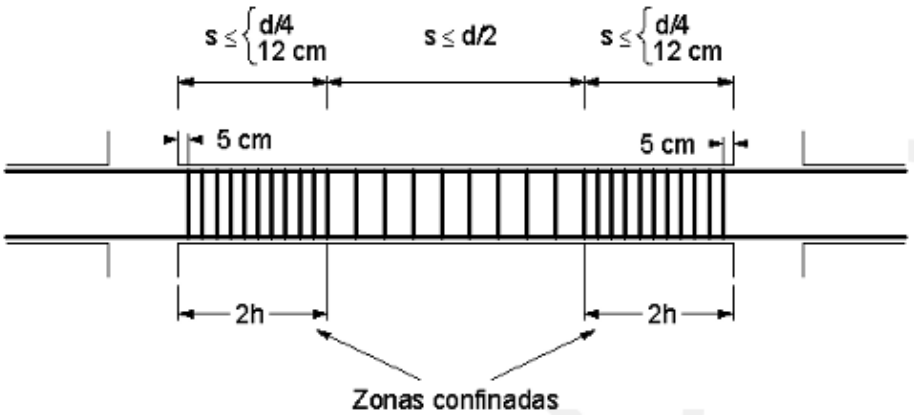
a) $Vs < 2·Vc$: $smax = d /2 \leq 60\ cm$ (Ec.46)

b) $Vs\ m\ 2·Vc$: $smax = d /4 \leq 30\ cm$ (Ec.47)

5.25.7 REQUISITOS ADICIONALES EN ELEMENTOS QUE SEAN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA. Además de los requisitos anteriores, las armaduras de corte deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

(a) Las armaduras de corte deben estar conformadas por estribos cerrados con ganchos de 135o en ambos extremos.

FIGURA 5.25.7
ZONAS CON REFUERZO DE CONFINAMIENTO



b) Se deben colocar estribos de confinamiento al menos de diámetro ø 3/8" (Nº 3), en los siguientes lugares:

1. En una distancia igual a 2·h, medida hacia el centro del elemento a partir de la cara del apoyo, en ambos extremos de la viga.

2. En una distancia igual a 2·h, a ambos lados de aquellos lugares donde el análisis indique que puede haber plastificación por flexión causada por los desplazamientos inelásticos de la estructura.

5.25.7.1 El primer estribo de confinamiento se debe colocar a no más de 5 cm. de la cara del apoyo.

5.25.7.2 El espaciamiento de los estribos de confinamiento no puede exceder de d/4 o 12 cm.

5.25.7.3 Donde se requieran estribos de confinamiento, los estribos se deben disponer de tal manera que las barras longitudinales de las esquinas de la

sección, y las que estén a más de 15 cm. libres de las barras de las esquinas, tengan soporte lateral proveniente de la esquina de un estribo. Ninguna barra debe estar localizada a más de 15 cm libres, medidos a lo largo del estribo, de una barra que esté soportada lateralmente.

5.25.7.4 Donde no se requieran estribos de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos debe ser d/2 a todo lo largo del elemento. Estos estribos deben ser al menos de diámetro ø3/8" (Nº 3) y tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135o, abrazando el refuerzo longitudinal.

CAPÍTULO 5.26 DISEÑO PARA TORSIÓN

5.26.1 Los efectos de torsión se pueden despreciar cuando:

(Ec.48)

Donde:

Ø = 0.75

Acp = Área limitada por el perímetro exterior de la sección de hormigón [cm²]

pcp = Perímetro exterior de la sección de hormigón Acp [cm]

5.26.1.1 Para vigas vaciadas monolíticamente con la losa, el ancho de losa que se incluye a cada lado de la viga y que se utiliza en el cálculo de Acp y pcp, debe ser igual a la altura de la viga por debajo de la losa (o por encima, si es una viga invertida), pero no mayor de 4 veces el espesor de la losa. Si al considerar las zonas de losa, la relación A2cp /pcp es menor que cuando no se consideran, estas zonas de losa se deben despreciar.

5.26.2 CÁLCULO DE LA TORSIÓN ÚLTIMA DE DISEÑO Tu

a) Cuando se trata de **Torsión Primaria,** esto es, cuando la torsión se requiere para mantener el equilibrio del sistema, y excede el máximo dado en la Ec. (47), el elemento se debe diseñar para la torsión actuante, de acuerdo con los requisitos desde las secciónes 5.26.3 hasta 5.26.7.2.

b) Cuando se trata de **Torsión Secundaria,** o sea, cuando en una estructura indeterminada pueda ocurrir una reducción en la torsión debida a la redistribución interna de fuerzas al ocurrir la fisuración, se permite reducir ésta a:

$$T_u = 1.06 \cdot \emptyset \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$$

(Ec.49)

En estos casos se deben utilizar en el diseño los correspondientes momentos y cortantes obtenidos después de la redistribución de fuerzas interiores al despreciar la rigidez a la torsión del elemento.

c) **Sección crítica:** Las secciónes localizadas a una distancia menor que d de la cara del apoyo, se pueden diseñar para la torsión Tu calculada a una distancia d. Si existe un momento torsor concentrado dentro de esta distancia, la sección crítica para diseño a torsión debe ser la de la cara del apoyo.

5.26.3 RESISTENCIA A LA TORSIÓN. Las dimensiones de la sección deben ser tales que se cumpla la siguiente relación:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1.7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \emptyset \cdot \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 2.12 \cdot \sqrt{f'_c}\right)$$

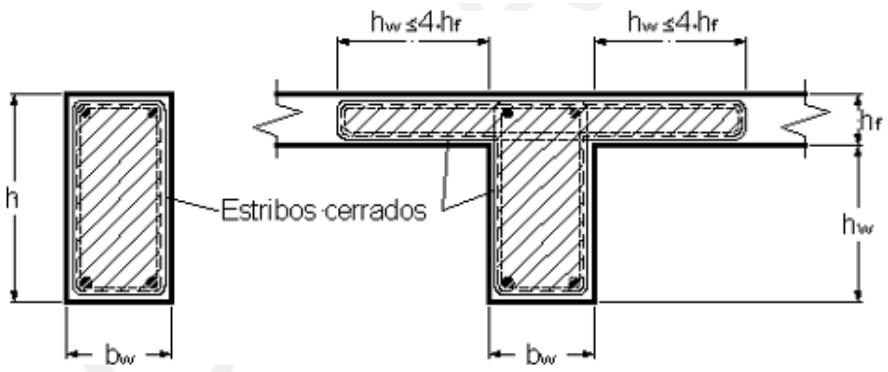
(Ec.50)

Donde: Ø = 0.75

Aoh= Área delimitada por el centro del estribo más exterior de la sección [cm²]

ph = Perímetro de Aoh [cm

FIGURA 5.26.3
EL ÁREA SOMBREADA ES AOH



5.26.4 REFUERZO REQUERIDO PARA TORSIÓN

$Tu \leq \emptyset \cdot Tn$ ($\emptyset$ = 0.75) (Ec.51)

$Tn = Ts$ (El hormigón no aporta a la resistencia a la torsión.) (Ec.52)

5.26.4.1 La resistencia nominal a la fluencia del acero fy, no debe exceder 4,200 kg/cm² (Grd. 60).

5.26.4.2 El **refuerzo transversal** para torsión se debe diseñar utilizando:

$$T_n = \frac{T_u}{\emptyset} = 1.17 \cdot A_{oh} \cdot \frac{A_t}{S} \cdot f_{yv}$$

De donde:

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{1.7 \cdot \emptyset \cdot A_{oh} \cdot f_{yv}}$$

(Ec.53)

La armadura transversal de corte (estribos) at [cm²/m] requerida por metro de longitud (s= 100 cm) será:

$$a_t = \frac{100 \cdot T_u}{1.7 \cdot \emptyset \cdot A_{oh} \cdot f_{yv}} = 100 \cdot \frac{A_t}{S}$$

(Ec.54)

5.26.4.3 El refuerzo longitudinal adicional requerido por torsión no debe ser menor que:

$$A_l = \frac{a_t \cdot p_h}{100} \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}}$$

(Ec.55)

Donde at se debe tomar como la cantidad calculada en la Ec. (80), sin haberla modificado, de acuerdo con la sección 5.29.5.3

5.26.4.4 El refuerzo requerido por torsión se debe adicionar a los requeridos para la fuerza cortante y la flexión que actúen simultáneamente con la torsión.

5.26.4.5 Al ser sumadas las armaduras transversales requeridas por cortante y torsión, se debe tener presente que la armadura requerida por torsión es en cada cara de la viga, de modo que la armadura combinada será:

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \cdot \frac{A_t}{s} \; o \; bien \quad a_{v+t} = a_v + 2 \cdot a_t$$

(Ec.56)

5.26.5 DETALLES DEL REFUERZO PARA TORSIÓN. El refuerzo para torsión debe consistir en refuerzo longitudinal en barras y uno o más de los siguientes tipos de refuerzo:

a) Estribos cerrados, colocados perpendicularmente al eje del elemento.
b) Una caja cerrada de malla electrosoldada con los alambres transversales colocados perpendicularmente al eje del elemento.
c) Refuerzo en espiral.

5.26.5.1 El refuerzo transversal se debe anclar utilizando un gancho de 135º alrededor del refuerzo longitudinal.

5.26.5.2 El refuerzo longitudinal para torsión debe desarrollar adecuadamente su resistencia a tracción en sus dos extremos.

5.26.6 REFUERZO MÍNIMO PARA TORSIÓN. En todas las regiones donde la torsión excede los valores especificados en la sección 5.26.1, se deben colocar, al menos, las cantidades mínimas de refuerzo para torsión.

Donde se requiera refuerzo para torsión, de acuerdo con la sección 5.26.4.2, el área mínima de estribos cerrados se debe calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$a_{v+t} = 20 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w}{f_{yv}} \geq 350 \cdot \frac{b_w}{f_{yv}}$$

(Ec.57)

5.26.6.1 Donde se requiera refuerzo para torsión, de acuerdo con lo indicado en la sección 5.25.4.3 el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión se debe calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$a_{l,min} = \frac{1.33 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_{yl}} \cdot A_{cp} - \frac{a_t \cdot p_h}{100} \cdot \frac{b_w}{f_{yv}}$$

(Ec.58)

Donde at no debe ser menor que 175·bw/fyv.

5.26.7 ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO PARA TORSIÓN. El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder de ph/8 ni 30 cm.

5.26.7.1 El refuerzo longitudinal requerido para torsión se debe distribuir alrededor del perímetro de los estribos cerrados, con una máxima separación entre barras de 30 cm. Las barras longitudinales se deben colocar por dentro de los estribos. Debe haber al menos una barra longitudinal en cada esquina del estribo; Las barras deben tener un diámetro por lo menos igual a 1/24 del espaciamiento entre estribos, pero no pueden ser menores de ø3/8" (Nº 3).

5.26.7.2 El refuerzo de torsión, tanto longitudinal como transversal, se debe llevar por una distancia al menos igual a (bw + d) más allá del punto donde ya no se necesite teóricamente.

CAPITULO 5.27 LOSAS

5.27.1 GENERALIDADES

5.27.1.1 METODOLOGÍAS GENERALES. Para efectos del análisis y diseño de sistemas de losas en una o dos direcciones, macizas o nervadas, se deben seguir los principios de análisis y diseño establecidos en la sección **5.29,** "REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO".

5.27.1.2 MÉTODOS APROXIMADOS. Se pueden utilizar los métodos aproximados de análisis y diseño dados en el presente Título, siempre y cuando se cumplan sus limitaciones. También se permite el empleo de otros métodos simplificados, siempre y cuando se cumplan sus limitaciones y se pueda demostrar que se obtienen resultados aceptables.

5.27.1.3 ALCANCE. Las disposiciones de este Título son aplicables al diseño de sistemas de losas con refuerzo de flexión en una o dos direcciones, apoyadas sobre vigas o muros en tres o cuatro bordes. Quedan incluidas dentro del alcance de este Título, las losas macizas y las losas nervadas con cavidades hechas mediante rellenos permanentes o removibles entre nervios en una o dos

direcciones, según se define en la sección 5.2.1.

5.27.1.4 LOSAS EN UNA Y EN DOS DIRECCIONES. Una losa se considera que trabaja en una dirección, cuando:
a) Tiene dos bordes libres en dos extremos opuestos, y tiene vigas o muros, en los otros dos bordes opuestos aproximadamente paralelos.
b) La losa tiene forma aproximadamente rectangular con apoyos en sus cuatro lados, y una relación de la luz larga a la luz corta mayor que 2.0.
c) Una losa nervada tiene sus nervios principalmente en una dirección.

5.27.1.5 LOSAS NERVADAS. Las dimensiones de las losas nervadas deben cumplir las condiciones dadas a continuación:

a) Los nervios no deben tener menos de 10 cm de ancho, y su altura libre (altura por debajo de la losa) no debe ser mayor que 3-1/2 veces el espesor mínimo del nervio.
b) La separación libre entre nervios no debe ser mayor de 90 cm.
c) El espesor de la losa no puede ser menor que 1/12 de la distancia libre entre nervios, ni 5 cm.
d) Cuando se usen moldes permanentes de hormigón que formen parte de la losa, la porción vaciada en sitio de la losa superior debe tener un espesor no menor que 1/12 de la distancia libre entre nervios, o 4 cm.
e) En losas nervadas en una dirección, se deben colocar nervios transversales de repartición con una separación máxima de 10 veces el espesor total de la losa nervada (losa más nervio), sin exceder 4.00 m.
f) Cuando se dejen conductos o tubos embebidos en la losa, según lo indicado en la Sección 10.9, el espesor de la losa debe ser al menos 2.5 cm mayor que el diámetro exterior máximo de la tubería en cualquier punto.

5.27.1.6 SISTEMAS DE NERVADURAS COMO CONJUNTO DE VIGAS. Cuando se excede la separación máxima entre nervios dada en el ordinal (b) de la sección 5.27.1, o cuando el número de nervaduras en la dirección bajo consideración dentro de la losa es menor de 4, las nervaduras se deben consi-

derar como elementos aislados y su análisis y diseño no se pueden regir por los procedimientos de la presente sección. La losa entre nervaduras en este caso se debe analizar y diseñar como una losa en una o dos direcciones, según sea el caso, cumpliendo los requisitos correspondientes.

5.27.1.7 LUCES DE CÁLCULO. Las luces de cálculo l se deben tomar como sigue:
a) De centro a centro de los apoyos cuando la losa no es vaciada monolíticamente con los apoyos (losa apoyada en muros de bloques).
b) Distancia libre entre las caras de los apoyos cuando estos se vacían monolíticamente con la losa (losa apoyada sobre vigas o muros de hormigón).

5.27.1.8 ESPESORES MÍNIMOS. El espesor mínimo de las losas, diseñadas según este Título, debe estar de acuerdo con los requisitos de la Sección 5.16 "Control de Deformaciones", a menos que se verifiquen las deflexiones a corto y largo plazo, como lo indica el mismo Capítulo.

CAPÍTULO 5.28 MÉTODOS DE ANÁLISIS

5.28.1 El análisis de los sistemas de losas se puede realizar por cualquier método que cumpla con los principios básicos para el análisis indicado en la Sección 2.3.4, y por métodos aproximados, según se indica en la Sección 5.27.1.2. Se debe cumplir lo indicado en la Sección 2.6, sobre la posición de la carga viva.

CAPÍTULO 5.29 MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

5.29.1 ANÁLISIS Y DISEÑO PARA CARGAS VERTICALES. Las losas que trabajan en una dirección, macizas o nervadas, construidas monolíticamente con sus apoyos, pueden ser analizadas como losas continuas sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres de las losas y despreciando el ancho de las vigas y su efecto torsional. El análisis puede ser realizado por cualquier método que cumpla con los principios básicos para el análisis indicado en la sección 5.13.2, o bien utilizar los valores aproximados del La sección 5.29.3.

5.29.2 LOSAS NERVADAS EN UNA DIRECCIÓN. Se deberá cumplir con lo siguiente:

a) **Nervios transversales.** En las losas nervadas en una dirección, los nervios transversales dispuestos como lo indica el ordinal (e), de la sección 5.27.1, se deben diseñar a flexión y a cortante, de tal manera que sean capaces de transmitir la carga total (muerta más viva) de cada nervio a los dos nervios adyacentes.

b) **Vigas paralelas a los nervios.** En el diseño de las vigas paralelas a los nervios en losas nervadas en una dirección, además de las cargas propias de su función, se debe considerar el efecto de la carga que pueden transmitir los nervios transversales. Este efecto se puede tener en cuenta considerando una carga actuando sobre la viga, equivalente al doble de la que lleva un nervio típico.

5.29.3. ANÁLISIS APROXIMADO PARA CARGA VERTICAL. En lugar de un análisis detallado, en las losas en una dirección pueden ser utilizados los siguientes valores aproximados de momentos y cortantes, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

a) Existan dos o más luces.

b) Las luces sean aproximadamente iguales y la diferencia máxima entre dos luces adyacentes no sea más del 20 por ciento de la menor.

c) Las cargas sean uniformemente distribuidas.

d) La carga viva unitaria no exceda 3 veces la carga muerta unitaria.

e) Los elementos sean prismáticos.

Momentos Positivos

a) Luces exteriores

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{11} \qquad \text{(Ec.59)}$$

b) Luces Interiores:

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{16}$$

(Ec.60)

Momentos Negativos

Apoyo interior, dos luces:

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{90}$$

(Ec.61)

Apoyos interiores, más de dos luces:

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{10}$$

(Ec.62)

a) Apoyos interiores de losas con luces menores de 3.50 m:

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{12}$$

(Ec.63)

Cortante

(a) Cara exterior del primer apoyo interior:

$$V_u = 1.15 \cdot \frac{q_u \cdot l}{2}$$

(Ec.64)

Otros apoyos:

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} \quad \text{(Ec.65)}$$

5.29.3.1 Las luces de cálculo l se deben tomar como se especifica en el La sección 5.27.1.7. Las luces que se utilizan en el cálculo de los momentos negativos deben ser las mayores de las luces de los vanos adyacentes.

CAPÍTULO 5.30 MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES

5.30.1 LIMITACIONES. El uso de las tablas está limitado a que la carga viva no sea mayor que dos tercios de la carga total (todas las cargas sin factorizar).

5.30.1.1 Las losas deben estar apoyadas sobre apoyos lineales rígidos, tales como: muros o vigas, con un peralte total mayor que tres veces el espesor de la losa.

5.30.2 CÁLCULO DE LOS MOMENTOS. El subíndice de los momentos se refiere a la dirección donde se producen los esfuerzos de flexión; o sea, que un momento según X requerirá armaduras en la dirección X.

5.30.3 MOMENTOS EN LOS VANOS. En general, se deberán utilizar como momentos de cálculo, los momentos de semi-empotramiento; o sea, el promedio de los momentos de tramo para apoyo simple y empotramiento perfecto en los bordes continuos, para tomar en cuenta la posición más desfavorable de la carga viva, de manera conservadora, los cuales serán determinados como sigue:

$$M_{fx} = q \cdot \frac{L_x^2}{F_x}$$

(Ec.66)

$$M_{fy} = q \cdot \frac{L_y^2}{F_y}$$

(Ec.67)

Donde:

Mfx, Mfy: Momentos en los vanos en las direcciones X e Y

Lx, Ly: Luces en las direcciones X e Y

Fx, Fy: Coeficientes de las Tablas C.1 a C.12

q: Carga uniforme sobre la losa

5.30.3.1 Los coeficientes con los valores promedios para calcular los momentos en los vanos están dados en el Anexo 4, en las Tablas C.2 a C.12. Los coeficientes para calcular los momentos en los vanos para apoyos simples en los cuatro bordes están dados en la Tabla C.1.

5.30.4 MOMENTOS EN LOS APOYOS. Los momentos de empotramiento perfecto de cada losa serán calculados, según las siguientes fórmulas, con ayuda de los coeficientes de las tablas C.2 a C.12, en el Anexo 4:

$$M_{SOx} = q \cdot \frac{L_x^2}{S_x}$$

(Ec.68)

$$M_{SOy} = q \cdot \frac{L_y^2}{S_y}$$

(Ec.69)

Donde:
MSOx, MSOy: Momentos en los apoyos en las direcciones X e Y
Lx, Ly: Luces en las direcciones X e Y
Sx, Sy: Coeficientes de las Tablas C.2 a C.12
q: Carga uniforme sobre la losa

5.30.4.1. Los momentos para el diseño de las armaduras se obtienen con el siguiente procedimiento:

$$Si\ L_{max} \leq 5 \cdot L_{min}:\ M_S = \frac{M_{SO1} + M_{SO2}}{2} \geq 0.75 \cdot maxM_{SO}$$

(Ec.70)

$$Si\ L_{max} > 5 \cdot L_{min}:\ M_S = maxM_{SO}$$

(Ec.71)

Donde:
MS: Momento de diseño del apoyo
MSO1, MSO2: Momentos en los apoyos de las losas adyacentes max
MSO: Momento máximo en valor absoluto entre MSO1 y MSO2

5.30.4.2 Cuando hay un vuelo empotrado en una losa de borde, se permite considerar que éste produce el empotramiento de la losa adyacente cuando su momento de empotramiento debido al peso propio sea mayor que la mitad del momento de empotramiento, de la losa adyacente, por la carga total (todas las cargas sin factorizar). De forma conservadora, se permite suponer que el vuelo no empotra a la losa, esto es, que la losa en ese borde tiene un apoyo simple. De todas formas el momento de diseño en ese borde será siempre el momento de empotramiento del vuelo.

5.30.4.3 En el caso de nudos de tres lados (Fig. 5.30.4.2), cuando el muro perpendicular al apoyo queda dentro del tercio medio de la longitud del apoyo de una losa, el momento de diseño no debe ser menor que el momento de empotramiento perfecto de dicha losa.

FIGURA 5.30.4.1



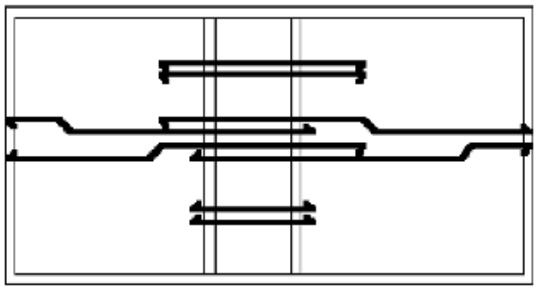
FIGURA 5.30.4.2



5.30.4.4 No será necesario hacer ninguna corrección a los momentos de los vanos al variar los momentos sobre los apoyos, debido a que los momentos de los vanos se obtienen a partir del semi- empotramiento de los bordes continuos, según se establece en el La sección 5.30.3.

5.30.4.5 En el caso de tramos cortos adyacentes a tramos muy largos (Lmax > 3·Lmin), se debe poner especial cuidado al detallamiento de las armaduras de las losas, (en estos casos es muy probable que en la losa pequeña no haya momento positivo), por lo que la armadura para el momento negativo de la losa grande deberá ser prolongada por todo el ancho de la losa pequeña, inclusive hasta la siguiente losa si la hubiere (Fig. 5.30.4.3).

FIGURA 5.30.4.3



CAPÍTULO 5.31 DISEÑO DE ARMADURAS

5.31.1 GENERAL. El diseño de las armaduras de refuerzo de las losas debe cumplir con los requerimientos de los Capítulos III a VI, del Título IV.

5.31.2 DISEÑO REFUERZO PARA FLEXIÓN. El diseño se debe hacer según el procedimiento descrito en la sección 5.2.13, usando como ancho de la sección una franja de losa con b = 1.00 m.

5.31.3 MÉTODO SIMPLIFICADO. Se permite el empleo del método simplificado descrito en la sección 5.2.14.

5.31.4 ALTURA ÚTIL. La distancia d desde el centro de las barras de refuerzo hasta el borde comprimido de la sección debe tomar en cuenta el recubrimiento rec según lo indicado en el La sección 5.7.2, el diámetro de las barras db y la existencia de una segunda camada de varillas.

(a) Barras ø3/8" (No. 3): Refuerzo principal: $d = h - 2.5\ cm$
Refuerzo en la dirección larga: $d = h - 3.5\ cm$

(b) Barras ø1/2" (No. 4): Refuerzo principal: $d = h - 2.6\ cm$
Refuerzo en la dirección larga: $d = h - 3.9\ cm$

En general: Refuerzo principal (1):$d = h - db1/2 - rec\ (cm)$
Refuerzo en la dirección larga (2):$d = h - db2/2 - db1 - rec\ (cm)$

5.31.5 CUANTÍA MÁXIMA. La cuantía de la armadura traccionada, $\rho = As / (b \cdot d)$ debe cumplir con lo especificado en la sección 5.2.15, y no debe ser mayor que los valores de ρmax dados en la Tabla 5.21.6.1.

5.31.6 SEPARACIÓN MÁXIMA. El refuerzo de principal debe tener una separación no mayor que 3 veces el espesor de la losa o 30 cm.

5.31.7 CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía del refuerzo principal referida al área bruta de la sección (ρt= Ast / b·h) debe ser mayor o igual a la requerida por retracción y temperatura, según el Sección 5.37.4.

5.31.8 DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE. La fuerza cortante para el diseño Vu debe ser la calculada en la cara del apoyo.

5.31.8.1 La resistencia al cortante de las losas Ø·Vn se debe basar solamente en la resistencia al cortante del hormigón, la cual debe ser mayor que la fuerza cortante Vu.

Ø·Vn = Ø·Vc ≥ Vu

(Ec.72)

Donde

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{F'_c} \cdot b \cdot d$$

(Ec.73)

Ø = 0.75

5.31.8.2 Si Vu > Ø·Vn la sección requiere armadura de corte, lo cual está fuera del alcance de este Reglamento. Si no se puede cambiar el espesor de la losa, se deberá usar el Reglamento ACI 318 para el diseño de las armaduras de corte.

CAPÍTULO 5.32 DETALLES DEL REFUERZO

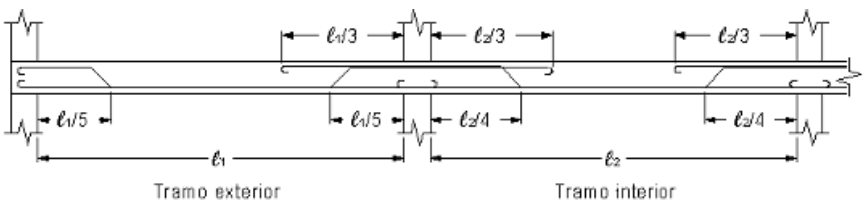
5.32.1 REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO

5.32.1.1 UBICACIÓN. El refuerzo para momento positivo se debe colocar paralelo a la luz corta en losas armadas en una dirección, y en ambas direcciones en losas armadas en dos direcciones. Se deberá colocar tan cerca de la cara inferior de la losa como lo permita el recubrimiento mínimo (La sección 5.7.2). En losas en dos direcciones, la armadura inferior debe corresponder a la dirección donde se produzca el mayor momento positivo, lo cual es generalmente en la dirección corta.

5.32.1.2 EMPALMES. No se permite hacer empalmes de barras del refuerzo para momento positivo a una distancia mayor de un cuarto de la luz desde la cara del apoyo. En cualquier sección no se permite más del 50% de las barras con empalmes. Las longitudes de solape deben cumplir lo especificado en el Título II, Capítulo II, Sección 2 “Longitudes de Solape”.

5.32.1.3 CAMELLAS. La mitad de las barras en cada dirección se deben camellar a una distancia de un quinto de la luz desde la cara del apoyo en los paños exteriores, y a un cuarto de la luz en paños interiores, de manera que en las esquinas se formen rectángulos con una parrilla en la cara superior con la mitad del refuerzo de cada dirección. Las barras camelladas se deben prolongar hasta un tercio de la luz de la losa adyacente (Véase Fig. 21).En las zonas sobre los apoyos, en un ancho de un cuarto de la luz a cada lado del apoyo, se dispondrá debajo de las barras camelladas en la cara superior un refuerzo paralelo al apoyo con una cuantía no menor que la cuantía del refuerzo de retracción y temperatura.

FIGURA 5.32.1 PUNTOS DE DOBLEZ



5.32.1.4 ANCLAJE EN LOS EXTREMOS. En todos los bordes de la losa, el refuerzo para momento positivo, tanto el camellado como el recto, deben estar debidamente anclados por medio de ganchos de 180º, según lo indicado en el La sección 5.4.5 "Dimensiones de los Ganchos Estándares". Cuando el espesor de la losa no permite la colocación de los ganchos verticalmente, éstos se pueden colocar inclinados.

5.32.1.5 ANCLAJE EN LOS APOYOS INTERIORES. En los apoyos interiores las barras no camelladas se deben anclar en la losa adyacente, según lo indicado en el Título II, Capítulo II, Sección 1 "Longitudes de Anclaje".

CAPÍTULO 5.33 REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

5.33.1 REQUISITOS. El refuerzo para momento negativo debe cumplir con los requisitos de cuantía máxima, cuantía mínima y separación máxima, especificados en las secciónes desde 5.34.5 hasta la 5.34.7.

5.33.2 UBICACIÓN. El refuerzo para momento negativo se debe colocar perpendicular a los apoyos. Se deberá colocar tan cerca de la cara superior de la losa como lo permita el recubrimiento mínimo (La sección 5.7.2), En losas en dos direcciones, la armadura superior debe corresponder a la dirección donde se produzca el mayor momento negativo, lo cual es generalmente en la dirección corta. El refuerzo negativo se debe prolongar por lo menos hasta un tercio de la luz de cada losa adyacente a ambos lados del apoyo. Se permite usar las armaduras camelladas de los vanos adyacentes, tanto la principal como la de retracción y temperatura, como parte de la armadura para momento negativo sobre cualquier apoyo.

5.33.3 ADICIONALES. Cuando la suma de las áreas de las armaduras camelladas a ambos lados del apoyo es menor que el área de refuerzo requerido sobre el apoyo, se debe suplir la diferencia con barras adicionales. Estas barras adicionales se deben prolongar por lo menos hasta un tercio de la luz de cada losa adyacente a ambos lados del apoyo, y no deberán estar espaciadas a más de 50 cm.

5.33.4 EMPALMES. No se permite hacer empalmes de barras del refuerzo para momento negativo

CAPÍTULO 5.34 REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

5.34.1 En losas macizas armadas en una dirección se debe colocar un refuerzo secundario para efectos de retracción de fraguado y cambios de temperatura, en la dirección perpendicular al refuerzo principal.

5.34.2 UBICACIÓN. El refuerzo de retracción y temperatura se debe colocar perpendicular al refuerzo principal, encima del refuerzo principal positivo en los vanos y debajo del refuerzo principal negativo en los apoyos.

5.34.3 SEPARACIÓN MÁXIMA. El refuerzo de retracción y temperatura debe tener una separación no mayor que 4 veces el espesor de la losa o 35 cm.

5.34.4 CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía mínima del refuerzo de retracción y temperatura referida al área bruta de la sección ($\rho t = Ast / b \bullet h$) debe ser:

a. Acero con fy = 2800 kg/cm² (Grado 40): 0.0020
b. Acero con fy = 4200 kg/cm² (Grado 60) o malla electrosoldada: 0.0018

5.34.5 EMPALMES. En el refuerzo de retracción y temperatura se permite hacer empalmes por solape en cualquier punto, siempre y cuando en cualquier sección no se tenga más del 50% de las barras con empalmes. Las longitudes de solape deben cumplir lo especificado en el Título II, Capítulo II, Sección 2 "Longitudes de Solape".

5.34.6 CAMELLAS. La mitad de las barras se deben camellar a una distancia de un quinto de la luz desde la cara del apoyo en los paños exteriores, y a un cuarto de la luz en paños interiores, de manera que en las esquinas se formen rectángulos con una parrilla en la cara superior con la mitad del refuerzo de retracción y temperatura en una dirección y la mitad del refuerzo principal en la otra. Las barras camelladas se deben prolongar por lo menos hasta un tercio de la luz de

la losa adyacente (Véase Fig. 21). En las zonas sobre los apoyos, en un ancho de un cuarto de la luz a cada lado del apoyo, se dispondrá debajo de las barras camelladas en la cara superior un refuerzo paralelo al apoyo con una cuantía no menor que la cuantía del refuerzo de retracción y temperatura.

5.34.7 ANCLAJES. En todos los bordes de la losa el refuerzo de retracción y temperatura, tanto el camellado como el recto, deben estar debidamente anclados por medio de ganchos de 180º, según lo indicado en el La sección 5.4.5, "Dimensiones de los Ganchos Estándares". Cuando el espesor de la losa no permite la colocación de los ganchos verticalmente, estos se pueden colocar inclinados.

PÁRRAFO 1: En losas nervadas, tanto en la losa superior como en la inferior si la hubiere, el refuerzo en ambas direcciones no debe ser menor que el mínimo requerido para efectos de retracción y temperatura.

CAPÍTULO 5.35 REFUERZO EN VOLADIZOS

5.35.1 El refuerzo principal no podrá ser menor que el requerido para resistir el momento Mu de empotramiento del vuelo, y se deberá colocar perpendicular a los apoyos, tan cerca de la cara superior de la losa como lo permita el recubrimiento mínimo.

5.35.1.1 El refuerzo principal se debe prolongar en la losa adyacente hasta el punto donde sea cero el momento negativo de empotramiento del vuelo, y no menos de una vez y media la longitud del vuelo.

5.35.1.2 En el borde libre en el extremo del vuelo, las armaduras deben terminar en ganchos de 180o, según lo indicado en el La sección 5.4.5, "Dimensiones de los Ganchos Estándares". Cuando el espesor de la losa no permite la colocación de los ganchos verticalmente, estos se pueden colocar inclinados.

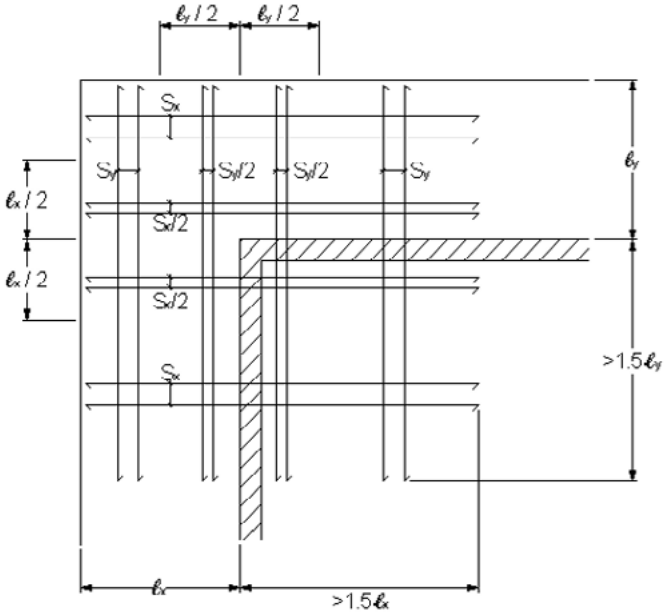
5.35.1.3 En la cara superior de la losa, debajo de la armadura principal, se dispondrá un refuerzo paralelo al borde libre del vuelo, con una cuantía no menor

que la cuantía del refuerzo de retracción y temperatura.

5.35.1.4 En la cara inferior se deberá disponer una armadura en dirección perpendicular al apoyo no menor que el 50% del refuerzo principal de la cara superior, ni que la cuantía del refuerzo de retracción y temperatura, para prever los cambios de signo de los momentos durante la ocurrencia de sismos. Encima de esta armadura se dispondrá un refuerzo paralelo al borde libre del vuelo, con una cuantía no menor que la cuantía del refuerzo de retracción y temperatura.

5.35.1.5 Cuando en una esquina convergen vuelos en las dos direcciones, se dispondrá el doble de la armadura requerida por el vuelo en franjas del ancho del vuelo sobre los apoyos, en cada dirección, según se ilustra en la Fig. 22. También se permite el empleo de otras disposiciones de las armaduras, siempre y cuando se provea el refuerzo necesario para resistir los momentos en todos los puntos y se cumpla lo especificado en la sección 5.35.3.

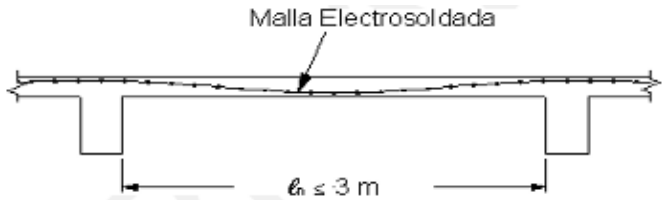
FIGURA 5.35.1 ARMADURAS EN VUELOS



5.35.2 MALLA ELECTROSOLDADA. En losas armadas en una dirección con luces libres no mayores de 3.00 m, se permite que la malla electrosoldada actúe como refuerzo positivo en los vanos y refuerzo negativo sobre los apoyos. Se debe disponer curveada desde un punto lo más alto que permita el recubrimiento sobre los apoyos, hasta un punto lo más bajo que permita el recubrimiento en los centros de los vanos, siempre y cuando este refuerzo sea continuo sobre los apoyos interiores. El área de refuerzo longitudinal debe ser suficiente para resistir los momentos positivos y negativos en cualquier sección. El área de refuerzo en cualquier dirección debe cumplir con los requisitos de cuantía mínima especificada en el Sección 191 y el Título VI, Capítulo IV, Sección 3.

5.35.3 NÚMERO DE CAMADAS. No se deben disponer más de dos camadas de armaduras en la cara inferior o superior de una losa.

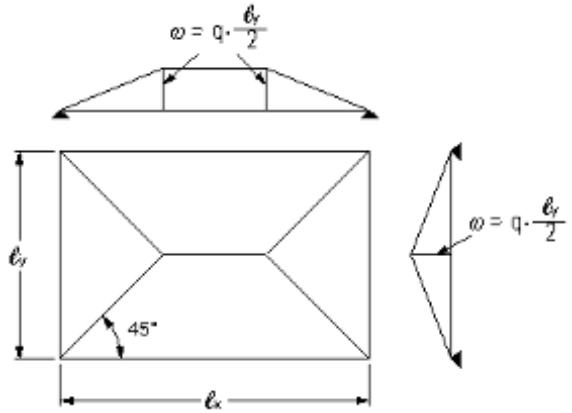
FIGURA 5.35.2
MALLA ELECTROSOLDAD



CAPÍTULO 5.36. REACCIONES SOBRE LOS APOYOS

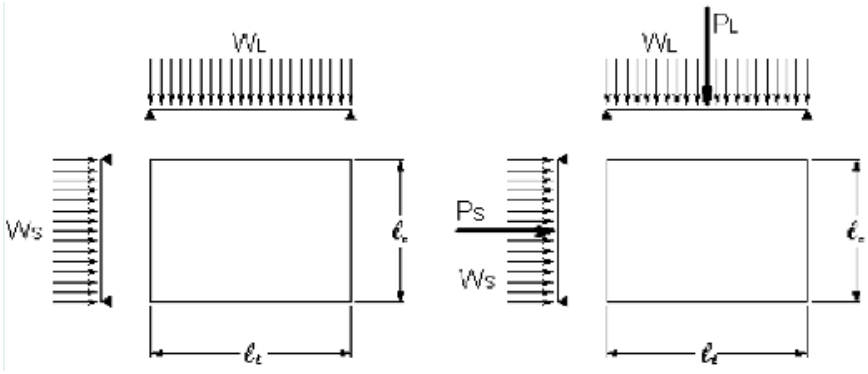
5.36.1 Para el cálculo de las reacciones de una losa sobre los apoyos se podrá suponer la siguiente distribución de las cargas de la losa:

FIGURA 5.36.1
DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SOBRE LOS APOYOS



5.36.2 MÉTODO SIMPLIFICADO. Se permite el empleo de las siguientes fórmulas para el cálculo de las reacciones de la losa sobre los apoyos:

FIGURA 5.36.2
CARGAS SOBRE LOS APOYOS



5.36.3 MÉTODO 1. Cargas uniformes que producen los mismos momentos máximos que las cargas triangulares y trapezoidales de la losa: (Véase Fig. 25 (a)

a) Para el apoyo corto:

$$W_S = \frac{q \cdot l_c}{3}$$

(Ec.74)

b) Para el apoyo largo:

$$W_L = \frac{q \cdot l_c}{3} \cdot \frac{\left(3 - \left(\frac{l_c}{l_l}\right)^2\right)}{2}$$

(Ec.75)

5.36.4 MÉTODO 2. Cargas uniformes y cargas concentradas en los centros de los vanos que producen los mismos momentos máximos y las mismas fuerzas cortantes que las cargas triangulares y trapezoidales de la losa: (Véase Fig. 25 (b).

a) Para el apoyo corto:

$$Ws = \frac{q \cdot l_c}{6}$$

(Ec.76)

$$Ps = \frac{q \cdot {l_c}^2}{12}$$

(Ec.77)

b) Para el apoyo largo:

$$W_L = \frac{q \cdot l_c}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_c}{l_l} + \frac{\left(\frac{l_c}{l_l}\right)^2}{3}\right)$$

(Ec.77)

$$P_L = \frac{q \cdot {l_c}^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot l_c}{3 \cdot l_l}\right)$$

(Ec.78)

Donde:

WS,L = Cargas uniformes sobre las vigas o apoyos [kg/m]

PS,L = Cargas concentradas en los centros de los vanos [kg]

q = Carga uniforme sobre la losa [kg/m²]

lc = Luz corta de la losa [m]

ll = Luz larga de la losa [m]

5.36.4.1. Cuando las reacciones de las vigas se van a usar para el análisis y el diseño de columnas y zapatas, se recomienda usar el Método 2, ya que con el Método 1 se obtienen reacciones mayores que las reales.

CAPITULO 5.37 COLUMNAS

5.37.1 DIMENSIONES

5.37.1.1 DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS COLUMNAS EN EDIFICACIONES DE BLOQUES. Las columnas deben ser verticales y deben ser continuas hasta la fundación. La sección transversal puede ser rectangular o circular.

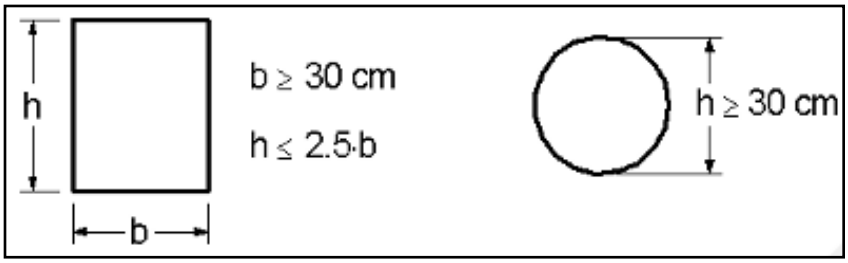
5.37.1.1.1 Ninguna columna cuadrada o rectangular de la estructura principal puede tener una dimensión menor de 20 cm. o un diámetro menor de 25 cm. para columnas circulares.

5.37.1.1.2. Cuando la columna está dentro de un muro estructural de bloques de hormigón de no menos de 15 cm de espesor, la columna podrá tener el mismo ancho del muro; pero en ningún caso podrá tener un área total menor de 400 cm².

5.37.1.2. DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS COLUMNAS EN EDIFICIOS DE PÓRTICOS. Se debe cumplir lo indicado en las secciónes desde 5.40.1.1 hasta el

5.37.1.2.1. Las columnas que sean parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir además los siguientes requerimientos:

FIGURA 5.37.1
DIMENSIONES LÍMITES EN COLUMNAS DE PÓRTICOS



a) La dimensión menor de la sección transversal de la columna no debe ser menor que 30 cm.
b) La relación entre la dimensión mayor de la sección y la dimensión menor, no debe ser mayor que 2.5.

5.37.1.3. ELEMENTOS A COMPRESIÓN CONSTRUIDOS MONOLÍTICAMENTE CON UN MURO. Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento a compresión, reforzado transversalmente con espirales o estribos, construido monolíticamente con un muro de hormigón, se deben tomar de 4.0 cm por fuera de la espiral o estribos.

5.37.1.4. SECCIÓN CIRCULAR EQUIVALENTE EN ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN. En lugar de utilizar la totalidad del área bruta para el diseño, un elemento a compresión con una sección transversal cuadrada, octagonal o de otra forma se puede considerar como de sección circular, con un diámetro igual a la menor dimensión lateral de la forma real. El área bruta considerada, la cuantía del refuerzo requerido y la resistencia de diseño, se pueden basar en esa sección circular equivalente.

CAPÍTULO 5.38. DISEÑO DE ARMADURAS LONGITUDINALES

5.38.1. CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO. Se debe cumplir con lo especificado en los Sección III a V, del Capítulo IV.

5.38.2. COMPRESIÓN CÉNTRICA. La fuerza axial máxima de diseño Ø·Pn(max) de elementos sometidos a compresión céntrica se debe calcular con la siguiente fórmula:

(a) Columnas con estribos y muros de hormigón armado:

Ø·Pn(max) = 0.80· Ø·[0.85.f'c.(Ag-Ast) + Ast.fy] (con Ø = 0.65) (Ec.80)

(b) Columnas zunchadas:

Ø·Pn(max) = 0.85· Ø·[0.85.f'c.(Ag-Ast) + Ast.fy] (con Ø = 0.70) (Ec.81)

5.38.3 FLEXIÓN COMPUESTA. Las secciónes sometidas simultáneamente a la acción de fuerzas axiales y momentos flexores con respecto a uno de sus ejes principales se pueden diseñar aplicando cualquiera de los siguientes procedimientos:

(a) Se permite emplear el procedimiento aproximado para construir diagramas de interacción de columnas y muros, descritos en el Anexo 5.

(b) Se permite el empleo de los diagramas de interacción adimensionales para secciónes sometidas a flexión compuesta del Anexo 6, o de cualquier otra fuente aprobada por el MIVED.

5.38.4. FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA. Las secciónes sometidas simultáneamente a la acción de fuerzas axiales y momentos flexores con respecto a ambos ejes principales deberán cumplir con la siguiente ecuación, a menos que se diseñen según se indica en el 5.38.4.1.

$$\frac{M_{ux}}{\emptyset \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset \cdot M_{ny}} \leq 1$$

(Ec.82)

Donde
Mux y Muy son los momentos debidos a las cargas factorizadas respecto a los ejes x e y de la sección, que se producen simultáneamente con la fuerza axial Pu.
Ø·Mnx y Ø·Mny son los momentos resistentes obtenidos del diagrama de interacción según el 5.41.3, correspondientes a una fuerza axial Pu para cada dirección.

5.38.4.1 Las secciónes sometidas simultáneamente a la acción de fuerzas axiales y momentos flexores con respecto a ambos ejes principales se pueden diseñar con la ayuda de los diagramas de interacción.

5.38.5. TRACCIÓN CÉNTRICA. Secciónes sometidas a tracción céntrica se deberán diseñar usando la ecuación (82), con Ø = 0.90

Ø·P_tn=Ø·A_st·f_y
(Ec.83)

CAPÍTULO 5.39 EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

5.39.1 El diseño de los elementos a compresión (columnas y muros), las vigas que les dan soporte lateral y los otros elementos de soporte, se deben hacer utilizando las fuerzas y los momentos debidos a las cargas factorizadas determinadas mediante un análisis de segundo orden de la estructura. El análisis de segundo orden debe tener en cuenta la influencia de la no-linealidad de los materiales, el agrietamiento y la curvatura de los elementos, los desplazamientos de la estructura, los efectos de duración de las cargas, la retracción de fraguado y el flujo plástico del hormigón y la interacción de la estructura con la cimentación sobre la cual se apoya. Se debe demostrar que los procedimientos de análisis de segundo orden conducen a predicciones del comportamiento y resistencia de la estructura que coinciden substancialmente con los resultados de ensayos experimentales representativos de columnas de estructuras hiperestáticas.

5.39.1.1 En lugar del procedimiento establecido en la sección 5.3.46, el diseño de los elementos a compresión se puede basar en las fuerzas axiales y momentos provenientes de un análisis aproximado como el descrito en las secciónes siguientes, donde también se definen algunos de los aspectos básicos que influyen en la evaluación de los efectos de la esbeltez.

5.39.2 RADIO DE GIRO. El radio de giro r de los elementos de sección rectangular se puede tomar como 0.30·h, donde h es la dimensión total de la sección en la dirección analizada. Para secciónes circulares se puede tomar como 0.25·d, donde d es el diámetro de la sección. Para otras secciónes r se debe calcular para el área bruta de la sección de hormigón.

5.39.3 LONGITUD NO ARRIOSTRADA DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN. La longitud no arriostrada lu de un elemento a compresión se debe tomar como la distancia libre entre losas de entrepiso, vigas u otros elementos capaces de suministrar soporte lateral al elemento a compresión.

5.39.3.1 Cuando la columna tenga capitel o existan ménsulas, la longitud no arriostrada debe ser medida hasta la parte más baja del capitel o ménsula, en el plano bajo consideración.

5.39.4 ESBELTEZ MÁXIMA. No se permite el empleo de elementos a compresión que tengan una esbeltez, k·lu/r mayor que 100; a menos que se realice un análisis detallado de todas las fuerzas internas y momentos de la estructura, siguiendo los requisitos de la sección 5.39.1.

5.39.5 COLUMNAS CON FLEXIÓN OBLICUA (BIAXIAL). En elementos a compresión sometidos a flexión alrededor de sus dos ejes principales, el momento alrededor de cada eje se debe amplificar separadamente de acuerdo con la longitud no arriostrada en el plano correspondiente a ese eje.
5.39.6 CLASIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ. Para tener en cuenta los efectos de esbeltez se deben considerar:

(a) Pandeo Local. Los efectos locales que afectan a los elementos individuales, los cuales se deben tomar en cuenta de acuerdo con los requisitos de la Sección 5.39.9 a la Sección 5.39.9.3, en todos los elementos a compresión de la estructura, ya sea que formen parte de pisos que se consideren susceptibles de desplazamiento lateral (sistemas desplazables) o de pisos que se consideren no susceptibles de desplazamiento lateral (sistemas indesplazables).

(b) Pandeo Global. Los efectos globales de segundo orden (efectos P-Delta) que afectan a la estructura como conjunto y que sólo se toman en cuenta en los pisos que se consideren susceptibles de desplazamiento lateral (sistemas desplazables), de acuerdo con los requisitos de la Secciónes 5.39.10 y 5.39.11.

5.39.7 ÍNDICE DE ESTABILIDAD. El grado de susceptibilidad al desplazamiento lateral de un piso determinado se establecerá mediante el índice de estabilidad Q, que será calculado de acuerdo con la Ec.(84).

$$Q = \frac{\sum \square P_u \cdot \Delta_o}{V_{uH} \cdot l_e}$$

(Ec.84)

Donde:
Q = Índice de estabilidad.
ΣPu = Suma de las cargas verticales acumuladas hasta el piso en consideración VuH = Fuerza cortante horizontal que actúa en el piso considerado.
le = Altura del piso bajo consideración, medida centro a centro de los nudos del pórtico.
Δo = Desplazamiento horizontal relativo entre el nivel superior y el nivel inferior del piso considerado, debido a la fuerza cortante total VuH que actúa sobre el piso y calculado de acuerdo con un análisis elástico de primer orden.

5.39.8 CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA. Los índices de estabilidad Q que regirán para la clasificación de la estructura en los siguientes sistemas serán:

a) Q ≤ 0.05 Sistema indesplazable

b) Q > 0.05 Sistema desplazable

5.39.8.1 En los edificios de bloques de hormigón que cumplen con los requisitos del "Reglamento para la Construcción y Diseño de Estructuras en Mampostería Estructural", el sistema estructural se puede considerar como indesplazable.

5.39.8.2 En los edificios de pórticos, el sistema estructural se debe considerar como desplazable, a menos que se demuestre que el índice de estabilidad Q es menor de 0.05, según lo indicado en las secciónes 5.39.7 y 5.39.8.

5.39.9 SISTEMAS INDESPLAZABLES. Se pueden ignorar los efectos locales de esbeltez en aquellos elementos que cumplan la siguiente relación:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \cdot \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

(Ec.85)

Donde M1 y M2 son los momentos en los extremos de la columna, debido a las cargas totales factorizadas, siendo M2 el mayor y M1 el menor de los momentos. M1/M2 es positivo si el elemento se deforma en curvatura simple, y negativo si el elemento se deforma con doble curvatura.

5.39.9.1. Si el elemento se considera sometido a compresión céntrica, se pueden ignorar los efectos locales de esbeltez en aquellos elementos que cumplan la siguiente relación:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34$$

(Ec.86)

5.39.9.2 En los elementos a compresión que formen parte de sistemas indesplazables, el coeficiente de pandeo, k, se debe tomar como la unidad, a menos que por medio de un análisis de acuerdo con la Sección 5.39.1, se demuestre que es posible utilizar un valor menor.

5.39.9.3 Las columnas deben ser diseñadas para la carga axial Pu y el momento amplificado por efectos de pandeo local Mc en cada dirección. El momento Mc en cada dirección se debe obtener utilizando el coeficiente de amplificación por pandeo local δns:

Mc = δns·M_2 (Ec.87)

Donde:

M2 : Es el mayor de los momentos en los extremos de la columna, debido a las cargas factorizadas, del mismo estado de cargas de Pu. Se deben analizar los casos Pu,max con su correspondiente M2, y M2,max con su correspondiente Pu.

El coeficiente local de amplificación, δns, está dado por:

$$\delta ns = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}}$$

(Ec.88)

Donde $Cm = 0.6 + 0.4 \cdot (M_1/M_2) \geq 0.4$ (Ec.89)

M1/M2 es positivo si la columna está deformada en curvatura simple. Para elementos con fuerzas transversales entre apoyos o si el elemento se considera sometido a compresión céntrica, el valor de Cm se debe tomar como la unidad (Cm=1.0).

La carga crítica de la columna, Pc, se debe calcular utilizando:

$$P_c = \frac{0.25 \cdot \pi^2 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

(Ec.90)

Donde

Ec= Módulo de elasticidad del hormigón

Ig= Momento de inercia de la sección bruta de hormigón

k = 1

lu= Longitud no arriostrada de la columna en el plano analizado

PÁRRAFO: El momento último M2 que se utiliza en la Ecuación 114 no se debe tomar menor de: $M_{2,min} = P_u \cdot (1.5 + 0.03 \cdot h)$

Donde

1.5 y h están en cm

h es la dimensión de la columna en el plano analizado.

5.39.10 SISTEMAS DESPLAZABLES. Se pueden ignorar los efectos del pandeo global en aquellos elementos que cumplan la siguiente relación:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

(Ec.91)

5.39.10.1 En sistemas desplazables, el análisis de los efectos de esbeltez se debe hacer según lo indicado en el Reglamento ACI 318. Si la estructura analizada tiene:

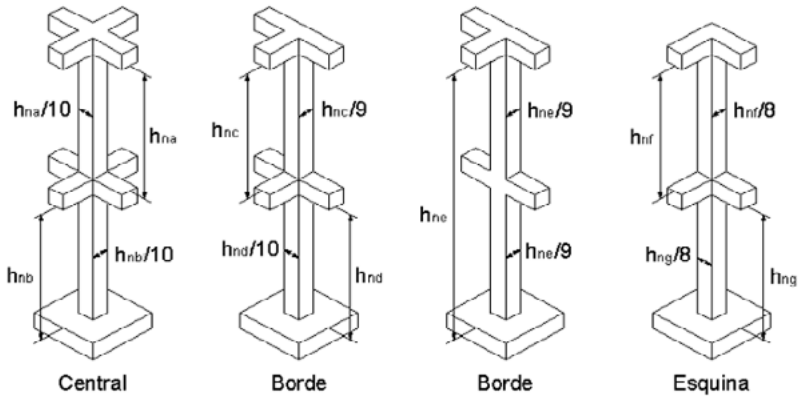
a) tres pisos o menos incluyendo el nivel del terreno y b) la altura de cada entrepiso de piso a piso terminado es menor o igual que cuatro metros, se permite aplicar lo indicado en la sección 5.39.10.

5.39.10.2 Si se cumple lo indicado en la Sección 5.39.10.1 y las dimensiones de todas las columnas son mayores que las mínimas establecidas en la Sección 5.39.11 no es necesario hacer un análisis de los efectos del pandeo global en la estructura.

5.39.11 DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS COLUMNAS

a) Columnas centrales: La dimensión paralela a las vigas no debe ser menor que 1/10 de la distancia libre vertical entre las vigas, hn (Véase Fig. 5.39.11).
b) Columnas de borde: La dimensión perpendicular al borde no debe ser menor que 1/9 de la distancia libre vertical entre las vigas, hn (Véase Fig. 5.39.11).
c) Columnas de esquina: La dimensión paralela a las vigas no debe ser menor que 1/8 de la distancia libre vertical entre las vigas, hn (Véase Fig. 5.39.11).

FIGURA 5.39.11
SOPORTE LATERAL DE LAS COLUMNAS



CAPÍTULO 5.40 DISEÑO DE ARMADURAS DE CORTE

.40.1 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO. En edificaciones de bloques, y en elementos que no sean parte del sistema de resistencia sísmica, en edificios de pórticos, la fuerza cortante Vu que se debe usar para el diseño de las armaduras de corte no necesita ser mayor que la que se produce debido a las cargas factorizadas a una distancia d, de la cara del apoyo.

5.40.1.1 En elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica, en edificios de pórticos, la fuerza cortante de diseño Ve se debe determinar de la consideración de las fuerzas cortantes máximas que se puedan producir en las caras de los nudos en los dos extremos del elemento. Estas fuerzas se deben determinar utilizando la máxima resistencia probable a la flexión, Mpr, para el rango de fuerzas axiales factorizadas en la columna. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna excedan las fuerzas cortantes que se determinan a partir de las máximas resistencias probables a flexión, Mpr, de las vigas que llegan al nudo.

$$V_e = \frac{M_{pr-c1} + M_{pr-c2}}{h_h}$$

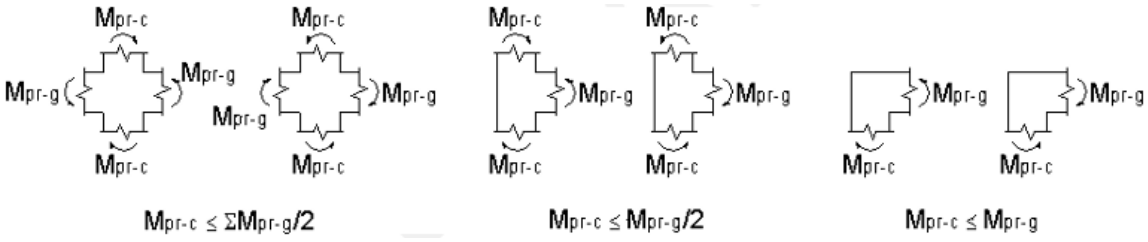
(Ec.93)

Donde:
Ve = Fuerza cortante de diseño
Mpr-c1, Mpr-c2: Momentos máximos probables de rotura en ambos extremos de la columna (valores absolutos)
hn = Distancia libre vertical entre apoyos laterales de la columna

5.40.1.2 Los momentos Mpr-g son los momentos máximos probables de rotura en los extremos de las vigas (valores absolutos), calculados con las ecuaciones (17) o (18), usando como armaduras traccionadas las armaduras existentes: inferiores para Mpr(+) y superiores para Mpr.

5.40.1.3 Los momentos Mpr-c son los momentos máximos probables de rotura en los extremos de las columnas (valores absolutos). Deben corresponder a los mayores momentos resistentes Ø·Mn para el rango de fuerzas factorizadas Pu que actúan en la columna. Estos momentos se pueden calcular con la ayuda de los diagramas de interacción aproximados del Anexo 5.

FIGURA 5.40.1
MOMENTOS Mpr-c MÁXIMOS PARA EL CÁLCULO DE Ve



5.40.1.4 Los momentos Mpr-g y Mpr-c definidos en el La sección 5.40.1.2 y La sección 5.40.1.3, se deben calcular usando como esfuerzo de fluencia del acero fypr = 1.25·fy y como factor de reducción de resistencia Ø = 1.00.

5.40.1.5 En ningún caso, el valor de Ve puede ser menor que la fuerza cortante factorizada que se obtiene en el análisis de la estructura.

5.40.1.6 En la determinación del refuerzo transversal para cortante dentro de las zonas confinadas λo de las columnas, el esfuerzo cortante resistido por el hormigón se debe suponer igual a cero (Vc = 0), si se cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

a) La fuerza cortante correspondiente a los efectos sísmicos es mayor que la mitad de la fuerza cortante total de diseño Ve en la zona confinada.
b) La fuerza axial factorizada, incluyendo los efectos sísmicos, es de tracción o de compresión menor que f'c· Ag/20 (en valor absoluto).

5.40.2 DISEÑO DE LAS ARMADURAS. El diseño de las armaduras de corte se debe hacer según lo estipulado en el La sección 5.25.1.4 a la sección 5.25.6, usando Vu = Ve, tomando en cuenta lo indicado en la sección 5.4.1.21.

5.40.3 VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN DOS DIRECCIONES. Cuando la columna está sometida a fuerzas cortantes en dos direcciones simultáneamente, se debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\sqrt{\left(\frac{V_{ux}}{\emptyset \cdot V_{nx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{uy}}{\emptyset \cdot V_{ny}}\right)^2} \leq 1$$

(Ec.96)

Donde Vux y Vuy corresponden a las fuerzas cortantes Ve en las direcciones de los ejes X - Y, y Ø·Vnx y Ø·Vny corresponden a las fuerzas cortantes resistentes calculadas con la ecuación (66) para cada dirección X -Y.

CAPÍTULO 5.41 DETALLES DEL REFUERZO LONGITUDINAL

5.41.1 El refuerzo longitudinal se debe colocar en la periferia de la sección de la columna, tan cerca de las caras exteriores como lo permitan el recubrimiento y las barras de refuerzo transversal.

5.41.1.1 El refuerzo longitudinal en los elementos sometidos a compresión debe cumplir los siguientes requisitos:

a) El área del refuerzo longitudinal para elementos a compresión, no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área bruta Ag de la sección.
b) En columnas cuadradas o rectangulares con estribos debe haber un mínimo de 4 barras longitudinales. En columnas redondas con refuerzo transversal en espiral (zuncho) debe haber al menos 6 barras longitudinales.
c) Las barras longitudinales no deben estar espaciadas a más de 30 cm.
d) El diámetro mínimo de las barras longitudinales en columnas debe ser ø1/2" (No. 4), en edificios de bloques y ø3/4" (No. 6), en edificios de pórticos.
e) Se permite hacer solapes de las barras longitudinales solamente en la mitad central de la longitud del elemento, fuera de las zonas de nudo definidas en el 0. Se permite empalmar por medio de solapes hasta la mitad de las barras de refuerzo en cualquier sección, siempre que los solapes sean de barras alternadas a lo largo del perímetro de la sección transversal.
f) Se prohíbe el "jinqueteado" de las barras longitudinales, según lo indicado en el La sección 5.7.29.

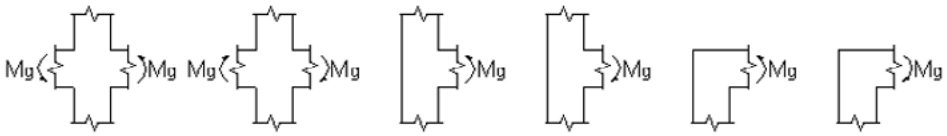
5.41.2 REQUISITOS ADICIONALES EN ELEMENTOS QUE SEAN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA. En columnas que sean parte del sistema de resistencia sísmica, en edificios de pórticos, en cada nudo la resistencia a la flexión de las columnas debe cumplir la siguiente relación (Véase Fig. 5.41.2):

$$\sum \square M_c \geq \frac{6}{5} \cdot \sum \square M_g$$

(Ec.97)

Donde: ΣMc = Suma de los momentos resistentes ØMn de las columnas que llegan al nudo. ΣMg = Suma de los momentos resistentes ØMn de las vigas que llegan al nudo.

FIGURA 5.41.2
MOMENTOS RESISTENTES DE LAS VIGAS



5.41.2.1. La resistencia a la flexión de la columna se debe calcular para la fuerza axial Pu, consistente con la dirección de las fuerzas horizontales consideradas, que resulta en el menor valor de ØMn.

5.41.2.2. Los momentos resistentes Mg (ØMn) de las vigas se deben calcular usando como armadura traccionada la armadura superior de la viga a un lado del nudo y la armadura inferior de la viga al otro lado del nudo, de manera que ambas vigas produzcan giros del mismo sentido a ambos lados del nudo.

5.41.2.3. La ecuación (97) se debe cumplir para las dos direcciones en el plano vertical del pórtico bajo consideración. Los momentos resistentes ØMn, tanto de las vigas como de las columnas, se deben calcular usando las armaduras reales que se van a disponer en las secciónes.

CAPÍTULO 5.42 DETALLES DEL REFUERZO TRANSVERSAL

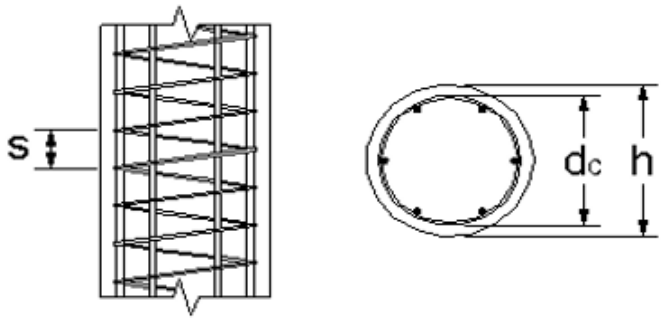
5.42.1. El refuerzo transversal en elementos sometidos a compresión debe cumplir los requisitos de las secciónes 5.42.2 al 5.42.6, y cuando se requiera por cortante debe cumplir además con los requisitos de la Sección 5.43.

5.42.2. COLUMNAS ZUNCHADAS. El refuerzo en espiral para elementos a compresión diseñados como columnas zunchadas debe cumplir los requisitos siguientes:

a) Todas las barras longitudinales deben estar dentro de una barra en espiral (zunchado), con un diámetro mínimo de ø3/8" (No. 3).
b) El espaciamiento entre espirales no debe exceder 8 cm ni ser menor de 2.5 cm. Se debe cumplir además con los requisitos de la Sección 5.3.3.

c) La espiral se debe anclar por medio de 1.5 vueltas adicionales en cada extremo de la unidad de espiral.
d) Los empalmes del refuerzo en espiral deben ser según lo indicado en el Sección 36.
e) La espiral debe ir desde la parte superior de la zapata o losa hasta el nivel del refuerzo inferior más bajo de los elementos que la columna soporte en el siguiente nivel.

FIGURA 5.42.1 COLUMNA ZUNCHADA



f) La cuantía del refuerzo en espiral ρs no debe ser menor que el valor dado por la ecuación (123): (Véase Fig.5.42.1).

$$p_s = \frac{A_b \cdot \pi \cdot (d_c - d_b)}{A_c \cdot s} \geq 0.45 \cdot \left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right] \cdot \frac{f'_c}{f_{ys}}$$

(Ec.98)

Donde:
Ab: Área de la barra de la espiral.
dc: Diámetro exterior de la espiral.
db: Diámetro de la barra de la espiral.
Ac: Área del núcleo de la sección, hasta el diámetro exterior de la espiral (Ac = □·dc²/4) f'c: Esfuerzo nominal de rotura del hormigón de la columna.
fys: Esfuerzo de fluencia del acero de la barra de la espiral, (4,200 kg/cm²)

g) Requisitos adicionales en elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica: Además de lo indicado en la sección 5.42.2f, la cuantía del refuerzo en espiral ρs en las zonas de nudo (Véase sección 5.42.3), no debe ser menor que el valor dado por la Ec. (124): (Véase Fig. 5.42.1)

$$\rho_s = \frac{A_b \cdot \pi \cdot (d_c - d_b)}{A_c \cdot s} \geq 0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_{ys}}$$

(Ec.99)

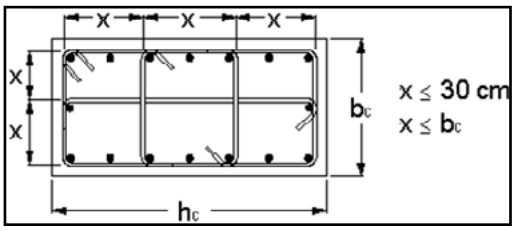
5.42.3 COLUMNAS CON ESTRIBOS. El refuerzo transversal para elementos a compresión diseñados como columnas con estribos debe cumplir los requisitos siguientes:

a) Todas las barras longitudinales deben estar dentro de un estribo con un diámetro mínimo de ø3/8" (No. 3). En edificios de bloques, en columnas que no sean parte del sistema de resistencia sísmica, se permite usar estribos con un diámetro de ø1/4" (No. 2).

b) El refuerzo transversal en columnas deberá ser como se indica a continuación:

1. El refuerzo transversal debe consistir en estribos cerrados con ganchos de 135º.
2. Se permite el empleo de grapas que cumplan con los requisitos del 5.43.3, con el mismo diámetro y espaciamiento que los estribos. Cada grapa debe abrazar una barra longitudinal en cada extremo. Grapas consecutivas se deben disponer con los extremos alternados a lo largo de las barras longitudinales.

FIGURA 5.42.3
SEPARACIÓN ENTRE PATAS DE ESTRIBOS Y GRAPAS

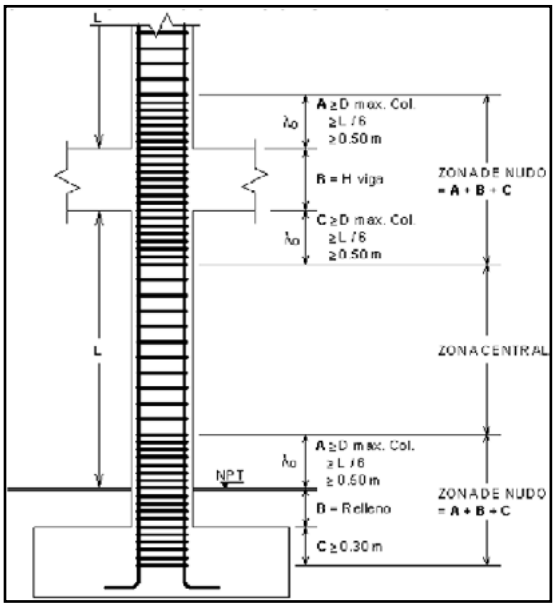


c) Las grapas y estribos se deben disponer de tal manera que las barras longitudinales de las esquinas y las barras alternas tengan soporte lateral provisto por la esquina de un estribo o una grapa, la separación horizontal entre las patas no sea más de 30 cm o la dimensión menor de la columna, y no haya ninguna barra longitudinal a más de 15 cm de una barra con soporte lateral provisto por la esquina de un estribo o una grapa. (Véase Fig. 5.42.3)

5.42.4 ZONA DE NUDO. En ambos extremos de la columna, en una longitud λo medida desde la cara del nudo o desde el punto donde se pueda producir una articulación plástica (Véase Fig. 5.42.4), se debe disponer un refuerzo de confinamiento con las características indicadas en el La sección 5.42.5, La longitud λo no puede ser menor que:

a) La máxima dimensión transversal de la columna
b) 1/6 de la longitud libre de la columna
c) 50 cm.

FIGURA 5.42.4
DISPOSICIÓN DE ESTRIBOS EN COLUMNAS



5.42.5 El refuerzo transversal de confinamiento en la zona de nudo deberá satisfacer los siguientes requerimientos:

a) El espaciamiento del refuerzo de confinamiento medido a lo largo del eje de la columna no debe ser mayor que un cuarto de la dimensión menor de la columna, 10 veces el diámetro del estribo o 10 cm.

b) El primer estribo o grupo de estribos y grapas debe estar colocado a no más de 5 cm de la cara del nudo.

c) En la intersección de vigas y columnas, la armadura transversal de la columna se debe continuar en el nudo o intersección, con un espaciamiento no mayor que 15 veces el diámetro del estribo o 15 cm.

d) Si la columna termina en una zapata o platea, el refuerzo de confinamiento se debe extender por lo menos 30 cm dentro de la zapata o platea, o hasta la camada inferior de armaduras de la fundación.

5.42.6 REQUISITOS ADICIONALES EN ELEMENTOS QUE SEAN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA. Además de lo indicado en el La sección 5.42.5, el área total de refuerzo transversal de confinamiento en las zonas de nudo no debe ser menor que el requerido por las ecuaciones siguientes:

$$a_{sh} = 30 \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{ys}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

(Ec. 100)

$$a_{sh} = 9 \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{ys}}$$

(Ec.101)

Donde:
ash = Área total de refuerzo transversal (estribos más grapas) por metro de longitud, perpendicular a la dimensión hc [cm²/m].
hc = Dimensión del núcleo de la columna, medido de centro a centro del estribo [cm].
Ag = Área bruta de la sección transversal de la columna [cm²].
Ach = Área del núcleo de la columna, medida de afuera a afuera del estribo [cm²].
f'c = Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm²].
fys = Esfuerzo de fluencia de la armadura transversal [kg/cm²].

5.42.7 ZONA CENTRAL. En el resto de la columna, fuera de las zonas de nudo donde se requiere del refuerzo de confinamiento, se debe disponer la misma configuración del refuerzo transversal (estribos y grapas); pero con una separación centro a centro no mayor que:

a) En elementos que no son parte del sistema de resistencia sísmica: 15 veces el diámetro del estribo o 15 cm.
b) En elementos que son parte del sistema de resistencia sísmica: 6 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña, la mitad de la dimensión menor de la sección transversal de la columna o 15 cm.

CAPÍTULO 5.43 NUDOS DE PÓRTICOS

5.43.1 REQUISITOS GENERALES. Los nudos de los pórticos que sean parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos dados a continuación.

5.43.1.1 Cuando el refuerzo longitudinal de la viga pasa a través del nudo, la dimensión de la columna, paralela al refuerzo longitudinal de la viga, no puede ser menor que 20·db, calculado para la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga.

5.43.2 REFUERZO TRANSVERSAL. Dentro del nudo se debe colocar refuerzo de confinamiento en una cantidad igual a la exigida por el La sección 5.42.6, a menos que el nudo esté confinado por los elementos que le llegan, como se indica en el Sección 281.

5.43.2.1 Cuando al nudo llegan vigas por sus cuatro caras verticales, que tengan un ancho al menos igual a 3/4 del ancho de la columna, en la porción del nudo que corresponda a la altura de la viga de menor peralte se puede colocar refuerzo transversal igual al menos a la mitad del requerido por el La sección 5.42.6, pero sin que el espaciamiento sea mayor de 15 cm.

5.43.2.2 Cuando la viga es más ancha que la columna, y parte del refuerzo de la viga no atraviesa el núcleo confinado, se deben disponer en la viga estribos verticales de confinamiento, según se indica en la sección 5.25.7, a la sección 5.25.7.4.

5.43.3. RESISTENCIA AL CORTE. La fuerza cortante resistente del nudo Ø·Vn, debe ser mayor o igual que la fuerza cortante factorizada Vu que se produce dentro del nudo debido a los momentos máximos probables de rotura de las vigas y columnas que llegan al nudo (Véase Fig. 5.43.1). Para el cálculo de Vu se deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) Las fuerzas en las armaduras longitudinales traccionadas de las vigas en las caras del nudo se deben determinar suponiendo que el esfuerzo es el esfuerzo máximo probable de fluencia del acero fypr = 1.25·fy [kg/cm²].

(b) La fuerza cortante en el nudo Vu se debe calcular para ambas direcciones, usando la fórmula (127) en nudos con vigas en ambos lados (Ver Fig. 5.43.1), y las ecuaciones (128) y (129) cuando hay una viga en un solo lado:

$$Vu = fypr \cdot (As + A's)viga - (\Delta Ve)columna \quad (Ec.102)$$

$$Vu \geq fypr \cdot (As)viga - (\Delta Ve)columna \quad (Ec.103)$$

≥fypr·(A's)viga – (ΔVe)columna

(Ec.104)

Donde:

fypr = Esfuerzo máximo probable de fluencia del acero = 1.25·fy [kg/cm²].

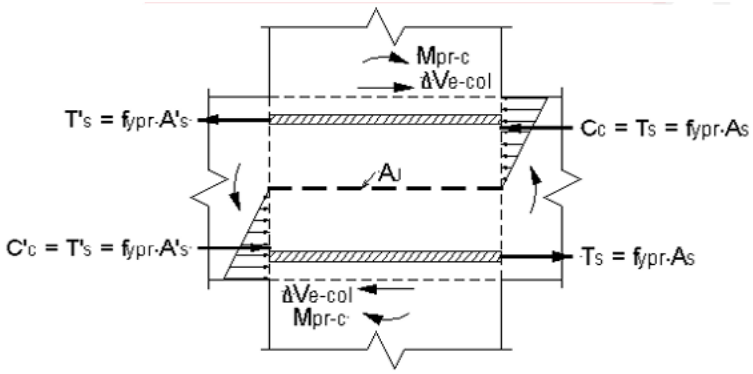
As = Armadura inferior de la viga [cm²].

A's = Armadura superior de la viga [cm²].

ΔVe = Fuerza cortante en la columna [kg], según lo indicado en el Sección 5.28.1.1.

FIGURA 5.43.1

FUERZAS CORTANTES EN EL NUDO



La fuerza cortante resistente Ø·Vn en el plano crítico del nudo **A**J debe ser:

Nudos confinados en las cuatro caras: $\emptyset \cdot V_n = 5.3 \cdot \emptyset \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$

(Ec.105)

Nudos confinados en tres caras o en caras opuestas:

$\emptyset \cdot V_n = 4.0 \cdot \emptyset \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$

(Ec.106)

Otros nudos:

$\emptyset \cdot V_n = 3.2 \cdot \emptyset \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$

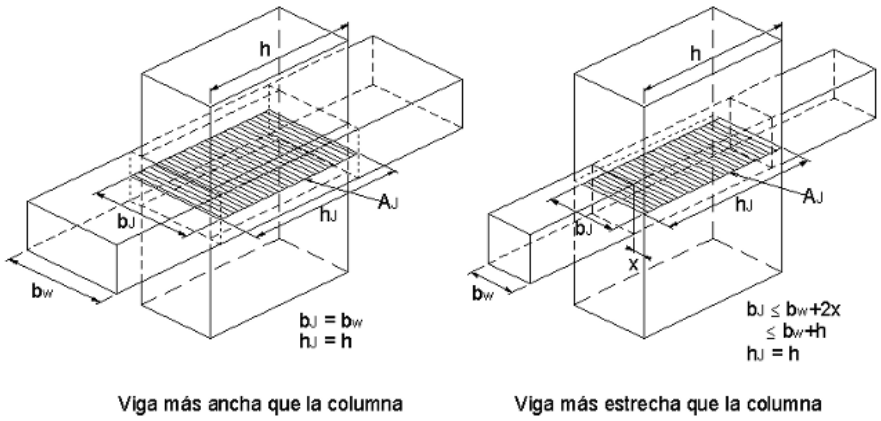
(Ec.107)

Donde:

Ø = Factor de Reducción de Resistencia = 0.85.

AJ = bJ·hJ [cm²] = Área de la sección transversal efectiva en el nudo, según se indica en la Fig. 34.

FIGURA 5.43.2
ÁREA EFECTIVA EN EL NUDO AJ



Viga más ancha que la columna

Viga más estrecha que la columna

5.43.3.1 Se considera que una viga que llega a una cara de un nudo provee confinamiento cuando por lo menos 3/4 de la cara del nudo está cubierta por la viga que llega. Un nudo se considera confinado si a sus cuatro caras llegan vigas que cumplan el requisito anterior.

5.43.4 LONGITUD DE DESARROLLO PARA EL REFUERZO COLOCADO DENTRO DE NUDOS. Las longitudes de desarrollo para refuerzo colocado dentro de los nudos son las siguientes:

a) La longitud de desarrollo, ldh, para una barra con un gancho estándar de 90º, no debe ser menor que 8·db, 15 cm, o la longitud dada por la Ec. (108).

$$l_{dh} = \frac{f_y}{17.2 \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b$$

(Ec.108)

b) El gancho de 90º debe quedar localizado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde.
c) La longitud de desarrollo, ldh, para barras rectas no puede ser menor que:
1. 2.5 veces la longitud dada por la Ec. (108), si no hay más de 30 cm de hor-

migón vaciado en una sola etapa por debajo de la barra.

2. 3.5 veces la longitud requerida por la Ec. (108), si hay más de 30 cm de hormigón vaciado en una sola etapa por debajo de la barra.

d) Las barras rectas que terminen en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o del elemento de borde. Cualquier parte de la longitud recta de anclaje que no quede dentro del núcleo confinado debe ser incrementada por un factor igual a 1.6.

CAPÍTULO 5.44 MUROS

5.44.1 CONSIDERACIONES GENERALES

5.44.1.1 Los muros se deben diseñar para resistir las fuerzas interiores obtenidas de un análisis según el Capitulo IV, Sección II, y combinadas y factorizadas según el Capitulo III, Sección II.

5.44.1.2 Los muros de hormigón armado deben estar alineados verticalmente y deben ser continuos desde el techo hasta la fundación. Cuando se produzcan cambios en el espesor del muro, el centro de gravedad de la sección transversal del muro superior debe caer en el tercio central del espesor del muro inferior.

5.44.1.3 A menos que se realice un análisis detallado, la longitud horizontal de muro que se considera efectiva para soportar una carga concentrada no debe exceder el ancho del área de apoyo más cuatro veces el espesor del muro. Si sobre el muro actúan varias cargas concentradas esta longitud no debe ser mayor que la distancia centro a centro entre las cargas.

5.44.1.4. Los elementos a compresión construidos integralmente con el muro deben cumplir los requisitos de la sección 5.40.1.3.

5.44.1.5. Los muros se deben amarrar a los elementos que los interceptan, tales como: losas de entrepiso o techo, cubiertas, columnas, otros muros que los interceptan y zapatas.

CAPÍTULO 5.45 DIMENSIONES MÍNIMAS

5.45.1 El espesor t de los muros de carga no debe ser menor que:

a) 15 cm

b) 1/20 de la distancia libre vertical entre soportes laterales lv

5.45.1.1 Se permiten espesores menores si se demuestra mediante un análisis, según lo indicado en la sección 5.42.1, que se cumplen los requisitos establecidos en el Sección 5.16.1.

CAPÍTULO 5.46 DISEÑO DE ARMADURAS VERTICALES

5.46.1 A menos que se diseñen de acuerdo con la Capitulo VIII, Sección IV, los muros sometidos a fuerzas axiales, flexión compuesta o flexión oblicua compuesta se deben diseñar de acuerdo con las disposiciones para columnas y elementos a compresión dadas en los Secciónes III, IV, V, del Capítulo IV, Sección II, del Capítulo VII y sección 5.42.1.

5.46.1.1 Se permite emplear el procedimiento aproximado para construir diagramas de interacción de columnas y muros descritos en el Anexo 5. Si el muro está solicitado por flexión en ambos ejes (flexión oblicua compuesta), se deberá cumplir lo indicado en la Sección 5.41.4.

CAPÍTULO 5.45 DIMENSIONES MÍNIMAS

5.47.1 Los muros de sección horizontal rectangular se pueden diseñar de acuerdo con las disposiciones empíricas de la presente sección, si la resultante de las cargas axiales factorizadas está localizada dentro del tercio central de la longitud horizontal total del muro y dentro del tercio central del espesor total del muro, y además se cumplen todos los límites de los Capítulos I, II, La sección 5.47.1.2, Capítulo VII, Sección 1 y 2, del Título VIII.

5.47.1.1 La fuerza axial nominal resistente ØPnw de un muro que cumpla con los requisitos de la sección 5.47.1, se puede calcular usando la Ecuación (109), a menos que se diseñe según lo indicado en el Capítulo VIII, Sección III.

$$\emptyset P_{nw} = 0.55 \cdot \emptyset \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_v}{32 \cdot t}\right)^2\right]$$

(Ec.109)

Donde Ø = 0.70
Ag = Área bruta de la sección transversal [cm²]
k = Factor de longitud efectiva:
Para muros arriostrados arriba y abajo contra traslación lateral y además:
Restringidos al giro en uno o en ambos extremos, (arriba y/o abajo)
k = 0.8
Libres para girar arriba y abajo k = 1.0
Para muros no arriostrados contra traslación lateral k = 2.0
lv = Distancia libre vertical entre soportes laterales [cm]
t = Espesor total del muro [cm]

5.47.1.2. El espesor de muros de carga diseñados por el método empírico, no debe ser menor que 1/25 del menor entre la distancia libre vertical entre soportes laterales lv y la longitud horizontal del muro lw.

CAPÍTULO 5.48 ELEMENTOS DE BORDE

5.48.1 En muros de hormigón armado en edificios de pórticos, se deben colocar elementos de borde en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales, cuando el máximo esfuerzo en la fibra extrema en compresión fcu, producido por las cargas factorizadas que incluyan efectos sísmicos, exceda 0.2·f'c, a menos que todo el muro esté reforzado de tal manera que cumpla los requisitos del Sección 5.45.6. Para calcular fcu se puede usar la siguiente ecuación:

$$f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6 \cdot M_u}{{l_w}^2 \cdot t}$$

(Ec.110)

Donde:
Pu = Fuerza axial debida a las cargas factorizadas que incluyan cargas sísmicas [kg]
Mu= Momento en el plano del muro debido a las cargas factorizadas que incluyan cargas sísmicas [kg.cm]
Ag= Área bruta de la sección transversal [cm²]
lw= Longitud horizontal del muro [cm]
t = Espesor del muro [cm]

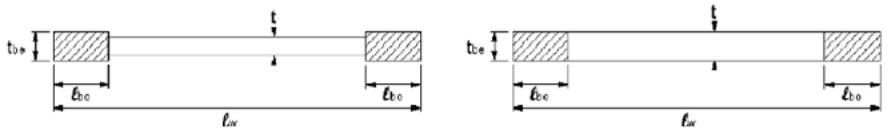
5.48.1.1 Los elementos de borde se pueden descontinuar cuando el esfuerzo de compresión calculado en la fibra extrema fcu sea menor que 0.15·f'c .

5.48.1.2 Los elementos de borde, cuando se requieran, deben cumplir los siguientes requerimientos:

a) El espesor de los elementos de borde tbe no debe ser menor que 1/16 de la distancia libre vertical entre soportes laterales lv o el espesor t del muro.

b) Los elementos de borde deben tener una dimensión lbe en la dirección del muro no menor de 30 cm.

FIGURA 5.48 ELEMENTOS DE BORDE



c) Los elementos de borde se deben diseñar para resistir todas las fuerzas y momentos que actúan en el muro, incluyendo cargas gravitacionales, vivas y debidas al sismo. Las fuerzas actuando en los elementos de borde se pueden calcular usando las siguientes ecuaciones:

Compresión:

$$P_{cu} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{(l_w - l_{be})}$$

(Ec.111)

Tracción:

$$P_{tu} = \frac{P_u}{2} - \frac{M_u}{(l_w - l_{be})} \leq 0$$

(Ec.112)

d) El refuerzo longitudinal de los elementos de borde se debe diseñar usando las ecuaciones (80) o (81), para compresión y (83) para tracción. En las ecuaciones (80) y (81) el valor de Ag corresponde al área del elemento de borde.

e) La armadura longitudinal en los elementos de borde debe cumplir con lo indicado en el Sección 5.44.1 y Sección 5.44.2.

f) Los elementos de borde deben tener la armadura transversal indicada para columnas en la sección 5.45.3, sección 5.45.4 y sección 5.45.3, excepto que la ecuación (100) no tiene que ser aplicada.

g) Cuando los elementos de borde sean también columnas de un pórtico, deben ser diseñados como columnas según el Título 7, sumando a las fuerzas interiores obtenidas del análisis del pórtico, las fuerzas de tracción y compresión provenientes del muro.

5.48.1.3 Cuando no se requiera de elementos de borde según lo indicado en el sección 5.51.1, se deberá cumplir lo siguiente:

- Si la cuantía de refuerzo longitudinal en un extremo del muro es mayor que 28/fy, se debe disponer en el extremo del muro un refuerzo transversal que cumpla con lo indicado en los sección 5.45.3 y 5.51.1.2. El espaciamiento del refuerzo transversal en el extremo del muro no debe ser mayor de 20 cm.

CAPÍTULO 5.49 DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE

5.49.1 La fuerza cortante de diseño Vu debe ser la obtenida según el La sección 5.44.1.1.

5.49.1.1 El diseño de las secciónes transversales sometidas a fuerzas cortantes se debe basar en: $Vu \leq Ø \cdot Vn$ (Ec.113)
$Ø \cdot Vn = Ø \cdot (Vc + Vs)$ (Ec.114)

Donde
Vu: Fuerza cortante en la sección debida a las cargas factorizadas,
Vn: Fuerza cortante nominal de rotura de la sección = Vc + Vs
Vc: Fuerza cortante nominal resistida por el hormigón
Vs: Fuerza cortante nominal resistida por el acero
Ø : Factor de reducción de resistencia = 0.60.

5.49.2 FUERZA CORTANTE MÁXIMA. La fuerza cortante nominal de rotura Vn no debe ser mayor que el valor obtenido de la siguiente fórmula:

$$V_{nmax} = 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d_w$$
(Ec.115)

Donde:
t = Espesor del muro [cm]
dw = 0.8· lw (Altura útil de la sección, distancia desde el borde comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura traccionada) [cm]
lw = Longitud horizontal del muro, incluyendo los elementos de borde [cm]
Cuando Vu > Ø·Vn max se deberá aumentar el espesor del muro o la resistencia del hormigón.

5.49.3 FUERZA CORTANTE NOMINAL RESISTIDA POR EL HORMIGÓN Vc. La fuerza cortante nominal resistida por el hormigón se debe calcular con las siguientes fórmulas:

a) Si el muro está sometido a compresión:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d_w$$

(Ec. 116)

b) Si el muro está sometido a tracción:

$$V_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{35 \cdot A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d_w \geq 0$$

(Ec.117)

Donde:

Nu = Fuerza axial de tracción (con signo negativo) [kg]

Ag = Área bruta de la sección transversal del muro (incluyendo los elementos de borde) [cm²]

t, dw= Ver Ecuación 140.

5.49.4 FUERZA CORTANTE NOMINAL RESISTIDA POR EL ACERO Vs. La fuerza cortante nominal resistida por el acero se debe calcular con la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_w}{S}$$

(Ec.118)

Donde:

Av= Área de refuerzo de corte horizontal en la distancia vertical s (en todas las camadas de refuerzo). [cm²]

fy = Esfuerzo de fluencia del acero [kg/cm²]

dw= 0.8· lw (Altura útil de la sección, distancia desde el borde comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura traccionada) [cm]

s = Espaciamiento vertical entre barras horizontales [cm]

5.49.5 DISEÑO DE LAS ARMADURAS DE CORTE. Cuando Vu > Ø·Vc, se deberá disponer en la sección armadura de corte suficiente para resistir la fuerza cortante:

Vsd = Vu/Ø - Vc (Ec.119)

5.49.5.1 La armadura de corte horizontal avh [cm²/m] requerida por metro de longitud vertical (s = 100 cm) será:

$$a_{vh} = \frac{100 \cdot V_{sd}}{f_y \cdot d_w}$$

(Ec.120)

5.49.5.2 La cuantía de la armadura horizontal ρvh requerida para cortante será:

$$\rho_{vh} = \frac{V_{sd}}{f_y \cdot d_w \cdot t}$$

(Ec.121)

5.49.5.3 La cuantía de la armadura vertical no debe ser menor que la cuantía de la armadura horizontal.

CAPÍTULO 5.50 DETALLES DEL REFUERZO

5.50.1 El refuerzo vertical y horizontal debe consistir en una o dos camadas de barras corrugadas o malla electrosoldada, colocadas paralelas a las caras del muro, respetando los recubrimientos mínimos indicados en el La sección 5.7.2.

5.50.2 NÚMERO DE CAMADAS DE REFUERZOS. Se deben disponer dos camadas de refuerzo, cada una con refuerzo vertical y horizontal, cuando se presente cualquiera de los casos siguientes:

a) El espesor del muro es más de 25 cm
b) La cuantía de refuerzo vertical ρv excede 0.01
c) La fuerza cortante Vu es mayor que el valor Ø·Vc, con Vc calculado según el Sección 305

CAPÍTULO 5.51 REFUERZO VERTICAL.

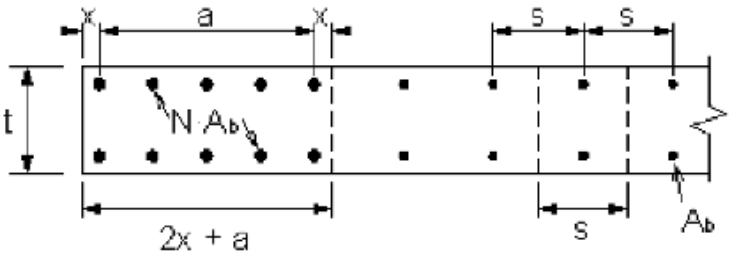
5.51.1. CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía de refuerzo vertical ρv referida al área bruta de hormigón, no debe ser menor que 0.0025.

5.51.2 CUANTÍA MÁXIMA. La cuantía de refuerzo vertical ρv referida al área bruta de hormigón, no debe ser mayor que 0.06.

5.51.2.1 Cuando la cuantía ρv sea mayor que 0.01, el refuerzo vertical debe estar encerrado por estribos, según lo indicado para las columnas en el Sección 5.45.3, Sección 5.45.4, Sección 5.45.5, Sección 5.45.6, y Sección 5.45.7.

5.51.2.2 El espaciamiento máximo del refuerzo debe ser tres veces el espesor del muro, pero no más de 30 cm.

FIGURA 5.51
CÁLCULO DE LA CUANTÍA EN MUROS



$$\rho = \frac{N \cdot A_b}{t \cdot (2x + a)} \qquad \rho = \frac{2 \cdot A_b}{t \cdot s}$$

5.51.2.3. En los extremos superior e inferior (en las zapatas) del muro, el refuerzo vertical se debe anclar con ganchos estándares según lo indicado en el Sección 5.7.1b.

5.51.2.4 Los solapes de las barras se deben hacer según lo indicado en el Capítulo II, Sección II, Articulo 5.8. Se permite empalmar el 100% de las barras verticales en cualquier sección, excepto en la unión del muro con los entrepisos.

CAPÍTULO 5.52 REFUERZO HORIZONTAL

5.52.1. CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía de refuerzo horizontal ρh referida al área bruta de hormigón, no debe ser menor que 0.0025.

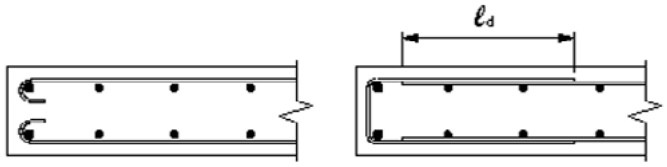
5.52.1.1. El espaciamiento máximo del refuerzo debe ser tres veces el espesor del muro, pero no más de 30 cm.

5.52.1.2. El refuerzo horizontal de los muros que tengan elementos de borde, se debe anclar dentro del núcleo confinado del elemento de borde, de tal manera que sea capaz de resistir el fy del refuerzo transversal. No debe haber solapes del refuerzo horizontal dentro de los elementos de borde.

5.52.1.3. Los solapes de las barras se deben hacer según lo indicado en el Título II, Capítulo II, Sección 5.8. Se permite empalmar el 100% de las barras horizontales en cualquier sección, excepto en la intersección de dos muros.

5.52.1.4 Las barras de refuerzo transversal que terminan en los extremos de los muros deben tener ganchos estándares que abracen el acero longitudinal de la esquina o el refuerzo vertical en el extremo debe estar abrazado por estribos en forma de U, de barras del mismo diámetro y espaciamiento del refuerzo horizontal del muro, y empalmado con éste (Véase Fig. 5.52).

FIGURA 5.52 EXTREMOS DE MUROS



5.52.1.5. Además del refuerzo mínimo requerido por el Sección 5.54.1. y Sección 5.55.1, se deben colocar al menos dos barras ø3/4" (No. 6) en todos los extremos de los muros, y alrededor de los huecos para ventanas y puertas, en dirección paralela a los lados del hueco o en forma diagonal. Esas barras se deben anclar, según lo indicado en Sección 5.7.1a.

CAPÍTULO 5.53 VIGAS DE ACOPLAMIENTO

5.53.1. Las vigas de acoplamiento son vigas de gran peralte, cuyas solicitaciones principales son fuerza cortante y momento flexor, que se usan para conectar muros, con el fin de aportar rigidez y disipación de energía a la estructura. Deben cumplir los siguientes requisitos:

a) Las vigas de acoplamiento con ln/h ≥ 4 se deben diseñar de acuerdo con los requisitos del Título V, Vigas.

b) Las vigas de acoplamiento con ln/h < 4 se pueden reforzar utilizando dos grupos de barras que se interceptan en diagonal, simétricas respecto al centro del vano.

c) Las vigas de acoplamiento con ln/h < 2, y con la fuerza cortante debida a las cargas factorizadas Vu, mayor que $1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot h$, deben ser reforzadas utilizando dos grupos de barras que se interceptan en diagonal, simétricas respecto al centro del vano, a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acoplamiento no perjudican la capacidad de resistir cargas verticales de la estructura, la evacuación de la edificación o la integridad de los componentes no estructurales y sus conexiones a la estructura.

d) Las vigas de acoplamiento reforzadas con dos grupos de barras que se interceptan en diagonal, simétricas respecto al centro del vano, deben cumplir los siguientes requerimientos:

i) Cada grupo de refuerzo en diagonal debe consistir en un mínimo de cuatro barras ensambladas en un núcleo cuyas dimensiones medidas al exterior del refuerzo transversal deben ser no menores que bw/2 en sentido perpendicular al plano de la viga, y no menores que bw/5 en el plano de la viga, perpendicular a las barras diagonales.

ii) Se debe demostrar que la fuerza cortante debida a las cargas factorizadas Vu es menor o igual que Ø·Vn, con Ø = 0.85. La fuerza cortante nominal de rotura de la sección Vn se debe calcular con:

$$V_n = 2 \cdot A_{vd} \cdot f_y \cdot (\alpha) \leq 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h$$

(Ec. 122)

Donde:

Avd = Área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales [cm²]

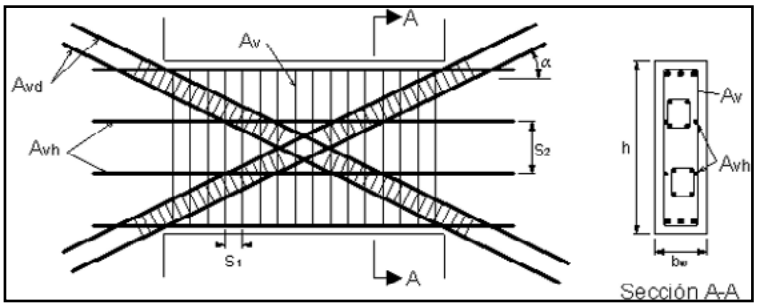
α = Ángulo entre el refuerzo diagonal y el eje longitudinal de la viga de acoplamiento

bw = Ancho de la viga [cm] h = Altura de la viga [cm]

iii) Cada grupo de barras diagonales debe estar encerrado por un refuerzo transversal que cumpla con los requisitos del Sección 5.45.2g y Sección 5.45.6. El valor de Ag en las ecuaciones (98) y (100) se debe obtener asumiendo que el recubrimiento según el Capitulo II, Sección III, está por fuera de los estribos en los cuatro lados del grupo de barras diagonales.

iv) Las barras diagonales se deben anclar en los muros según el Capitulo II, Sección II, Articulo 5.7.

FIGURA 5.53
VIGA DE ACOPLAMIENTO



v) El refuerzo en diagonal se puede incluir en el cálculo de la resistencia nominal a la flexión Mn de la viga de acoplamiento.

vi) Se debe colocar refuerzo paralelo y transversal al eje longitudinal, que cumpla los siguientes requisitos:

1. El área de refuerzo de corte perpendicular al eje del elemento Av, no debe ser menor que 0.0025·bw·s1, y s1 no debe ser mayor que d/5 o 30 cm.

2. El área de refuerzo de corte paralelo al eje del elemento Avh, no debe ser menor que 0.0015·bw·s2, y s2 no debe ser mayor que d/5 o 30 cm.

CAPÍTULO 5.54 ZAPATAS

5.54.1 CONSIDERACIONES GENERALES

5.54.1.1. El alcance de este Reglamento es exclusivamente para el caso de fundaciones superficiales directas. En el caso de que sea necesario fundar sobre pilotes u otro tipo de cimentaciones profundas, el análisis y diseño se deberán hacer según los códigos, guías, reglamentos y especificaciones más recientes del Instituto Americano del Hormigón – (ACI) (American Concrete Institute).

5.54.1.1.1. Se debe demostrar que la zapata es capaz de transferir al suelo las combinaciones de cargas verticales y laterales más desfavorables, dentro de los límites de los esfuerzos admisibles del terreno de fundación.

5.54.1.1.2. Las combinaciones de cargas de servicio para la verificación de los esfuerzos sobre el terreno se deben hacer usando los factores y combinaciones indicados en el Título III, Capítulo III.

5.54.1.1.3 El cálculo de los esfuerzos en el terreno para verificación de los esfuerzos admisibles, se debe hacer incluyendo las cargas debidas al peso propio de la fundación, el peso del material de relleno y cualquier otra carga viva o muerta que actúe sobre el área de la fundación.

5.54.1.1.4. Para el diseño de hormigón armado se deben usar los factores y combinaciones indicados en el Título III, Capítulo II.

5.54.1.1.5. Los esfuerzos en el terreno para el cálculo de las fuerzas interiores Mu y Vu para diseño, deben ser debidos a las cargas factorizadas, sin incluir ni el peso propio de la zapata ni las cargas que actúen directamente sobre ella, excepto cuando se presenta el caso indicado en la sección 5.57.1.2.

5.54.1.1.6. Los cimientos se diseñarán de tal modo que cualquier asentamiento que se pueda producir sea lo más uniforme posible para la estructura, especialmente por lo que se refiere a las acciones horizontales.

5.54.1.1.7. Las zapatas deberán descansar, en todos los casos, sobre superficies horizontales.

CAPÍTULO 5.55 ESFUERZOS EN EL TERRENO

5.55.1. El esfuerzo admisible del terreno qa se debe determinar aplicando los principios de la mecánica de suelos y de acuerdo con los requisitos del "Reglamento de Geotecnia", de manera que no se sobrepase la capacidad de soporte del terreno de fundación, y los asentamientos totales y diferenciales esperados estén dentro de lo admisible.

5.55.1.1 En las combinaciones de cargas que incluyan los efectos de cargas de muy corta duración, como viento o sismo, se permite aumentar en 1/3 el esfuerzo admisible del terreno qa.

5.55.1.2. Para el cálculo de los esfuerzos en el terreno, se puede suponer que la zapata es infinitamente rígida y el suelo es perfectamente elástico, lo que produce una distribución lineal de esfuerzos en el terreno.

CAPÍTULO 5.56. ZAPATAS AISLADAS PARA COLUMNAS

5.56.1. DIMENSIONES MÍNIMAS. No se deben sobrepasar los límites definidos a continuación:

a) Profundidad mínima: La profundidad del nivel de fundación de una zapata no debe ser menor de 30 cm por debajo del nivel superior del estrato de terreno con la capacidad de soporte para la que se está diseñando, a menos que el reporte de mecánica de suelos indique otro valor.

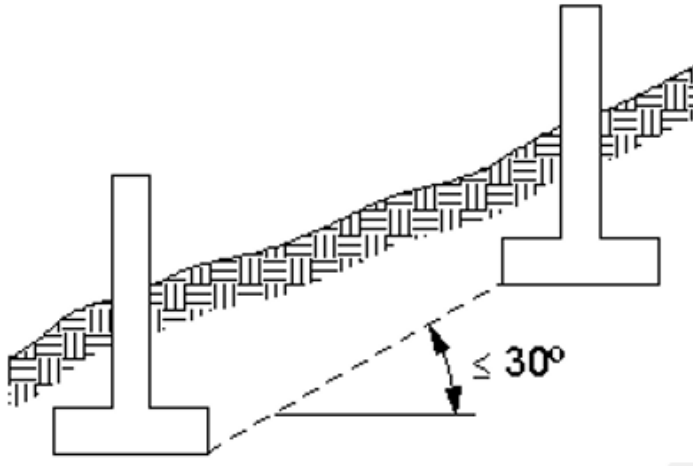
b) Área mínima: La mínima dimensión de la zapata en planta debe ser 1.00 m.

c) Espesor mínimo: El espesor total de una zapata aislada no debe ser menor de 30 cm. El recubrimiento mínimo de la camada inferior debe ser 7.5 cm. (Ver el Sección 5.9.2.).

d) En zapatas que soportan columnas sometidas a fuerza axial y flexión, la zapata debe tener el espesor suficiente para anclar las armaduras traccionadas de la columna con un gancho estándar de 90º, según se indica en la sección 5.7.1.b.

e) En zapatas aisladas sobre suelos granulares, la línea que une los bordes inferiores de zapatas adyacentes no debe formar un ángulo de más de 30ºcon la horizontal, a menos que el reporte de mecánica de suelos indique otro valor (Véase Fig. 5.56.1).

FIGURA 5.56.1 ZAPATAS EN PENDIENTE



f) Zapatas para columnas circulares: Para la ubicación de las secciónes críticas para el cálculo de los momentos y fuerzas cortantes para el diseño, las columnas de sección circular se pueden tratar como columnas cuadradas con la misma área transversal.

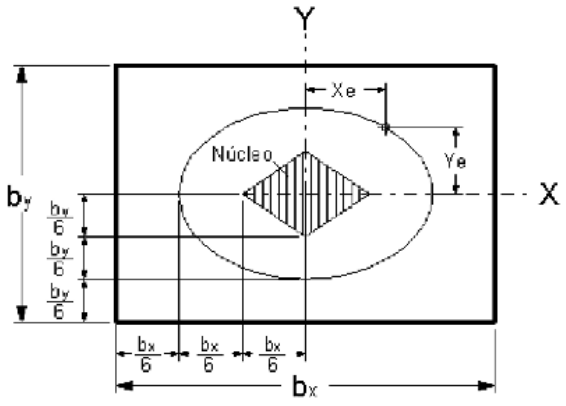
5.56.2 CONDICIONES DE ESTABILIDAD. En los casos de carga que involucren solamente cargas permanentes (peso propio), la resultante de todas las cargas (sin factorizar) debe caer dentro del núcleo del área de la zapata; o sea, que toda el área de la zapata debe estar comprimida.

5.56.3. En los casos de carga que involucren cargas no permanentes (viva, viento o sismo), la resultante de todas las cargas (sin factorizar) puede caer fuera del núcleo del área de la zapata, siempre y cuando por lo menos el 50% del área de la zapata esté comprimida. En zapatas rectangulares la resultante debe caer dentro del área delimitada por la Ec. (123). (Véase Fig. 5.56.2).

$$\left(\frac{X_e}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{Y_e}{b_y}\right)^2 = \frac{1}{9}$$

(Ec.123)

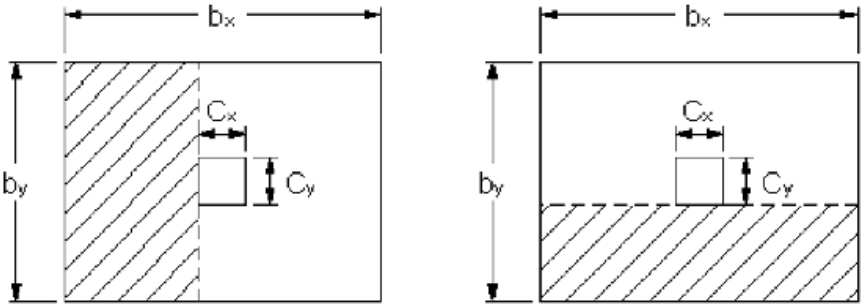
FIGURA 5.56.2
ÁREA DE LA ZAPATA DONDE DEBE CAER LA RESULTANTE PARA CARGAS NO PERMANENTES



SECCIÓN 5.57
DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN

5.57.1 SECCIÓN CRÍTICA. La sección crítica para el cálculo de los momentos para el diseño de las armaduras de flexión es en la cara de la columna o pedestal. (Véase Fig.5.57.1). En zapatas que soporten columnas metálicas con una placa metálica en el extremo, la sección critica pasa por el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa.

FIGURA 5.57.1
SECCIÓN CRÍTICA PARA MOMENTOS



5.57.1.1. El momento positivo para el diseño de las armaduras de flexión en cada dirección debe ser el momento con respecto a la sección crítica, de la resultante de los esfuerzos actuando en el área sombreada.

5.57.1.2. Cuando el eje neutro cae dentro del área de contacto de la zapata con el terreno, se debe diseñar una armadura superior en ambas direcciones para resistir el momento negativo debido al peso propio de la zapata y todas las cargas que actúen sobre ella, como si la zapata estuviera en voladizo, empotrada en el plano de la sección critica para momentos.

5.57.1.3 El cálculo de las armaduras se debe hacer para cada dirección con su altura útil correspondiente, según lo indicado en las Sección 5.25.24 o Sección 5.25.25.

5.57.2. CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía del refuerzo principal en cada dirección referida al área bruta de la sección ($\rho t = Ast / b \cdot h$) debe ser mayor o igual a la requerida por retracción y temperatura, según el Sección 5.37.4.

5.57.3. CUANTÍA MÁXIMA. La cuantía de la armadura traccionada, $\rho = As / (b \cdot d)$ debe cumplir con lo especificado en la Sección 5.25.26, y no debe ser mayor que los valores de ρmax dados en la Tabla 5.21.6.1. Si se requiere por el diseño de una cuantía mayor que la máxima, se deberá aumentar el espesor de la zapata.

5.57.3.1 Todas las barras de refuerzo, tanto de la camada inferior como de la superior si la hubiere, deben terminar con ganchos estándares de 90º, como se indica en el Sección 5.6.5.b.

5.57.3.2. En zapatas cuadradas, el refuerzo se debe distribuir uniformemente en el ancho total de la zapata en cada dirección.

5.57.3.3. En zapatas rectangulares, el refuerzo se debe distribuir como sigue:

a) El refuerzo en la dirección larga se debe distribuir en el ancho total de la zapata.

b) Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total Astot, dada por la Ec. 124, se debe distribuir uniformemente en una franja centrada sobre el eje de la columna o pedestal, de un ancho igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta se debe distribuir uniformemente en las zonas por fuera de la franja central.

$$A_{sfc} = \frac{2}{\beta_z + 1} \cdot A_{stot}$$

(Ec.124)

Donde
Asfc = Armadura de la franja central
Astot = Armadura total en la dirección corta
βz = Relación de lado largo a lado corto de la zapata

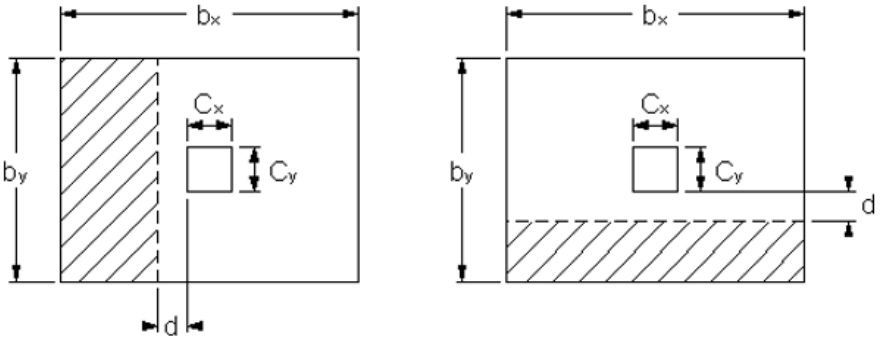
5.57.4. SEPARACIÓN MÁXIMA. La separación de las barras de refuerzo no debe ser mayor que 30 cm.

SECCIÓN 5.58 VERIFICACIÓN AL CORTE COMO VIGA

5.58.1 SECCIÓN CRÍTICA. La sección crítica para el cálculo de la fuerza cortante es a una distancia d, de la cara de la columna o pedestal. (Véase Fig. 5.58.1.1).

5.58.1.1 La fuerza cortante Vu en cada dirección debe ser el resultante de los esfuerzos actuado en el área sombreada. (Véase Fig. 5.58.1.1)

FIGURA 5.58.1.1
SECCIÓN CRÍTICA PARA CORTANTE COMO VIGA



5.58.1.2. La fuerza cortante Vu debe ser menor que la fuerza cortante que puede resistir el hormigón Ø·Vc, donde Ø = 0.75 y

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

(Ec.125)

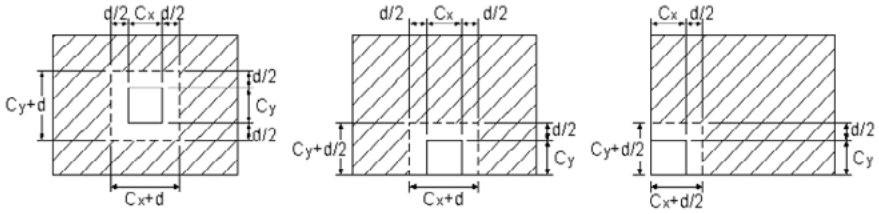
Donde:
f'c = Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm²]
b = Dimensión bx o by de la zapata según el caso analizado [cm]
d = Altura útil correspondiente al caso analizado [cm]
Si se tiene que Vu > Ø·Vc se debe aumentar el espesor de la zapata.

CAPÍTULO 5.59 VERIFICACIÓN AL CORTE COMO LOSA (PUNZONADO)

5.59.1. SECCIÓN CRÍTICA. La sección crítica para el cálculo de la fuerza cortante es un cuadrado o rectángulo a una distancia d/2 de las caras de la columna o pedestal. (Véase Fig. 5.59.1

5.59.1.1. La fuerza cortante Vu debe ser la resultante de los esfuerzos actuando en el área sombreada, por fuera de la sección crítica. (Véase Fig. 5.59.1)

FIGURA 5.59.1
SECCIÓN CRÍTICA PARA CORTANTE COMO LOSA (PUNZONADO)



5.59.1.2 La fuerza cortante Vu debe ser menor que la fuerza cortante que puede resistir el hormigón Ø·Vc, donde Ø = 0.75 y Vc debe ser el menor de los valores obtenidos con las ecuaciones (a), (b) o (c).

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.06}{\beta_c}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_p$$

(Ec.126)

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d_p}{b_o} + 0.53\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_p$$

(Ec.127)

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_p$$

(Ec.128)

Donde:

f'c = Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm²]

bo = Longitud del perímetro de la sección critica (Véase Fig. 43) [cm]

dp = Altura útil promedio de las dos direcciones [cm]

ßc = Relación de la dimensión máxima sobre la dimensión mínima de la columna

αs = 10.6 para columnas interiores, 8.0 para columnas de borde y 5.3 para columnas de esquina.

Si se tiene que Vu > Ø·Vc se debe aumentar el espesor de la zapata.

ADED

CAPÍTULO 5.60 ZAPATAS PARA MUROS

5.60.1 DIMENSIONES MÍNIMAS. No se deben sobrepasar los límites definidos a continuación:

a) Profundidad mínima: La profundidad del nivel de fundación de una zapata no debe ser menor de 25 cm por debajo del nivel superior del estrato de terreno con la capacidad de soporte para la que se está diseñando, a menos que el reporte de mecánica de suelos indique otro valor.

b) El ancho de la zapata no debe ser menor que tres veces el espesor del muro que está soportando.

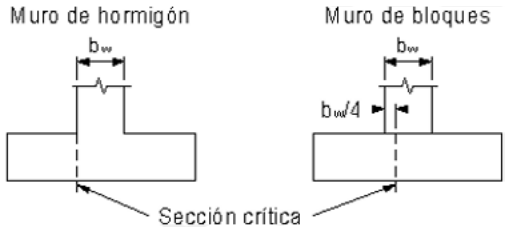
c) El espesor total de la zapata no debe ser menor de 25 cm. El recubrimiento mínimo de la camada inferior debe ser 7.5 cm (Ver el Sección 5.9.2).

d) En zapatas de muros sometidos a flexión en su plano, la zapata debe tener el espesor suficiente para anclar las armaduras traccionadas en los extremos del muro, con un gancho estándar de 90ºsegún se indica en el Sección 5.7.1.b.

CAPÍTULO 5.61 DISEÑO DE ARMADURAS DE FLEXIÓN

5.61.1 SECCIÓN CRÍTICA. La sección crítica para el cálculo de los momentos para el diseño de las armaduras de flexión es en la cara del muro, si es un muro de hormigón, o en la mitad de la distancia entre el centro y la cara del muro, si es un muro de bloques. (Véase Fig. 5.61.1)

FIGURA 5.61.1
SECCIÓN CRÍTICA PARA MOMENTOS

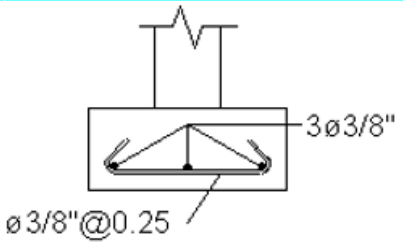


5.61.1.1. El momento positivo para el diseño de las armaduras de flexión debe ser el momento con respecto a la sección crítica, de la resultante de los esfuerzos actuando desde la sección crítica hasta el borde exterior próximo de la zapata, en la longitud de 1 m.

5.61.1.2. En zapatas de muros sometidos a flexión en su plano, donde el eje neutro esté dentro del área de la zapata, se debe disponer una armadura superior en ambas direcciones, de la misma cantidad y espaciamiento que la armadura inferior.

5.61.2. CUANTÍA MÍNIMA. La cuantía del refuerzo principal en cada dirección referida al área bruta de la sección (ρt = Ast b·h) debe ser mayor o igual a la requerida por retracción y temperatura, según el Sección 5.37.4. En ningún caso, se dispondrá una armadura menor que la indicada en la Fig. 5.61.2

FIGURA 5.61.2
ARMADURA MÍNIMA DE ZAPATAS DE MUROS



5.61.3. CUANTÍA MÁXIMA. La cuantía de la armadura traccionada, ρ = As / (b·d) debe cumplir con lo especificado en la sección 5.2.15, y no debe ser mayor que los valores de ρmax dados en la Tabla 5.21.6.1. Si se requiere por el diseño de una cuantía mayor que la máxima, se deberá aumentar el espesor de la zapata.

5.61.3.1. Todas las barras de refuerzo, tanto de la camada inferior como de la superior si la hubiere, deben terminar con ganchos estándares, como se indica en el La sección 5.4.5.

CAPÍTULO 5.62 VERIFICACIÓN AL CORTE COMO VIGA

5.62.1 SECCIÓN CRÍTICA. La sección crítica para el cálculo de la fuerza cortante en zapatas de muros es en la cara del muro.

5.62.1.1 La fuerza cortante Vu debe ser la resultante de los esfuerzos actuando desde la sección crítica hasta el borde exterior próximo de la zapata, en la longitud de 1 m.

5.62.1.2 La fuerza cortante Vu debe ser menor que la fuerza cortante que puede resistir el hormigón Ø·Vc, donde Ø = 0.75 y

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot 100$$

Donde:
f'c = Esfuerzo nominal de rotura del hormigón [kg/cm²]
d = Altura útil [cm]
Si se tiene que Vu > Ø·Vc se debe aumentar el espesor de la zapata

CAPÍTULO 5.63 ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE FUNDACIÓN (PLATEAS)

5.63.1 Las zapatas que soportan más de una columna, pedestal o muro (zapatas combinadas o losas de fundación), se deben dimensionar para resistir las cargas factorizadas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados establecidos en este Reglamento.

5.63.1.1 El método de análisis de losas del Capítulo VI, de este Reglamento, puede ser utilizado en el diseño de zapatas combinadas y plateas, si se cumplen las limitaciones indicadas en él, y teniendo presente que las cargas verticales sobre las losas van a actuar hacia arriba, por lo que la posición de las armaduras será invertida.

5.63.1.2 La distribución de esfuerzos del suelo bajo zapatas combinadas y losas de fundación debe ser consistente con las propiedades del suelo y de la

estructura, con los principios establecidos de la mecánica de suelos, y con los requisitos del Reglamento de Geotecnia.

5.63.1.3 Las vigas de las losas de fundación que llegan a elementos del sistema de resistencia sísmica de la estructura, deben cumplir los mismos requisitos que se exigen para vigas del sistema de resistencia sísmica.

CAPÍTULO 5.64 VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO

5.64.1 Las vigas de arriostramiento tienen las siguientes funciones:

a) Hacer el asentamiento del edificio más uniforme, al permitir la redistribución de las cargas en las zapatas, reduciendo la posibilidad de ocurrencia de asentamientos diferenciales.

b) Servir de unión entre zapatas combinadas, distribuyendo los momentos debidos a zapatas excéntricas, o momentos transmitidos por las columnas o muros a las zapatas

c) Sísmico: Formar un diafragma al nivel de fundación que impida los movimientos diferenciales horizontales entre las columnas y muros.

5.64.1.1 Todos los elementos de cimentación, tales como: zapatas, dados de pilotes, pilas, cajones de fundación, etc., se deben amarrar por medio de vigas de arriostramiento (función tipo "c").

5.64.2 CARGAS. Las solicitaciones, dimensiones y refuerzo de las vigas de arriostramiento dependen de su función principal, con previsiones para las otras funciones secundarias, si las hubiere. Se deben siempre respetar las recomendaciones del informe geotécnico.

5.64.3 ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES. Para reducir los asentamientos diferenciales, las vigas de arriostramiento deberán tener suficiente rigidez y resistencia. Se deberán diseñar para las fuerzas y momentos que se obtengan

de un análisis que tome en consideración las rigideces relativas de las zapatas y el suelo de fundación. Alternativamente, se podrán diseñar para resistir las siguientes fuerzas y momentos:

$$M_u = \frac{P_u \cdot l}{160}$$

(Ec.130)

$$V_u = \frac{P_u}{80}$$

(Ec.131)

Donde

Pu = Carga vertical factorizada del elemento más cargado de los dos interconectados [kg]

l = Distancia centro a centro entre los elementos interconectados [cm]

5.64.4 SÍSMICO. La viga de arriostramiento debe actuar como un tensor entre las columnas y muros vecinos. Debe ser capaz de resistir, en tracción y compresión, la siguiente fuerza axial Pur:

Pur = 0.25·Aa·Pu (Ec.132)

5.64.4.1 El diseño se debe hacer según lo indicado en los Secciónes II, VI del Capitulo V y Sección II, Capitulo VII.

5.64.4.2 Dimensiones Mínimas. Las dimensiones de las vigas de arriostramiento se deben establecer en función de las solicitaciones que las afecten, pero su dimensión menor debe ser mayor o igual a l/20, sin necesidad de exceder 50 cm.

5.64.5 DETALLES DEL REFUERZO.

a) REFUERZO LONGITUDINAL. Las vigas de arriostramiento que enlacen dados o zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual se debe anclar con ganchos estándar, según el Sección 5.6.5, en el extremo de la columna o muro exterior del vano final.

b) REFUERZO TRANSVERSAL. Se deben cumplir los requerimientos establecidos en el Sección 5.28.7.

CAPÍTULO 5.65 CONSTRUCCIÓN

5.65.1 ENCOFRADOS Y MOLDES

5.65.1.1 Los encofrados y moldes; así como, las uniones de sus distintos elementos, poseerán una resistencia y rigidez suficientes para garantizar el cumplimiento de las tolerancias dimensionales y para resistir, sin asentamientos ni deformaciones perjudiciales, las acciones de cualquier naturaleza que se puedan producir sobre ellos, como consecuencia del proceso de hormigónado y, especialmente, bajo las presiones del hormigón fresco o los efectos del método de compactación utilizado. Dichas condiciones se deberán mantener hasta que el hormigón haya adquirido la resistencia suficiente para soportar, con un margen de seguridad adecuado, los esfuerzos a que será sometido durante el desencofrado, desmoldeado o descimbrado. Estos elementos se dispondrán de manera que se eviten daños en estructuras ya construidas.

5.65.1.2. Se deberán seguir las recomendaciones de los fabricantes de los puntales y moldes sobre las formas de uso y cargas máximas.

5.65.1.3. Se prohíbe expresamente el empleo de aluminio en moldes que hayan de estar en contacto con el hormigón.

5.65.1.4. Los encofrados y moldes serán lo suficientemente estancos para que, en función del modo de compactación previsto, se impidan pérdidas apreciables de lechada o mortero y se consigan superficies cerradas del hormigón.

5.65.1.5. Los encofrados y moldes de madera se humedecerán para evitar que absorban el agua contenida en el hormigón.

5.65.1.6. Las superficies interiores de los encofrados y moldes aparecerán limpias en el momento del hormigónado, y presentarán las condiciones necesarias para garantizar la libre retracción del hormigón y evitar así la aparición de fisuras en las superficies de las piezas.

5.65.1.7. El empleo de productos para facilitar el desencofrado de las piezas deberá ser expresamente autorizado, en cada caso, por el Supervisor Técnico. Dichos productos no deberán dejar rastros ni tener efectos dañinos sobre la superficie del hormigón, ni deslizar por las superficies verticales o inclinadas de los moldes o encofrados. Por otra parte, no deberán impedir la ulterior aplicación de revestimientos ni la posible construcción de juntas de hormigónado, especialmente, cuando se trate de elementos que, posteriormente, vayan a ser unidos entre sí para trabajar solidariamente.

5.65.1.8. Los productos desencofrantes o desmoldeantes a utilizar se aplicarán en capas continuas y uniformes sobre la superficie interna del encofrado o molde, deberá ser colocado el hormigón durante el tiempo en que estos productos sean efectivos.

CAPÍTULO 5.66 ELABORACIÓN Y COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS

5.66.1 GENERALIDADES. Las armaduras se colocarán exentas de pintura, grasa o cualquier otra sustancia nociva que pueda afectar negativamente al acero, al hormigón o a la adherencia entre ambos. Se dispondrán de acuerdo con las indicaciones del proyecto, sujetas entre sí de manera que no varíe su posición especificada durante el transporte, montaje y hormigónado, y permitan al hormigón envolverlas sin dejar cucarachas.

5.66.1.1 En el caso de que la armadura presente un nivel de oxidación excesivo que pueda afectar a sus condiciones de adherencia, se comprobará que éstas no se han visto significativamente alteradas. Para ello, se procederá a su cepillado mediante cepillo de alambre y se comprobará que la pérdida de peso de la armadura no excede del 1%, y que la altura del corrugado, en el caso de acero corrugado, se encuentra dentro de los límites prescritos en la sección 5.4.1.2.

5.66.1.2 Las armaduras se asegurarán en el interior de los encofrados o moldes contra todo tipo de desplazamiento, deberá ser comprobada su posición antes de proceder al hormigónado.

5.66.1.3 Se autoriza el uso de la técnica de soldadura para la preparación de las armaduras, siempre que la operación se realice de acuerdo con los procedimientos establecidos en la norma "Código de Soldadura Estructural – Acero de Refuerzo" (Structural Welding Code – Reinforcing Steel) AWS D1.4- 92, y se ejecute por soldadores debidamente cualificados.

5.66.1.4 Los estribos de columnas o estribos de las vigas se sujetarán a las barras principales mediante simple atado u otro procedimiento idóneo; está prohibida expresamente la fijación mediante puntos de soldadura una vez situada la armadura en los moldes o encofrados.

5.66.1.5 Se debe evitar el empleo simultáneo de aceros con diferente límite elástico. No obstante, cuando no exista peligro de confusión, se podrán utilizar en un mismo elemento dos tipos diferentes de acero para las armaduras: uno para la armadura principal con barras ø3/4" (No. 6) y ø1" (No. 8) y otro para los estribos con barras ø3/8" (No. 3) y ø1/2" (No. 4).

5.66.2 SEPARADORES. Los recubrimientos mínimos indicados en el Título II, Capítulo III y las separaciones entre las barras de refuerzo se deberán garantizar mediante la disposición de los correspondientes elementos separadores, colocados en obra de acuerdo con las prescripciones de la Tabla 5.66.2.

TABLA 5.66.2 DISPOSICIÓN DE SEPARADORES

ELEMENTO		DISTANCIA MAXIMA
Elementos superficiales horizontales (losas, zapatas y losas de cimentación, etc.)	Emparrillado Inferior	50• d_b ≤100cm
	Emparrillado Superior	50• d_b ≤50cm
Muros	Cada Emparrillado	50• d_h o 50 cm
	Separación entre emparrillados	100 cm
Vigas		100 cm
Soportes		100• d_b ≤200cm
Se dispondrán, al menos, tres planos de separadores por vano, en el caso de las vigas, y por tramo en el caso de los soportes, acoplados a los estribos, (d_b d_b) Diámetro de la armadura a la que se acople el separador		

BORR

5.66.2.1 Estos calzos o separadores deberán estar constituidos por materiales resistentes a la alcalinidad del hormigón, y no inducir corrosión de las armaduras. Deben ser al menos tan impermeables al agua como el hormigón, y ser resistentes a los ataques químicos a que éste se puede ver sometido.

5.66.2.2 Independientemente de que sean provisionales o definitivos, deberán ser de hormigón, mortero, plástico rígido o material similar y haber sido específicamente diseñados para este fin.

5.66.2.3 Cuando se utilicen separadores constituidos con material que no contenga hormigón, aquellos deberán, para asegurar su buen enlace con el hormigón de la pieza, presentar orificios cuya sección total sea al menos equivalente al 25% de la superficie total del separador.

5.66.2.4 Se prohíbe el empleo de madera; así como, el de cualquier material residual de construcción, aunque sea ladrillo u hormigón. En el caso de que puedan quedar vistos, se prohíbe asimismo el empleo de materiales metálicos.

5.66.3 DOBLADO DE LAS ARMADURAS. Las armaduras pasivas se doblarán de acuerdo a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío, mediante métodos mecánicos, con velocidad constante, y con la ayuda de mandriles, de modo que la curvatura sea constante en toda la zona. El diámetro mínimo de doblado de una barra debe ser el indicado en la Sección 5.6.4.

5.66.3.1 Si fuera imprescindible realizar desdoblados en obra, como, por ejemplo, en el caso de algunas armaduras en espera, éstos se realizarán de acuerdo con procesos o criterios de ejecución que aseguren que no se produzcan fisuras o fracturas en las mismas. En caso contrario, se procederá a la sustitución de los elementos dañados. Si la operación de desdoblado fuera realizada en caliente, deberán ser adoptadas las medidas adecuadas para no dañar el hormigón con las altas temperaturas.

5.66.3.2 Se prohíbe el "jinqueteado" de las barras longitudinales de las vigas y columnas.

5.66.4 DISTANCIAS ENTRE BARRAS DE ARMADURAS. La disposición de las armaduras pasivas debe ser tal que permita un correcto hormigónado de la pieza, de manera que todas las barras o grupos de barras queden perfectamente envueltos por el hormigón; tendrá en cuenta, en su caso, las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

5.66.4.1 Cuando las barras se coloquen en capas horizontales separadas, las barras de cada capa se deberán situar verticalmente una sobre otra, de manera que el espacio entre las columnas de barras resultantes permita el paso de un vibrador interno.

5.66.5 BARRAS AISLADAS. La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas, salvo lo indicado en la sección 5.66.6, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

a) Dos centímetros
b) El diámetro de la mayor
c) 1.25 veces el tamaño máximo del agregado (ver el Sección 5.5.5.)

5.66.6 GRUPOS DE BARRAS. Se llama grupos de barras a dos o más barras corrugadas puestas en contacto, que cumplan con los requisitos del Capítulo II, Sección IV.

5.66.6.1 En los grupos de barras, para determinar las magnitudes de los recubrimientos y las distancias libres a las armaduras vecinas, se considerará como diámetro de cada grupo el de la sección circular de área equivalente a la suma de las áreas de las barras que lo constituyan. Los recubrimientos y distancias libres se medirán a partir del contorno real del grupo.

5.66.7 ANCLAJE DE LAS ARMADURAS. Los anclajes extremos de las barras se deberán hacer por los procedimientos normalizados indicados en el Capítulo II,

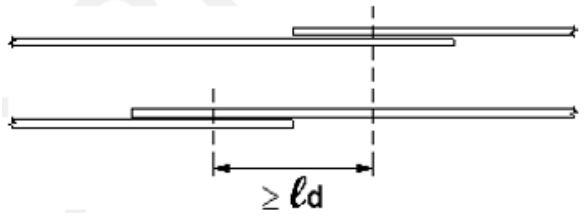
Sección II, Articulo 5.7, o por cualquier otro procedimiento mecánico, garantizado mediante ensayos, que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste.

5.66.8 EMPALME DE LAS ARMADURAS. Los empalmes entre barras se deben diseñar de manera que la transmisión de fuerzas de una barra a la siguiente quede asegurada, sin que se produzcan descascaramientos o cualquier otro tipo de daño en el hormigón próximo a la zona de empalme, según lo especificado en el Capítulo II, Sección II, Articulo 5.8.

5.66.8.1 No se dispondrán más que aquellos empalmes indicados en los planos y los que autorice el Supervisor Técnico. Se procurará que los empalmes queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga. En columnas, sólo se permite hacer empalmes en la mitad central de la longitud del elemento.

5.66.8.2 Los empalmes se podrán realizar por solape o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen permanentemente una resistencia a la rotura no inferior a la de la menor de las 2 barras empalmadas, y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0.1 mm, para cargas de servicio (situación poco probable).

FIGURA 5.66.8

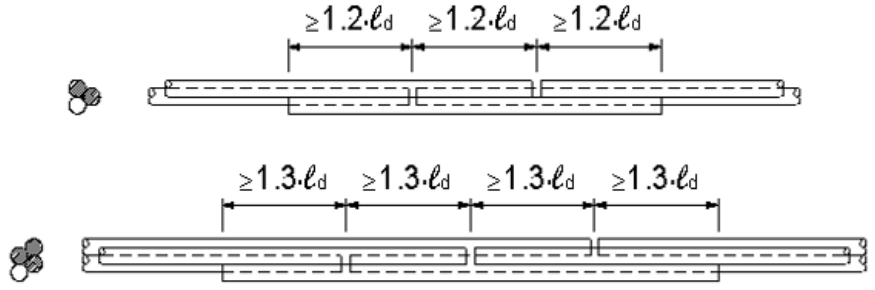


5.66.8.3 Como norma general, los empalmes de las distintas barras de una pieza, se distanciarán unos de otros, de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a ld (Fig. 46).

5.66.9 EMPALMES POR SOLAPE. Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de otra, dejando una separación entre ellas de 4·db como máximo. La longitud de solape ld será la indicada en el Título II, Capítulo II, Sección 2.

5.66.10 EMPALME POR SOLAPE DE GRUPOS DE BARRAS. Para el empalme por solape de un grupo de barras, se añadirá una barra suplementaria en toda la zona afectada por los empalmes de diámetro, igual al mayor de las que forman el grupo. Cada barra se colocará enfrentada a tope a aquélla que va a empalmar. La separación entre los distintos empalmes y la prolongación de la barra suplementaria será de 1.2·ld o 1.3·ld, según sean grupos de dos o tres barras (Fig. 47). Se prohíbe el empalme por solape en los grupos de cuatro barras.

FIGURA 5.66.10



5.66.11 EMPALMES POR SOLAPE DE MALLAS ELECTROSOLDADAS

a) Se deberá cumplir con lo especificado en el Sección 5.8.2.

b) Se procurará situar los solapes en zonas donde las tensiones de la armadura no superen el 80% de las máximas posibles. La proporción de elementos que pueden ser solapados será del 100%, si se dispone una sola capa de mallas, y del 60%, si se disponen varias capas. En este caso, la distancia mínima entre solapes deberá ser de 50 cm.

5.66.12 EMPALMES POR SOLDADURA

a) Los empalmes por soldadura se deberán realizar de acuerdo con los procedimientos de soldadura descritos en la norma "Código de Soldadura Estructural – Acero de Refuerzo" (Structural Welding Code – Reinforcing Steel) AWS D1.4-92, y ser ejecutados por operarios debidamente cualificados.

b) Las superficies a soldar se deberán encontrar secas y libres de todo material que pudiera afectar la calidad de la soldadura.

c) Queda expresamente prohibida la soldadura de armaduras galvanizadas o con recubrimientos epóxicos.

d) No se podrán disponer empalmes por soldadura en los tramos de fuerte curvatura del trazado de las armaduras.

e) Las soldaduras a tope de barras de distinto diámetro se podrán realizar siempre que la diferencia entre diámetros sea inferior a 3 milímetros.

f) No se podrán realizar soldaduras en períodos de intenso viento o cuando esté lloviendo, a menos que se adopten las debidas precauciones, tales como: la disposición de pantallas o cubiertas protectoras, y se proteja adecuadamente la soldadura para evitar un enfriamiento rápido.

5.66.13 EMPALMES MECÁNICOS

a) Los empalmes realizados mediante dispositivos mecánicos de unión se deberán realizar de acuerdo con los procedimientos establecidos por los fabricantes.

b) Los dispositivos de empalme deberán tener, al menos, la misma capacidad resistente que la menor de las barras que se empalmen y no presentar un desplazamiento relativo mayor que 0.1 mm, bajo la tensión de servicio.

c) Se admite concentrar la totalidad de estos empalmes en una misma sección siempre y cuando no afecte a la colocación del hormigón.

5.66.14 TOLERANCIAS EN LA COLOCACIÓN DEL REFUERZO. El acero de refuerzo se debe colocar y apoyar cuidadosamente, de acuerdo con las medidas indicadas en los planos y las tolerancias que se indican en la Tabla 5.66.14.1; además, se debe asegurar adecuadamente para evitar que se mueva al colocar o vibrar el hormigón.

5.66.14.1 La variación de la altura útil d o del recubrimiento en losas, vigas, muros y columnas no debe exceder las tolerancias que se dan en la Tabla 5.66.14.1.

TABLA 5.66.14.1
TOLERANCIAS EN ALTURA ÚTIL Y RECUBRIMIENTO

Altura útil d	Tolerancia en la altura útil d	Tolerancia en el recubrimiento
d≤20cm	±1cm	-1cm
d>20cm	±1.3cm	-1.3cm

5.66.14.2 Excepto que la tolerancia para la distancia libre al molde o encofrado del fondo debe ser – 06 cm, y la tolerancia para recubrimiento no debe exceder de -1/3 del recubrimiento mínimo requerido en los planos y especificaciones.

5.66.14.3 La tolerancia en la localización de puntos de doblez y extremos de barras de refuerzo, debe ser ±5 cm, excepto en los extremos de vigas, donde debe ser ±1.3 cm.

CAPÍTULO 5.67 DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN

5.67.1 GENERALIDADES. El hormigón se debe dosificar con el fin de obtener una resistencia promedio a la compresión f'cr que asegure una frecuencia de resultados de ensayos de compresión por debajo de f'c dentro de límites aceptables. Los valores exigidos para f'c se deben basar en ensayos a los 28 días, sobre pares de cilindros fabricados y probados, de acuerdo con lo establecido en el Sección 5.75.3 al Sección 5.75.3.3, La dosificación de los materiales se debe hacer para obtener:

a) Manejabilidad y consistencia adecuadas para que el hormigón fluya fácilmente alrededor del refuerzo dentro de los moldes y encofrados, sin segregación ni exudación excesiva.

b) Durabilidad cuando está sometido a condiciones especiales de exposición.

c) Cumplimiento de los requisitos de los ensayos de resistencia indicados en la Sección 5.75.4 a la Articulo 5.75.4.4.

5.67.2 REQUISITOS DE MANEJABILIDAD Y CONSISTENCIA. El hormigón se debe dosificar para que se obtengan los resultados de la prueba de "slump" o revenimiento de la Tabla 5.67.2. El ensayo de "slump" o revenimiento se debe hacer de acuerdo a ASTM C 143, "Método de Prueba Estándar para el Revenimiento de Hormigón de Hormigón Hidráulico" (Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete).

TABLA 5.67.2
REVENIMIENTOS (SLUMPS) PARA DIFERENTES TIPOS DE CONSTRUCCIÓN

Elemento	Revenimiento (slump)	
	Máximo	Mínimo
Fundaciones	7.5 cm (3")	2.5 cm (1")
Vigas y muros	10 cm (4")	2.5 cm (1")
Columnas	10 cm (4")	2.5 cm (1")
Losas y pavimentos	7.5 cm (3")	2.5 cm (1")

BORRADOR

5.67.3 REQUISITOS DE DURABILIDAD PARA CONDICIONES ESPECIALES. Hormigónes que van a estar expuestos a condiciones especiales deben cumplir los requisitos de valores mínimos de la relación agua-hormigón y resistencia indicados en la Tabla 5.67.3. La relación agua-hormigón se debe calcular dividiendo el peso total del agua entre el peso del hormigón en un metro cúbico de hormigón.

TABLA 5.67.3
REQUISITOS PARA CONDICIONES ESPECIALES

Condición de exposición	Relación agua-hormigón máximo por peso	Resistencia mínima f'_c [kg/cm²]
Hormigón poco permeable	0.5	280
Hormigón expuesto a agua de mar o ambientes corrosivos	0.4	350

5.67.4 REQUISITOS DE RESISTENCIA. Cuando no se dispone de datos estadísticos de resultados de resistencia con los agregados y hormigóns que se van a utilizar, el hormigón se debe dosificar para obtener una resistencia promedio f'cr de 100 kg/cm² mayor que la resistencia nominal f'c requerida.

5.70.4.1 Para establecer la dosificación se deberá recurrir, en general, a ensayos previos en laboratorio, con objeto de conseguir que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en la sección 5.67.2, sección 5.67.3 y la resistencia requerida. Para cada mezcla de prueba, al menos tres probetas cilíndricas se deben tomar y curar de acuerdo a ASTM C 192, "Práctica Estándar para la Fabricación y Curado en el Laboratorio de Especimenes de Prueba de Hormigón" (Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory) y probadas a los 28 días, según ASTM C 39, "Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Especimenes Cilíndricos de Hormigón" (Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens).

TABLA 5.67.4.1
PROPORCIONES APROXIMADAS PARA LA DOSIFICACIÓN DE HORMIGÓN

Resistencia f'c [kg/cm²]	Proporciones por volumen			
	Cemento (1)	Arena	Grava o Gravilla	Agua (2)
180	1	3	5	0.7
210	1	2	4	0.5
(1) 1 funda de cemento I 1 pie³ I 0.0283 m³ (2) 1 pie³ = 28.32 litros = 7.48 gal.				
Estas proporciones son de prueba. El ajuste final dependerá de las calidades de agregados y sus condiciones de humedad, granulometría y tamaño máximo.				

5.67.4.2 La dosificación del hormigón se debe hacer por peso, excepto cuando el hormigón va a ser preparado en obra, donde se permite la dosificación por volumen.

5.67.4.3 En los casos en que se pueda justificar documentalmente que, con los materiales, dosificación y proceso de ejecución previstos, es posible conseguir un hormigón que posea las condiciones anteriormente mencionadas y, en particular, la resistencia exigida, se podrá prescindir de los citados ensayos previos.

5.67.4.4 Los planos estructurales, en cualquier proyecto, deben indicar claramente la resistencia nominal a la compresión f'c del hormigón para la cual se diseñó cada parte de la estructura.

CAPÍTULO 5.68 MEZCLADO DEL HORMIGÓN

5.68.1 La duración del mezclado debe ser la necesaria para conseguir una mezcla íntima y homogénea de los distintos componentes; la mezcladora se debe descargar completamente antes de volverla a usar.

5.68.2 HORMIGÓN PREMEZCLADO. Debe cumplir con las normas ASTM C 94, "Especificación para Hormigón Premezclado" (Specification for Ready-Mix Concrete).

5.68.2.1 El tiempo transcurrido entre la adición de agua del amasado al hormigón y a los áridos y la colocación del hormigón, no debe ser mayor de una hora, si no se usan aditivos retardantes, y hasta de tres horas, si se usan aditivos retardantes del tipo B o D, según la ASTM C 494, "Especificación Estándar para Aditivos Químicos para Hormigón" (Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete).

Este tiempo puede ser aumentado si se usan aditivos o medidas especiales que, sin perjudicar la calidad del hormigón, aumenten el tiempo de fraguado.

5.68.2.2 Al llegar el hormigón a la obra, queda expresamente prohibida la adición al hormigón de cualquier cantidad de agua u otras sustancias que puedan alterar la composición original de la masa fresca. No obstante, si el revenimiento o "slump" es menor que el especificado, el suministrador podrá adicionar aditivo fluidificante para aumentarlo hasta alcanzar dicha consistencia. Para ello, el elemento de transporte (camión hormigónera) deberá estar equipado con el correspondiente equipo dosificador de aditivo y remezclar el hormigón hasta dispersar totalmente el aditivo añadido. El tiempo de remezclado será de al menos 1 min/m3, sin ser en ningún caso inferior a 5 minutos.

5.68.3 HORMIGÓN MEZCLADO EN OBRA. Se permite el mezclado en obra de hormigónes de una resistencia nominal f'c de hasta 280 kg/cm², a menos que se disponga en la obra de instalaciones que aseguren los procesos y controles de calidad necesarios para producir hormigónes de más alta resistencia. Para la preparación del hormigón mezclado en obra, se debe observar lo siguiente:

a) Los hormigónes se deben preparar en mezcladora y ésta debe ser aprobada por el Supervisor Técnico.

b) La mezcladora debe ser operada a la velocidad recomendada por el fabricante.

c) Se deben calibrar con precisión 1% los recipientes usados para medir los volúmenes de los diferentes componentes.

d) El mezclado se debe continuar por lo menos durante un minuto y medio después de que todos los materiales estén en la mezcladora.

e) El manejo de los materiales, su colocación en la mezcladora y el mezclado se deben hacer de acuerdo con los requisitos correspondientes de la norma ASTM C 94, "Especificación para Hormigón Premezclado" (Specification for Ready-Mix Concrete).

f) Se debe mantener un registro detallado que permita identificar:

1. El número de tandas de mezcla producidas.
2. La dosificación de los materiales usados.
3. Localización aproximada dentro de la estructura.
4. Fecha y hora tanto del mezclado como de su colocación.

5.68.4 HORMIGÓN MEZCLADO A MANO. En pequeñas obras, se permite el mezclado a mano de hormigónes de una resistencia nominal f'c de hasta 210 kg/cm². El mezclado se debe hacer según se indica a continuación:

a) La superficie donde se va a preparar la mezcla debe ser limpia, nivelada e impermeable, de manera que la mezcla no se contamine con materias extrañas ni se pierda el agua de mezclado ni la lechada de agua–hormigón. Queda expresamente prohibido hacer mezclas de hormigón directamente sobre el terreno.

b) Se deben calibrar con precisión de 5%, los recipientes usados para medir los volúmenes de los diferentes componentes.

c) Primero se deben mezclar la arena y el hormigón, sin adición de agua, hasta que estén completamente ligados.

d) Luego se añade la gravilla o la grava, y se mezcla de nuevo hasta que quede uniformemente distribuida.

e) Por último, se va añadiendo el agua y mezclando hasta obtener una masa homogénea con la consistencia deseada, sin sobrepasar el límite máximo de agua establecido.

f) El volumen de cada mezcla de hormigón no debe ser mayor que el que corresponde a un volumen de cuatro fundas de 42.5 kg. (94 lb). de hormigón.

g) Si toda la mezcla no va a ser usada inmediatamente, la mezcla no usada debe ser cubierta para reducir al máximo la pérdida de humedad, y remezclada completamente a intervalos no mayores de 10 minutos, para mantener las condiciones de trabajabilidad.

h) El tiempo transcurrido entre la adición del agua al hormigón y a los áridos, y la colocación del hormigón, no debe ser mayor de una hora (ver sección 5.68.2.1)

CAPÍTULO 5.69 COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN

5.69.1 No se efectuará el vaciado del hormigón en tanto no se obtenga la aprobación del Supervisor Técnico, una vez que se hayan revisado las armaduras ya colocadas en su posición definitiva.

5.69.1.1 En ningún caso, se tolerará la colocación en obra de hormigónes que acusen un principio de fraguado o se hayan contaminado con materias extrañas.

5.69.1.2 En el vertido y colocación del hormigón, incluso cuando estas operaciones se realicen de un modo continuo mediante conducciones apropiadas, se adoptarán las debidas precauciones para evitar la segregación de la mezcla.

5.69.1.3 No se colocarán en obra, capas de hormigón cuyo espesor sea superior al que permita una compactación completa de la masa.

5.69.1.4 El hormigónado de cada elemento se realizará de acuerdo con un plan previamente establecido, y deberá ser una operación continua hasta completar el elemento, o hasta llegar a las juntas de construcción previamente establecidas, según lo indicado en el Título X, Capítulo VI.

5.69.2. COMPACTACIÓN Y VIBRADO. La compactación de los hormigónes en obra se realizará mediante procedimientos adecuados a la consistencia de las mezclas y de manera tal que se eliminen los huecos y se obtenga un perfecto cerrado de la masa, sin que se llegue a producir segregación. El proceso de compactación se deberá prolongar hasta que refluya la pasta a la superficie y deje de salir aire.

CAPÍTULO 5.70 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

5.70.1 Las juntas de construcción se deben hacer y localizar de tal manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Se deben tomar precauciones para lograr la transferencia de cortante y otras fuerzas a través de las juntas de construcción, por medio de llaves o rugosidades.

5.70.1.1 Las juntas de construcción en las losas se deben localizar en el tercio central de las luces de las losas, vigas o vigas principales, a menos que una viga intercepte una viga principal en su parte central, en cuyo caso las juntas en las vigas principales se deben desplazar una distancia igual al doble del ancho de la viga que la intercepte.

5.70.1.2. Las vigas o losas apoyadas en columnas o muros, no se deben hormigónar antes de que el hormigón de los elementos verticales de apoyo haya endurecido hasta el punto que haya dejado de ser plástico.

5.70.1.3 Las vigas, capiteles de columnas y cartelas se deben considerar como parte del sistema de losas y se deben vaciar monolíticamente con las mismas, a menos que en los planos se indique la forma de hacerlo adecuadamente. En ningún caso, se puede suspender el vaciado al nivel del refuerzo longitudinal.

5.70.1.4 Todas las juntas de construcción se deben limpiar y humedecer inmediatamente antes de una nueva colocación de hormigón.

CAPÍTULO 5.71 CONDUCTOS Y TUBERÍAS

5.71.1 No se pueden embeber conductos y tuberías de aluminio en el hormigón estructural, a menos que estén convenientemente revestidos o cubiertos, para prevenir la reacción aluminio-hormigón o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

5.71.1.1 Los conductos, tuberías y camisas que atraviesan una losa, muro o viga, no deben afectar adversamente la resistencia de la estructura.

5.71.1.2 Los conductos y tuberías, incluyendo sus acoples, que estén embebidos dentro de una columna, no pueden desplazar más del 4% del área de la sección transversal sobre la cual se haya calculado la resistencia, o de la que se requiera para protección contra el fuego.

5.71.1.3 Excepto cuando los planos de conductos y tuberías fueren aprobados por el Ingeniero Diseñador, los conductos y tuberías embebidas dentro de una losa, muro o viga (fuera de los que simplemente los atraviesan), deben cumplir los siguientes requisitos:

a) Su dimensión externa no puede ser mayor que 1/3 del espesor total de la losa, el muro o viga dentro de los cuales estén embebidos.

b) Su separación, medida centro a centro, no puede ser menor que tres veces el diámetro o ancho del conducto o tubería.

c) En las losas macizas, las tuberías se deben colocar entre el refuerzo superior y el inferior, sin que esto afecte la posición ni el recubrimiento de las armaduras.

d) Se debe colocar refuerzo con un área no menor de 0.002 veces el área de la sección del hormigón en sentido perpendicular a la tubería.

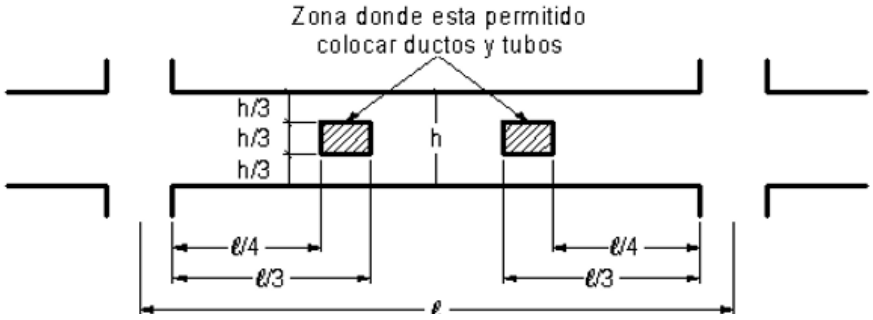
e) Las tuberías se deben fabricar e instalar de tal manera que no se requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su localización correcta.

f) No deben afectar adversamente la resistencia de la estructura.

5.71.1.4 Los conductos o tuberías que atraviesen una viga deben cumplir lo siguiente:

a) Cualquier conducto o tubería que atraviese una viga, no puede tener una dimensión exterior mayor que 1/3 de la altura h de la viga cuando la atraviesa horizontalmente (Véase Fig. 5.71.1), ni mayor que 1/3 del ancho b, cuando la atraviesa verticalmente.

FIGURA 5.71.1
UBICACIÓN DE CONDUCTOS Y TUBERÍAS PASANDO HORIZONTALMENTE A TRAVÉS DE UNA VIGA



b) Los conductos y tuberías deberán estar colocados a una distancia de la cara del apoyo no menor que l/4, ni mayor que l/3.

c) Los conductos y tuberías que atraviesen horizontalmente deberán estar colocados en el tercio central de la altura h de la viga. Los que atraviesen verticalmente deberán estar colocados en el tercio central del ancho b de la viga

d) Los conductos y tuberías deberán estar espaciados horizontalmente por lo menos tres diámetros centro a centro.

e) No se debe doblar, cortar ni eliminar ninguna armadura longitudinal ni transversal. Sólo se permite desplazar las armaduras, siempre y cuando se cumplan los requisitos de separación (La sección 5.3.3c) y recubrimientos (Título II, Capítulo III) mínimos.

5.71.1.5 Se puede considerar que los conductos, tuberías y camisas reemplazan estructuralmente al hormigón desplazado sometido a compresión si:

a) No están expuestos a la oxidación u otro tipo de deterioro.
b) Son de hierro o acero, del tipo no revestidos o galvanizados, y cuyo espesor es mayor o igual al de calibre 40 estándar para tuberías de acero.

c) Tienen un diámetro interno nominal no mayor de 5 cm, y están separados a no menos de 3 diámetros medidos centro a centro.

5.71.1.6 Las tuberías y uniones se deben diseñar para que resistan los efectos del material, la presión y la temperatura a las cuales van a estar sometidas.

5.71.1.7. No se debe conducir por las tuberías ningún líquido, gas o vapor, hasta que el hormigón haya alcanzado su resistencia de diseño, excepto agua que no sobrepase los 32ºC y los 3.5 kg/cm² de presión.

CAPÍTULO 5.72 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

5.72.1 Un ensayo de resistencia debe ser el resultado del promedio de resistencia de 2 cilindros de 15 cm x 30 cm (6" x 12") tomados de una misma mezcla y ensayados a los 28 días, según se especifica en el Sección 5.75.3 al Sección 5.75.3.3.

5.72.2 FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS. Las muestras para las pruebas de resistencia correspondientes a cada clase de hormigón, deben estar conformadas cuando menos por una pareja de cilindros tomados no menos de una vez por día, ni menos de una vez por cada 40 m³ de hormigón o una vez por cada 200 m² de área de losas o muros. Como mínimo, se debe tomar una pareja de muestras de hormigón de columnas por piso. De igual manera, como mínimo se debe tomar una pareja de muestras por cada 50 ligas o mezclas de cada clase de hormigón.

5.72.2.1. Si en una determinada obra, el volumen total de hormigón es tal que la frecuencia de los ensayos da lugar a menos de 5 ensayos de resistencia (10 cilindros) para una misma clase de hormigón, las muestras se deben tomar de por lo menos 5 mezclas seleccionadas al azar, o en cada mezcla si se usan menos de 5, para un mínimo de 10 cilindros.

5.72.2.2 Cuando la cantidad total de una clase de hormigón sea menor de 10 m³, se pueden suprimir las pruebas de resistencia si, a juicio del Supervisor

Técnico, existe suficiente evidencia de que la resistencia que se va a obtener es satisfactoria.

5.72.3 ENSAYO DE MUESTRAS CURADAS EN EL LABORATORIO. Las muestras de hormigón para el ensayo de resistencia se deben tomar de conformidad con la norma ASTM C 172, "Práctica Estándar para el Muestreo de Hormigón Fresco" (Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete).

5.72.3.1 Los cilindros para el ensayo de resistencia se deben fabricar y curar de conformidad con la norma ASTM C 31, "Práctica Estándar para la Fabricación y Curado en la Obra de Especímenes de Prueba de Hormigón" (Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field) y ser ensayados según la norma ASTM C 39, "Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Hormigón" (Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens).

5.72.3.2 Mientras permanecen en la obra, hasta un máximo de 48 horas y sin ser removidos de los moldes, los cilindros se deben proteger del sol, y mantener a una temperatura de entre 16 y 27 grados centígrados, en un ambiente húmedo para evitar pérdida de humedad.

5.72.3.3 Si no se transportan al laboratorio antes de las 48 horas, los cilindros pueden permanecer en la obra si se mantienen en condiciones de laboratorio; esto es, se deben desmoldar y sumergir en agua saturada con cal a una temperatura de 23ºC 2ºC hasta su transporte.

5.72.4 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN. El nivel de resistencia para cada clase de hormigón se considera satisfactorio si cumple simultáneamente los siguientes requisitos:

a) Que los promedios aritméticos de todos los conjuntos de tres resultados consecutivos de ensayos de resistencia (un ensayo es el promedio de resistencia de dos cilindros), igualen o excedan el valor nominal especificado para f'c.
b) Que ningún resultado individual de los ensayos de resistencia (un ensayo es

el promedio de resistencia de dos cilindros), tenga una resistencia inferior a f'c en 35 kg/cm² o más.

5.72.4.1. Si no se cumple cualquiera de los requisitos de la sección 5.72.4, se deben tomar de inmediato las medidas necesarias para aumentar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia.

5.72.4.2. Si no se cumple el requisito de la sección 5.72.4b, se deben dar los pasos necesarios para asegurar que no ha sido afectada la capacidad de carga de la estructura, bien sea revisando el diseño estructural con el valor reducido de f'c en los elementos afectados, o procediendo a la extracción de testigos o núcleos, según lo especificado en el Acápite 5.6.5, del Reglamento ACI 318.

5.72.4.3. Si se comprueba que la capacidad de carga de la estructura ha sido afectada, los elementos que recibieron el hormigón de baja resistencia deben ser demolidos o reparados.

5.72.4.4. El resultado de la prueba de un solo cilindro no representa ningún valor que sirva para justificar la aceptación o rechazo de un hormigón en ninguna circunstancia.

CAPÍTULO 5.73 CURADO DEL HORMIGÓN

5.73.1 Durante el fraguado y primer período de endurecimiento del hormigón, se deberá asegurar el mantenimiento de la humedad del mismo mediante un adecuado curado. Éste se prolongará durante el plazo indicado en la Tabla 5.73.1.

	Tiempo de curado (días)
Vigas y losas autoportantes	10
Muros y columnas	7
Pisos y pavimentos	7

5.73.1.1. El curado se podrá realizar manteniendo húmedas las superficies de los elementos de hormigón, mediante riego directo que no produzca deslavado.

5.73.1.2. El curado por aportación de humedad se podrá sustituir por la protección de las superficies mediante recubrimientos plásticos u otros tratamientos adecuados, siempre que tales métodos, especialmente en el caso de masas secas, ofrezcan las garantías que se estimen necesarias para lograr, durante el primer período de endurecimiento, la retención de la humedad inicial de la masa, y no contengan sustancias nocivas para el hormigón.

CAPÍTULO 5.74 DESENCOFRADO Y DESMOLDE

5.74.1. Los distintos elementos que constituyen los moldes y encofrados se retirarán sin producir sacudidas ni choques en la estructura, es recomendable, cuando los elementos sean de cierta importancia, el empleo de cuñas, cajas de arena, gatos u otros dispositivos análogos para lograr un descenso uniforme de los apoyos.

5.74.1.1. Las operaciones anteriores no se realizarán hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar, con suficiente seguridad y sin deformaciones excesivas, los esfuerzos a los que va a estar sometido durante y después del desencofrado, o desmolde.

5.74.1.2. El tiempo mínimo para desencofrado debe ser el indicado en la Tabla 5.74.1.2 (1). Se permite desencofrar en tiempos menores si los resultados de pruebas de cilindros curados en el campo (promedio de dos cilindros) dan resultados iguales o superiores que los indicados en la Tabla 5.74.1.2 (2).

TABLA 5.74.1.2 (1)
TIEMPO DE DESENCOFRADO

	Tiempo de desencofrado (días)
Vigas y losas autoportantes	10
Muros y columnas	3
Pisos y pavimentos	2

TABLA 5.74.1.2 (2)
RESISTENCIA MÍNIMA DEL HORMIGÓN PARA DESENCOFRADO

	Resistencia mínima
Vigas y losas autoportantes	0.7·f'c
Muros de 20 cm y menos de espesor	0.5·f'c
Muros gruesos y columnas	0.2·f'c

CAPÍTULO 5.75 DISPOSICIONES FINALES

5.75.1. SANCIONES. El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en este Reglamento conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los capítulos V y VI, de la Ley No. 687, del 27 de julio del xxxx, que establece el sistema de reglamentación técnica mediante la cual se rige la formulación, preparación, ejecución, inspección y supervisión de proyectos y obras relativas a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines.

5.75.2. REMISIÓN DEL REGLAMENTO. Envíese al Ministerio de la Vivienda y Edificaciones de la Republica Dominicana, para los fines correspondientes.

CAPITULO 5.76 HOMIGON PREFABRICADO Y HORMIGON PREESFORZADO

5.76.1 SISTEMAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO. El diseño de miembros prefabricados y sus conexiones debe incluir las condiciones de carga y de restricción, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

ADED

Todos los requisitos de este Reglamento se aplican a los sistemas y miembros prefabricados a menos que se excluyan de manera específica. Además, algunos requisitos se aplican específicamente al HORMIGÓN prefabricado. Esta sección contiene requisitos específicos para sistemas prefabricados. Otras secciones del Reglamento también presentan requisitos específicos como el recubrimiento de HORMIGÓN requerido para sistemas prefabricados, Los sistemas prefabricados difieren de los sistemas monolíticos debido a que el tipo de restricción en los apoyos, la ubicación de los mismos y los esfuerzos inducidos en el cuerpo del elemento varían durante la fabricación, almacenamiento, transporte, montaje y configuración final interconectada. En consecuencia, las fuerzas de diseño del miembro que se deben considerar pueden diferir en magnitud y dirección en diferentes secciones críticas que varían en las diversas etapas de construcción. Por ejemplo, un elemento prefabricado puede estar simplemente apoyado para efectos de carga muerta antes de que la continuidad en las conexiones de apoyo sea establecida y puede ser un elemento continuo para los efectos de cargas vivas o ambientales debidas a la continuidad de momento creada por las conexiones después del montaje.

5.76.2 SISTEMAS DE HORMIGÓN PREESFORZADO. El diseño de miembros y sistemas preesforzados debe basarse en la resistencia y en el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga que han críticas durante la vida de la estructura desde el momento que el preesforzado se aplique por primera vez.

El preesforzado, como se basa en este Reglamento, se refiere al pretensado, postensado adherido o postensado no adherido. Todos los requisitos en este Reglamento se aplican a los sistemas y miembros preesforzados a menos que sea excluido de manera específica, Esta sección contiene requisitos específicos para los sistemas de HORMIGÓN preesforzados. Otras secciones del Reglamento también presentan requisitos específicos como el recubrimiento de HORMIGÓN requerido para sistemas preesforzados.

5.76.3 PREFABRICADOS.

7.76.3.1 El diseño de miembros prefabricados de HORMIGÓN simple debe considerar las condiciones de carga desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

5.76.3.2 Los miembros prefabricados deben estar conectados para que transfieran todas las fuerzas laterales a un sistema estructural capaz de resistir dichas fuerzas.

Los miembros prefabricados de HORMIGÓN simple estructural están sometidos a todas las limitaciones y requisitos para HORMIGÓN construido en sitio que contiene este capítulo. El enfoque para juntas de contracción o expansión se espera que sea un poco diferente que para HORMIGÓN construido en sitio, dado que la mayor parte de los esfuerzos internos debidos a la retracción se producen antes del montaje. Para asegurar la estabilidad, los miembros prefabricados deben conectarse a otros miembros. Las conexiones deben ser tales que no se transmita tracción de un miembro a otro.

5.76.4 RESISTENCIA MÍNIMA DE LAS CONEXIONES Y REQUISITOS MÍNIMOS DE AMARRES DE INTEGRIDAD.

5.76.4.1 Excepto cuando controlen los requisitos de 5.76.5, los amarres longitudinales y transversales de integridad deben conectar los miembros prefabricados al sistema resistente ante cargas laterales, y se deben colocar amarres verticales de integridad de acuerdo con 5.76.4.3 para conectar niveles adyacentes de piso y techo.

No se pretende que estos requisitos mínimos dejen sin efecto otros requisitos aplicables del Reglamento para el diseño de estructuras prefabricadas de HORMIGÓN. La integridad global de una estructura puede ser mejorada sustancialmente con cambios menores en la cantidad, ubicación y detallado del refuerzo del miembro y en el detallado de los dispositivos de conexión. Los amarres de integridad estructural deben constituir una trayectoria de carga completa, y la

transferencia de carga a lo largo de esta trayectoria debe ser lo más directa posible. Las excentricidades de la trayectoria de carga, especialmente dentro de cualquier conexión, deben minimizarse.

5.76.4.2 Cuando miembros prefabricados formen diafragmas de piso o de techo, las conexiones entre el diafragma y aquellos miembros que están siendo soportados lateralmente por el diafragma deben tener una resistencia nominal a la tracción no menor que 4.4 kN por m de longitud.

Las conexiones entre el diafragma y el miembro soportado lateralmente por el diafragma puede ser directa o indirecta. Por ejemplo, se puede conectar una columna directamente al diafragma o se puede conectar a una viga dintel que esté conectada al diafragma.

5.76.4.3 En las juntas horizontales de todos los miembros prefabricados verticales, excepto enchapes de fachada, deben colocarse amarres de integridad verticales los cuales deben cumplir con (a) o (b):

(a) Las conexiones entre columnas prefabricadas deben tener amarres de integridad verticales con una resistencia nominal a tracción no menor a 1.4Ag en N, donde Ag es el área bruta de la columna. En columnas con sección transversal mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida basada en la sección transversal requerida. El área efectiva reducida debe ser al menos la mitad del área bruta de la columna.

(b) Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarres de integridad verticales por panel, con una resistencia nominal a la tracción no menor a 44kN por amarre.

Las conexiones en la base y las conexiones en las juntas horizontales de columnas y paneles de muro prefabricados, inclusive muros estructurales, deben ser diseñadas para transmitir todas las fuerzas y momentos de diseño. Los requi-

sitos mínimos de integridad no son adicionales a estos requisitos de diseño. La práctica común es colocar los amarres simétricamente con respecto al eje central del panel de muro y dentro de las cuartas putes exteriores del ancho del panel, siempre que sea posible.

5.76.5 REQUISITOS PARA AMARRES DE INTEGRIDAD EN ESTRUCTURAS CON MUROS DE CARGA DE HORMIGÓN PREFABRICADO QUE TENGAN TRES O MÁS PISOS DE ALTURA

En la Sección 5.76.4 se presentan requisitos para amarres de integridad que son aplicables a todas las estructuras de HORMIGÓN prefabricado. Los requisitos específicos de esta sección se aplican únicamente estructuras con muros de carga
prefabricados con tres o más pisos de altura, muchas veces denominadas estructuras de grandes paneles.

Si los requisitos de esta sección se oponen a los requisitos de 5.76.4, rigen los requisitos de esta sección. Estos requisitos mínimos para amanes de integridad estructural para estructuras de muros de carga de grandes paneles tienen como intención proveer una trayectoria de cargas alternativa para el caso que se pierda el apoyo de uno de los muros de carga (Portland Cement Association 1980). Los amarres cuando se calculan para efectos de carga específicos pueden exceder estos requisitos mínimos.

Los requisitos mínimos para amarres de integridad se ilustran en la Fig. R 16.2.5 y están basados en las recomendaciones del PCI para diseño de edificaciones con muros de carga prefabricados (PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings 1976). La resistencia de los amarres de integridad se basa en la resistencia a la fluencia. EI Apéndice B del PCI Design Handbook (NOL 120) suministra una revisión de integridad estructural y amarres mínimos de integridad para estructuras de muros de carga de HORMIGÓN prefabricado.

5.76.5.1 Los amares de integridad en sistemas de piso y techo deben cumplir con (a) hasta (D):

(a) En los sistemas de piso y techo deben colocarse amarres de integridad longitudinales y transversales capaces de proveer una resistencia nominal a tracción de al menos 22 kN por m de ancho o de largo.
Los amarres de integridad longitudinales pueden salir desde las losas y ser empalmados, soldados, o conectados mecánicamente, o pueden estar embebidos en las juntas con mortero de inyección, con una longitud y recubrimiento suficiente para desarrollar la fuerza requerida. La longitud de adherencia para refuerzo de preesforzado sin tensionar, cuando se use, debe ser suficiente para desarrollar la resistencia a la fluencia (Salmons and McCrate 1977; PCA1980).

(b) Deben colocarse amarres de integridad longitudinales y transversales sobre los apoyos de los muros interiores y entre el sistema de piso o techo y los muros exteriores.

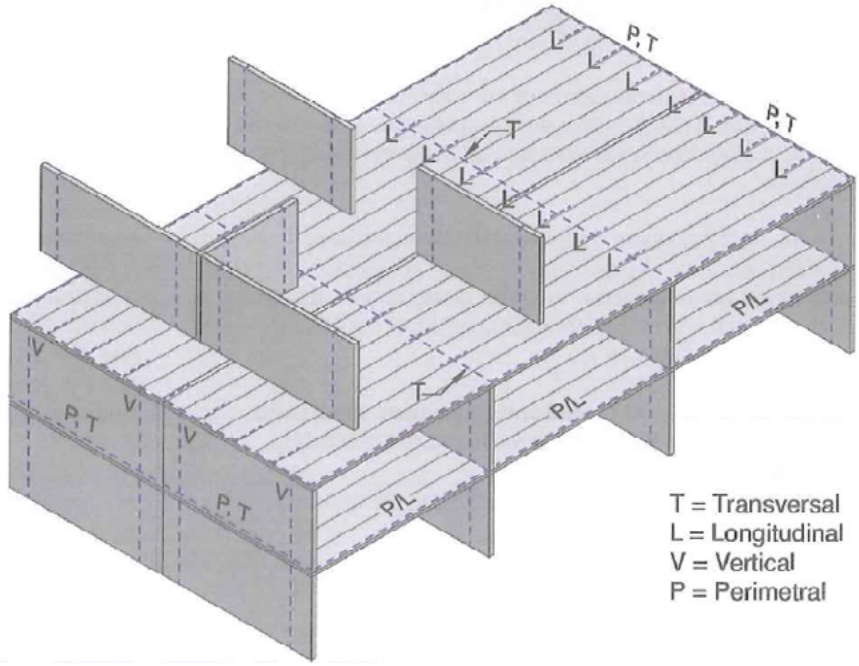
(c) Los amarres de integridad longitudinales y transversales deben estar ubicados en o a menos de 600 mm del plano del sistema de piso o techo. Es frecuente colocar los amarres de integridad en muros ubicados razonablemente cerca del plano del sistema de piso o techo.

(d) Los amarres de integridad longitudinales deben orientarse en dirección paralela a las luces de las losas de piso o techo y deben espaciarse a no más de 3 m medidos centro a centro. Se deben tomar precauciones para transferir las fuerzas alrededor de las aberturas.

(e) Los amarres de integridad transversales deben orientarse en dirección perpendicular a las luces de las losas de piso o techo y deben tener un espaciamiento no mayor a la separación entre los muros de carga. Los amarres de integridad transversales pueden colocarse uniformemente espaciados, ya sea embebidos en los paneles o en el HORMIGÓN de afinado de piso, o pueden concentrarse en los muros de carga transversales.

(f) Los amarres de integridad alrededor del perímetro de cada piso o techo, localizados dentro de 1.2 m del borde, deben proporcionar una resistencia nominal a tracción de al menos 71 kN. Los amarres de integridad perimetrales no necesitan sumarse a los amarres de integridad longitudinales y transversales requeridos.

FIG. 5.76.5.1— DISPOSICIÓN TÍPICA DE AMARRES DE INTEGRIDAD EN ESTRUCTURAS DE GRANDES PANELES.

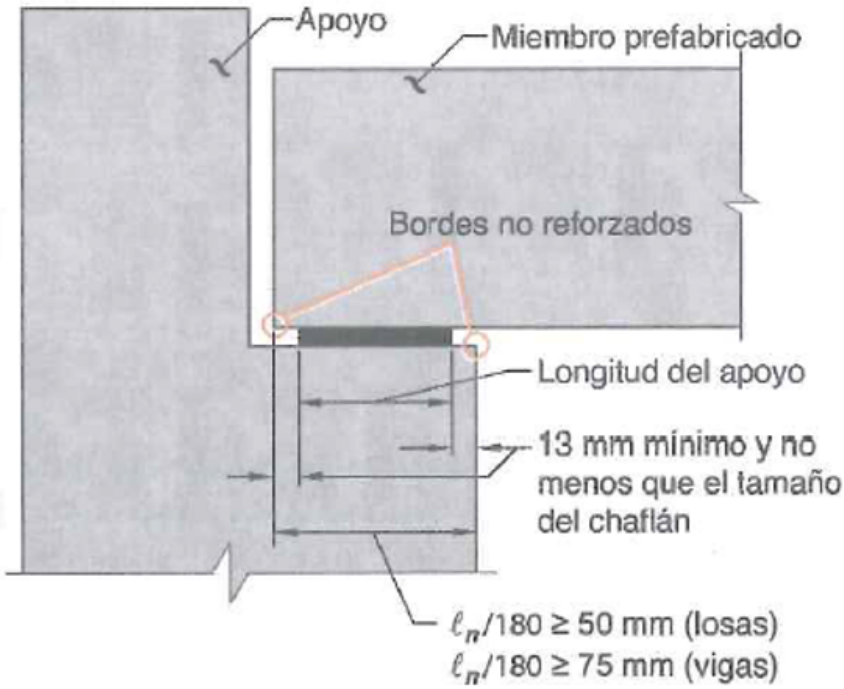


5.76.5.2 Los amarres de integridad verticales deben cumplir con (a) hasta (c):
(a) Se deben colocar amarres de integridad en todos los paneles de muro y deben ser continuos en toda la altura de la edificación.
(b) Los amarres de integridad deben proveer una resistencia nominal a la tracción de al menos 44 kN por m horizontal de muro.
(c) Se deben colocar al menos dos amarres de integridad en cada panel de muro.

5.76.6 DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS CONEXIONES DE APOYO

DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS CONEXIONES DE APOYO. Esta sección diferencia entre la longitud de contacto y la longitud del extremo de un miembro prefabricado que está sobre el apoyo. (Véase la Fig. 5.76.6). Las almohadillas de apoyo distribuyen las cargas y reacciones concentradas sobre el área de contacto, y permiten movimientos horizontales y rotacionales limitados que alivian los esfuerzos. Para prevenir el descascaramiento bajo las zonas de contacto muy cargadas, las almohadillas de soporte no se deben extender hasta el borde del apoyo, a menos que el borde esté reforzado. Los bordes pueden reforzarse con platinas o ángulos de acero anclados. En la sección 16.5 se presentan los requisitos para las zonas de apoyo en ménsulas o cartelas.

FIG. 5.76.6 — LONGITUD DE CONTACTO EN EL APOYO



5.76.6.1 Las dimensiones de las conexiones de apoyo deben cumplir con 5.76.6.2 ó 5.76.6.3, a menos que se demuestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado.

5.76.6.2 Para losas, vigas o miembros en forma de T alargada prefabricados, las dimensiones mínimas de diseño, después de considerar las tolerancias, medidas desde la cara del apoyo al extremo del miembro prefabricado en la dirección de la luz, deben cumplir con la Tabla 16.2.6.2.

TABLA 5.76.6.2 — DIMENSIONES MÍNIMAS DE DISEÑO DESDE LA CARA DEL APOYO AL EXTREMO DEL MIEMBRO PREFABRICADO

TIPO DE MIEMBRO	DISTANCIA MINIMA, mm	
Losas macizas o alveolares (hollow-core)	Mayor de:	$l_n/180$
		50
Vigas o miembros en forma de T alargada	Mayor de:	$l_n/180$
		75

5.76.6.3 Las almohadillas de apoyo adyacentes a bordes no reforzados deben desplazarse hacia atrás un mínimo de 13 mm desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

5.76.7 MUROS ESTRUCTURALES INTERMEDIOS DE HORMIGÓN PREFABRICADO. Las conexiones entre los paneles de los muros prefabricados o entre los paneles y la cimentación deben resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos y diseñarse para los efectos de fluencia en las proximidades de las conexiones. Cuando se utilizan empalmes mecánicos para conectar directamente el refuerzo principal, la resistencia probable del empalme debe ser al menos 1.5 veces la resistencia a la fluencia especificada del refuerzo.

5.76.7.1 ALCANCE

5.76.7.1.1 Los requisitos de esta sección se aplican a muros estructurales intermedios prefabricados que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

5.76.7.2 GENERALIDADES

5.76.7.2.1 En las conexiones entre los paneles de muro, o entre los paneles de muro y la cimentación, se debe restringir la fluencia a elementos de acero o al refuerzo.

5.76.7.2.2 En los elementos de la conexión que no han sido diseñados para fluir, la resistencia requerida debe basarse en 1,5S de la porción de la conexión que fluye.

5.76.8 PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO CONSTRUIDOS CON HORMIGÓN PREFABRICADO

5.76.8.1 ALCANCE.

5.76.8.1.1 Los requisitos de esta sección aplican a pórticos especiales resistentes a momento construidos con HORMIGÓN prefabricado y que fuman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Los requisitos de detallado en 5.76.8.2.1 y 5.76.8.2.2 tienen como objetivo la producción de pórticos que respondan a los desplazamientos de diseño esencialmente igual a pórticos monolíticos especiales resistentes a momento. Se espera que los sistemas de pórticos prefabricados compuestos por elementos de HORMIGÓN con conexiones dúctiles tengan fluencia por flexión en las regiones de conexión. El refuerzo en las conexiones dúctiles puede ser continuo si se usan empalmes mecánicos o cualquiera otra técnica que desarrolle en tracción o compresión al menos la resistencia especificada a tracción de las barras (Yoshioka and Sekine 1991; Kurose et al. 1991; Restrepo et al. 1995a, b), Los requisitos para los empalmes mecánicos son adicionales a los de 18.2.7 y tienen la intención de evitar la concentración de esfuerzos en una longitud corta del refuerzo adyacente a un elemento de empalme. Los requisitos adicionales para resistencia a cortante, destinados a evitar el deslizamiento en las superficies de conexión se encuentran en 5.76.8.2.1. Los pórticos prefabricados compuestos por elementos con conexiones dúctiles pueden diseñarse para lograr la fluencia en ubicaciones no adyacentes a las juntas. Por lo tanto, el cortante de diseño Ve calculado en 18.6.5.1 ó 18.7.6.1 puede no ser conservador. En los sistemas de pórtico de HORMIGÓN prefabricado compuestos por elementos unidos mediante conexiones fuertes se pretende inducir la fluencia por flexión fuera de las conexiones. Las conexiones fuertes incluyen la longitud del sistema de empalme mecánico, como se aprecia en la Fig. RI 8.9.2.2. Las técnicas para

el diseño por capacidad se usan en 18.9.2.2(c) para asegurar que la conexión fuerte permanezca elástica después de la formación de las articulaciones plásticas. Los requisitos adicionales para columnas se dan para evitar formación de la articulación y deterioro de la resistencia de las conexiones columna a columna. Se ha observado que las concentraciones de deformaciones unitarias provocan fracturas frágiles en las banas de refuerzos en la cara de los empalmes mecánicos en los ensayos de laboratorio de conexiones viga-columna prefabricadas (Palmieri et al. 1996). Se deben seleccionar cuidadosamente la ubicación de las conexiones fuertes o tomar otras medidas, como inhibir la adherencia de las barras de refuerzo en las regiones de esfuerzos altos, para evitar las concentraciones de deformaciones unitarias que puedan resultar en fracturas prematuras del refuerzo.

5.76.8.2 GENERALIDADES.

5.76.8.2.1 Los pórticos especiales resistentes a momento construidos con HORMIGÓN prefabricado y con conexiones dúctiles deben cumplir con (a) hasta (c):

(a) Los requisitos de 18.6 hasta 18.8 para pórticos especiales resistentes a momento construidos en sitio:

(b) Vn para conexiones, calculado de acuerdo con 22.9 debe ser al menos 2Ve donde Ve se calcula de acuerdo con 18.6.5.1

(c) Los empalmes mecánicos del refuerzo de las vigas deben ubicarse a no menos de h/2 de la cara del nudo y deben cumplir con 18.2.7.

5.76.8.2.2 Los pórticos prefabricados especiales resistentes a momento con conexiones fuertes deben cumplir con (a) hasta (e);

(a) Los requisitos de 18.6 hasta 18.8 para pórticos especiales resistentes a momento construidos en obra.

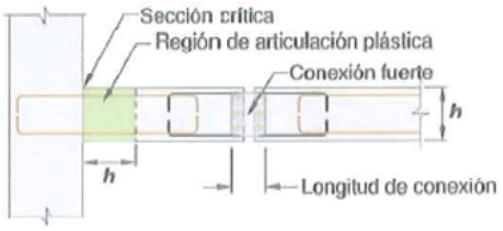
(b) Los requisitos de aplican a los segmentos entre las zonas donde se pretende que la fluencia por flexión ocurra debido a los desplazamientos de diseño.

(c) La resistencia de diseño de la conexión fuerte ϕS_n no debe ser menor que Se.

(d) El refuerzo longitudinal principal debe ser continuo a lo largo de las conexiones y debe desarrollarse por fuera, tanto de la conexión fuerte como de la región de la articulación plástica.

(e) En conexiones columna-columna, ϕS_n debe ser al menos 1.4Se, ϕM_n debe ser al menos 0.4Mpr para la columna dentro de la altura del piso y ϕV_n debe ser al menos Ve calculado de acuerdo con 18.7.6.1.

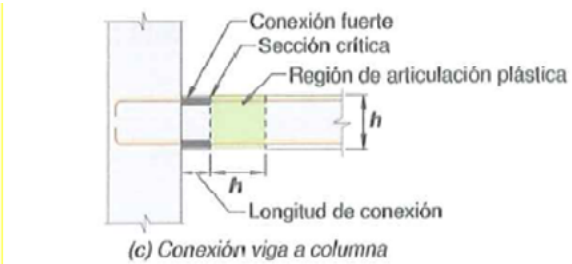
FIG. 5.76.8.2.2— EJEMPLOS DE CONEXIONES FUERTES



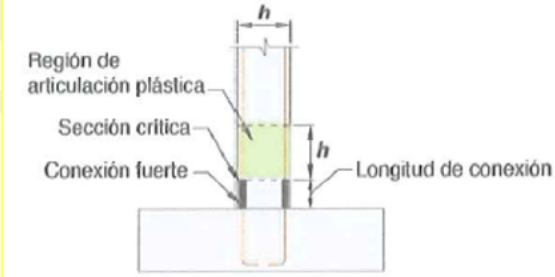
(a) Conexión viga a viga



(b) Conexión viga a columna



(c) Conexión viga a columna



(d) Conexión columna a zapata

5.76.8.2.3 Los pórticos especiales resistentes a momento, construidos usando HORMIGÓN prefabricado y que no cumplen con los requisitos de 5.76.8.2.1 ó 5.76.8.2.2 deben cumplir con los requisitos (a) hasta (c) siguientes:
(a) ACI 374.1

(b) Los detalles y materiales empleados en los especímenes de ensayo deben ser representativos de los usados en la estructura.

(c) El procedimiento de diseño usado para diseñar los especímenes de ensayo debe definir el mecanismo por el cual el pórtico resiste los efectos sísmicos y de gravedad, y debe establecer los valores de aceptación que garanticen ese mecanismo. Las partes del mecanismo que se desvían de las disposiciones del reglamento deben estar contempladas en los especímenes de ensayo y deben ser ensayadas para determinar los límites superiores de los valores de aceptación.

Los sistemas de pórticos prefabricados que no cumplen con los requisitos del Capítulo 18 han demostrado, en estudios experimentales, conducir a caracte-

rísticas de comportamiento sísmico satisfactorias (Stone et al. 1995; Nakaki et al. 1995). El 374.1 define un protocolo establecer un procedimiento de diseño, validado por análisis y ensayos de laboratorio, para estos pórticos. El procedimiento de diseño debe identificar la trayectoria de las cargas o el mecanismo por el cual el pórtico resiste la gravedad y los efectos sísmicos. Los ensayos deben configurarse para ensayar el comportamiento crítico y, las mediciones deben establecer valores aceptables de límite superior para los componentes de la trayectoria de carga, lo cual puede ser en términos de esfuerzos, fuerzas, deformaciones unitarias u otras variables límite. El procedimiento de diseño para la estructura no debe desviarse del utilizado para diseñar los especímenes de ensayo, y los valores aceptables no deben exceder los valores probados como aceptables por los ensayos. Los materiales y componentes usados en la estructura deben ser similares a los utilizados en los ensayos. Las diferencias pueden ser aceptables si el profesional facultado para diseñar puede demostrar que esas desviaciones no afectan de manera adversa el comportamiento del sistema estructural. El ACI 550.3 define los requisitos de diseño para un tipo de pórtico de HORMIGÓN prefabricado especial resistente a momento, de acuerdo con 5.76.8.2.3

5.76.9 ESFUERZOS ADMISIBLES EN MIEMBROS DE HORMIGÓN PREESFORZADOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

5.76.9.1 GENERALIDADES.

5.76.9.1.1 Se deben limitar los esfuerzos en el HORMIGÓN en miembros preesforzados sometidos a flexión de acuerdo con los requisitos de 5.76.10 hasta 24.5.4, a menos que se demuestre mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento.

24.5.1.2 En el cálculo de los esfuerzos en transferencia del preesforzado, bajo cargas de servicio y en el estado correspondiente a cargas de fisuración, se debe emplear la teoría elástica cumpliendo con las suposiciones de (a) y (b).

(a) Las deformaciones unitarias varían linealmente con la distancia al eje neutro de acuerdo con 22.2.1.
(b) En secciones fisuradas el HORMIGÓN no resiste tracción.

5.76.10
CLASIFICACIÓN DE LOS MIEMBROS PREESFORZADOS SOMETIDOS AFLEXIÓN

5.76.10.1 Los miembros preesforzados a flexión deben clasificarse como Clase U, Clase T o Clase C de acuerdo con la Tabla 24.5.2.1, en función de ft, correspondiente al esfuerzo calculado en la fibra extrema en tracción en la zona en tracción precomprimida, calculado para cargas de servicio, suponiendo la sección como no fisurada.

TABLA 5.76.10.1 CLASIFICACIÓN DE LOS MIEMBROS PREESFORZADOS SOMETIDOS A FLEXIÓN BASADA EN ft

CLASE	LÍMITES DE f_t
U(1)	$f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$
T	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$
C	$f_t > \sqrt{f'_c}$

1) Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como Clase U con $f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$

Se definen tres clases de comportamiento de los miembros preesforzados a flexión. Para los miembros de la Clase U se supone un comportamiento como miembros no fisurados. Para los miembros Clase C se supone un El miembro fisurado. Comportamiento como comportamiento de los miembros de Clase T se supone como una transición entre los fisurados y los no fisurados. Estas clases aplican a miembros a flexión tanto con preesforzado adherido y corno no adherido, pero los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones se

requiere que sean diseñados como Clase U con f_t≤0.5√([⟦f^1⟧]_c) Los requisitos de funcionamiento para cada clase se resumen en la Tabla 5.76.10.1 Para efectos de comparación, la Tabla 5.76.10.1 también contiene los requisitos correspondientes para miembros no preesforzados. Debido a la ausencia de compatibilidad de deformaciones unitarias, no es congruente incluir el área de refuerzo preesforzado no adherido en el cálculo de propiedades de la sección bruta o fisurada, pero la fuerza efectiva de preesfuerzo debe considerarse en la localización del eje neutro. Así mismo, en el cálculo de las propiedades de la sección debe considerarse el área de vacíos creados por las envolturas o ductos para el refuerzo preesforzado no adherido. Un procedimiento para evaluar.

TABLA 5.76.10.1
REQUISITOS DE DISEÑO PARA FUNCIONAMIENTO

	PRESFORZADO			NO PREESFORZADO
	CLASE U	CLASE T	CLASE C	
Comportamiento Supuesto	No Fisurado	Transición entre fisurado y no fisurado	Fisurado	FISURADO
Propiedades de la sección bajo cargas de servicio	Seccion Bruta 24.5.2.2	Seccion Bruta 24.5.2.2	Sección fisurada 24.5.2.3	NO HAY REQUISITOS
Esfuerzo Admisible en transferencia	24.5.3	24.5.3	24.5.3	NO HAY REQUISITOS
Esfuerzo de compresión admisible basado en sección no fisurada	24.5.4	24.5.4	NO HAY REQUISITOS	NO HAY REQUISITOS
Esfuerzo a tracción bajo cargas de servicio 24.5.2.1	$\leq 0.62\sqrt{f'_c}$	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$	NO HAY REQUISITOS	NO HAY REQUISITOS
Base para el cálculo de las deflexiones	24.2.3.8, 24.2.4.2 Sección fisurada bilineal	24.2.3.9, 24.2.4.2 Sección fisurada bilineal	24.2.3.9, 24.2.4.2 Sección fisurada, bilineal	24.2.3, 24.2.4.1 Momento efectivo de inercia.
Control de fisuración	No hay Requisitos	No hay Requisitos	24.3	24.3
Cálculo de Δf_{ps}o f_s para el control de fisuración	---	---	Análisis de Sección Fisurada	M/(AS x brazo) ó (2/3) f_y
Refuerzo Superficial	No hay Requisitos	No hay Requisitos	9.7.2.3	9.7.2.3

5.76.10.1.1 Para los miembros Clase U y Clase T, se permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio usando la sección no fisurada.

5.76.10.1.2 Para los miembros Clase C, los esfuerzos bajo cargas de servicio se deben calcular usando la sección transformada fisurada.

Los miembros preesforzados se clasifican con base en la magnitud del esfuerzo en la zona precomprimida sometida a tracción, calculada suponiendo que la sección se mantiene sin fisurar. Una vez que se ha determinado que un miembro es Clase C, con f_t≤√(⟦f^1⟧_c)se permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio usando la sección transformada fisurada.

5.76.11 REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PREFABRICADO

5.76.11.1 INFORMACIÓN SOBRE EL DISEÑO.

(a) Las tolerancias para las dimensiones de los miembros prefabricados y miembros de interconexión.

(a) El diseño de los miembros prefabricados y sus conexiones es particularmente sensible a las tolerancias en las dimensiones de los miembros individuales y a su ubicación en la estructura. Para prevenir malos entendidos, las tolerancias en el diseño deben ser especificadas en los documentos de construcción. En vez de especificar tolerancias individuales e puede especificar la norma técnica que contiene las tolerancias usadas en el diseño. Es especialmente importante especificar cualquier desviación respecto a lo contenido en las normas técnicas. Las tolerancias requeridas en 5.76.11.1.1 se consideran requisitos mínimos aceptables para el refuerzo de miembros de HORMIGÓN prefabricado. Debe remitirse a ACI ITG-7 como guía sobre las normas técnicas aceptadas en la industria respecto a tolerancias de productos y de montaje de prefabricados. Las tolerancias para a interfaz entre el HORMIGÓN prefabricado y el HORMIGÓN colocado en sitio se encuentran en ACI 117.

(b) El detallado de los dispositivos de izaje, Insertos y refuerzos necesarios para resistir las fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje, cuando sean diseñados por el profesional facultado para diseñar.

5.76.11.1.1 REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN A CUMPLIR.

(a) Todo miembro prefabricado debe ser marcado para indicar su ubicación y orientación en la estructura, y la fecha de fabricación.

(b) Las marcas de identificación deben corresponder con las de los planos de montaje. Cuando los dispositivos, insertos y refuerzos no sean diseñados por el profesional facultado para diseñar, estos detalles deben incluirse en los planos de taller de acuerdo con 5.76.11.1.1(c).

(c) El detallado de los dispositivos de izaje, insertos y refuerzos relacionados para resistir las fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje cuando no sean diseñados por el profesional facultado para diseñar. Véase 5.76.11.1.1(b) A opción del profesional facultado para diseñar, los documentos de construcción pueden exigir que los planos de taller, cálculos, o ambos, deban ser aprobados para los miembros de esta disposición cuando su diseño haya sido delegado al constructor.

(d) Las estructuras y miembros prefabricados deben estar adecuadamente apoyados y arriostrados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento, resistencia y estabilidad hasta que se completen las conexiones permanentes. Todas las conexiones temporales de montaje, arriostramientos y apuntalamientos deben estar indicadas en los documentos de construcción o de montaje, así como la secuencia de retiro de estos elementos, dependiendo de la asignación de responsabilidades de los medios y métodos de construcción.

(e) Cuando lo apruebe el profesional facultado para diseñar, se permite que se embeban elementos mientras el HORMIGÓN aún se encuentra en estado plástico, siempre que se cumpla con (1) hasta (4):

(1) Los elementos embebidos deben sobresalir del HORMIGÓN o quedar expuestos para inspección.

(2) Los elementos embebidos no se requiere que sean enganchados o amarrados al refuerzo dentro del HORMIGÓN.

(3) Los elementos embebidos deben mantenerse en la posición correcta mientras el HORMIGÓN permanezca plástico.

(4) El HORMIGÓN debe compactarse adecuadamente alrededor de los elementos embebidos.

Muchos productos prefabricados son producidos en forma tal que es difícil, si no imposible, colocar el refuerzo que sobresale del HORMIGÓN antes de la colocación del HORMIGÓN. Tales miembros, como estribos pala cortante horizontal e insertos, pueden ser colocados mientras el HORMIGÓN está plástico, si se toman las precauciones adecuadas. Es la disposición no es aplicable al refuerzo que está completamente embebido, o a miembros embebidos que deben ser enganchados o amarrados al refuerzo embebido.

5.76.12 REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PREESFORZADO
5.76.12.1 INFORMACIÓN SOBRE EL DISEÑO:
(a) Magnitud y localización de las fuerzas de preesforzado.

(b) Secuencia de tensionamiento de los tendones.

(c) Tipo, dimensiones, detalles y localización de los anclajes de postensado para sistemas seleccionados por el profesional facultado para diseñar.
(d) Tolerancias para la colocación de los tendones y ductos de postensado de acuerdo con la Tabla 26.6.2.1 (a).

(e) Los materiales y detalles de protección contra la corrosión para tendones, acoples y conexiones, anclajes de postensado y regiones de anclajes. Para las recomendaciones respecto a la protección, véase las secciones 4.2 y 4.3 de ACI 423.3R y las secciones 3,4, 3.6, 5, 6 y 8.3 de la ACI 423.7. También, se debe con-

sultar 20.5.1.4.2 para les requisitos de protección contra la corrosión. Puede lograrse una protección contra la corrosión por medio de diferentes métodos. La protección contra la corrosión que se proporcione debe ser la adecuada para el medio ambiente en el que estén situados los tendones. Algunas condiciones requieren que el acero de preesforzado esté protegido por un recubrimiento de HORMIGÓN o por de inyección de cemento en una tubería de plástico o metal; otras condiciones permiten la protección proporcionada por revestimientos tales como pintura o grasa. Los métodos de protección contra la corrosión deben cumplir con los requisitos de protección contra el fuego del reglamento general de construcción, a menos que la instalación del postensado externo sea únicamente para mejorar el funcionamiento.

(f) Requisitos para ductos de tendones adheridos. En PTI M50.3 y PTI M55.1 se dan guías los requisitos de los ductos para tendones adheridos.

(g) Los requisitos para el mortero de inyección de los tendones adheridos, incluyendo los requisitos sobre el contenido máximo de ion cloruro (CV) soluble en agua en 19.4.1. PTI M5SA da pautas para la especificación del mortero de inyección para tendones adheridos.

5.76.12.2 REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN A CUMPLIR:

(a) El tipo, dimensiones, detalles y localización de los sistemas de anclajes de postensado que no estén incluidos en los documentos de construcción deben ser remitidos al profesional facultado para diseñar para su revisión.

(b) Los tendones y ductos de postensado deben colocarse dentro de las tolerancias requeridas y deben apoyarse para evitar desplazamientos que excedan las tolerancias permitidas durante la colocación del HORMIGÓN. La secuencia de tensionamiento de los dispositivos de anclaje puede tener un efecto significativo en los esfuerzos de la zona general. Por lo tanto, es importante conside-

rar no solamente la etapa final de una secuencia de tensionamiento, con todos los tendones ya tensados, sino también las etapas intermedias durante la construcción. Deben tenerse en cuenta las fuerzas de estallido críticas causadas por cada una de las combinaciones de la secuencia de postensado de los tendones, así como las de los grupos de tendones completos.

(c) Los conectores deben colocarse en zonas aprobadas por el profesional facultado para diseñar y encerrarse en cajas lo suficientemente largas de manera que permitan los movimientos necesarios.

(d) Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades del refuerzo de preesforzado deben realizarse de manera tal que el acero de preesforzado no quede expuesto a chispas o descargas eléctricas, o a temperaturas excesivas que puedan degradar las propiedades del refuerzo.

(e) La fuerza de preesfuerzo y las pérdidas por fricción deben verificarse mediante (1) y (2).

(1) La medición de la elongación del refuerzo de preesforzado comparado con la elongación calculada usando el módulo de elasticidad determinado mediante ensayos o informado por el fabricante.

(2) La medición de la fuerza del gato usando un equipo calibrado, como un manómetro, celda de carga o dinamómetro.

Las mediciones de la elongación para preesforzado deben estar de acuerdo con los procedimientos indicados en el Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products (MNL 117), publicado por Precast/Prest1cssecl Concrete Instituto.

(f) Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en la determinación de la fuerza entre (1) y (2) de 5.76.12.2 (e) que supere el 5 por ciento en los miembros pretensados o el 7 por ciento en las construcciones

postensadas, a menos que el profesional facultado para diseñar apruebe algo diferente. La tolerancia del 5 por ciento refleja principalmente la experiencia con la producción de miembros de HORMIGÓN pretensados. Puesto que el refuerzo preesforzado de miembros pretensados habitualmente se tensiona al aire con efectos de fricción mínimos, se ha mantenido el 5 por ciento de tolerancia para dichos miembros. Para la construcción postensada, se permite una tolerancia levemente mayor. Las mediciones de elongación para una estructura postensada son afectadas por varios factores que son menos significativos, o que no existen pana los miembros pretensados. La fricción a lo largo del acero de preesforzado en aplicaciones de postensado puede verse afectada en forma variable por las tolerancias de colocación y pequeñas irregularidades en el perfil del tendón debidas a la colocación del tendón y del HORMIGÓN. Los coeficientes de fricción entre el acero de preesforzado y el ducto también varían.

(g) La pérdida total de preesforzado debida al refuerzo de preesforzado roto que no es reemplazado no debe exceder del 2 por ciento del preesforzado total, a menos que lo apruebe el profesional facultado para diseñar. Esta disposición se aplica a todos los miembros de HORMIGÓN preesforzado. Para los sistemas de losas postensadas construidas en obra, un miembro debe ser aquella porción considerada como una unidad en el diseño, tales como viguetas y el ancho efectivo en las losas con viguetas en una dilección, o la franja de columna o franja central en los sistemas de placas planas en dos direcciones. En algunos miembros puede ser aceptable más de 2 por ciento de pérdida de preesfuerzo debida al refuerzo preesforzado roto que no se reemplaza.

(h) Cuando la transferencia de fuerza desde los extremos del banco de pretensado al HORMIGÓN se efectúe cortando el acero de preesforzado con soplete, los puntos de corte y la secuencia de cortado deben predeterminarse con el objeto de evitar esfuerzos temporales no deseados en miembros pretensados.

(i) Los tramos largos de torones pretensados expuestos deben cortarse lo más cerca posible del miembro para reducir al mínimo los impactos en el HORMIGÓN.

(j) El acero preesforzado en los miembros postensados no debe tensarse hasta que la resistencia a la compresión del HORMIGÓN sea al menos de 17 MPa para los tendones de un torón o para barras o de al menos 28 MPa para tendones de varios torones, o una resistencia mayor si se requiere. En 5.76.12.2 (k) se presenta una excepción a estos requisitos de resistencia.

(k) Se permite una resistencia menor a la compresión del HORMIGÓN que la requerida en siempre que se cumpla con (1) ó (2):

(1) Se usen dispositivos de anclaje sobre dimensionados para compensar la menor resistencia a compresión.

(2) El acero de preesforzado esté tensionado a no más del 50 por ciento de la fuerza final del preesforzado.

Para limitar la fisuración temprana por retracción, los tendones de un torón se tensionan algunas veces con resistencia del HORMIGÓN de menos de 17 MPa. En estos casos, se usan anclajes sobredimensionados de un torón, o bien, los torones se tensionan por etapas, a menudo a niveles de la tercera parte a la mitad de la fuerza final de preesforzado.



ANEXOS

ANEXO 1.- DISEÑO DE SECCIÓNES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA CON GRAN EXCENTRICIDAD SEGÚN EL REGLAMENTO ACI 318-02

1 INTRODUCCIÓN

La versión 2002 del ACI 318 contiene los mayores y más fundamentales cambios hechos al Reglamento en casi 40 años. En este anexo se va a estudiar con detalle cómo estos cambios han afectado los procedimientos de diseño de secciónes rectangulares sometidas a flexión compuesta con gran excentricidad.

Los cambios más significativos son la eliminación de los conceptos "Diseño como Viga" y "Diseño como Columna", y la eliminación del concepto de "Cuantía Máxima". En la nueva versión sólo se tienen elementos sometidos a flexión compuesta. Según el ACI 318, Acápite 10.3 "Principios y Requisitos Generales", cuando la excentricidad es muy grande, como en el caso de las vigas, se trata de secciónes con "tracción dominante" (Acápite 10.3.4), y en el caso de excentricidades pequeñas, como el caso de las columnas, se trata de secciónes con "compresión dominante" (Acápite 10.3.3). A diferencia de las versiones anteriores, la definición del tipo de solicitación (tracción o compresión dominante) no se hace a partir de la magnitud de la fuerza axial, sino de la deformación unitaria de la armadura traccionada.

En ambos casos, el procedimiento de diseño es el mismo: se debe demostrar que las fuerzas interiores producidas por las cargas factorizadas son menores o iguales que las fuerzas nominales de rotura de la sección, multiplicadas por el factor de reducción de resistencia Ø.

En general se debe cumplir:

$Mu <= Ø \cdot Mn$

$Nu <= Ø \cdot Nn$

En las versiones anteriores del reglamento, el control de deformaciones en las armaduras traccionadas se hacía a través del control de la cuantía. Al limitar la cuantía a una fracción de la cuantía de la sección balanceada (cuantía máxima), lo que se hacía era asegurar una deformación en las armaduras traccionadas mayor que la deformación de fluencia. En esta nueva versión del Reglamento no se limita la cuantía, sino que el control de las deformaciones se hace a través del factor Ø, el cual depende directamente de la deformación del acero, penalizando los casos donde las deformaciones del acero son pequeñas con valores menores de Ø.

2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA Ø (Acápite 9.3.2 ACI 318-02)

El valor del factor de reducción de resistencia Ø ya no depende de la Fuerza Axial Nu, sino de la deformación del acero más alejado del borde comprimido.

VALORES DE Ø:

Zona A: Tracción Dominante: $\varepsilon s \geq 0.005$
Ø = 0.90
Zona B: Zona de transición: $0.005 \geq \varepsilon s \geq \varepsilon sb$
Ø = 0.65 + 0.25· (εs - εsb) / (0.005 - εsb) (Secc. con estribos)
Ø = 0.70 + 0.20· (εs - εsb) / (0.005 - εsb) (Secc. zunchadas)

εsb = fy / Es: Deformación de fluencia del acero (= 0.002 para acero de pretensado)

Para fy = 4.2 ton/cm² o para acero de pretensado (εsb = 0.002):

Ø = 0.4833 + 83.33·εs (Secc. con estribos)

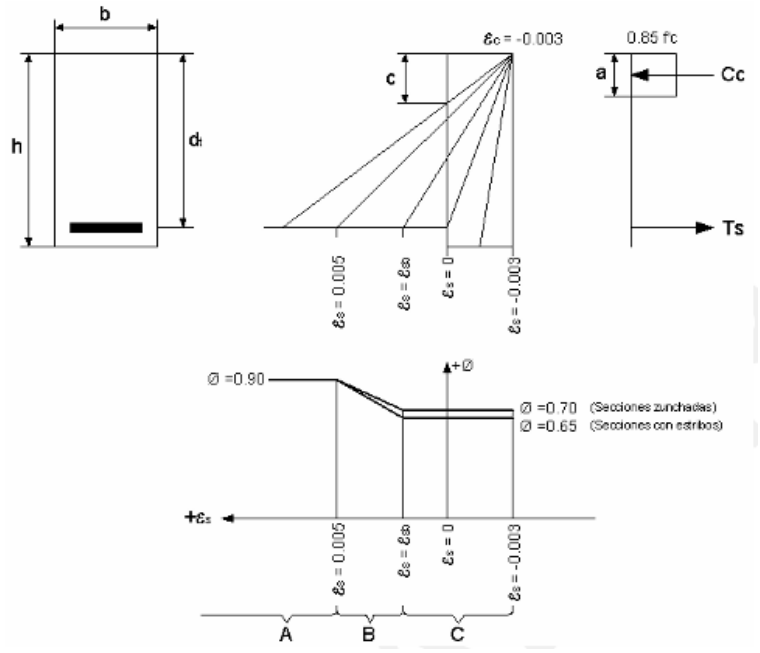
Ø = 0.5667 + 66.67·εs (Secc. zunchadas)

Zona C: Compresión Dominante: $\varepsilon s \leq \varepsilon sb$

Ø = 0.65 (Secciónes con estribos)

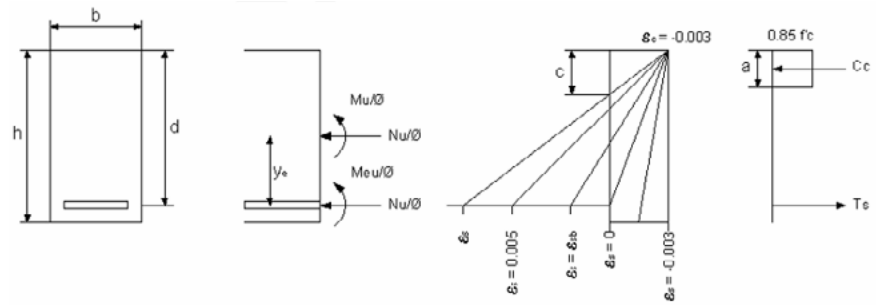
Ø = 0.70 (Secciónes zunchadas)

FIGURA 1.1



3 PLANTEAMIENTO GENERAL PARA ZONAS A Y B:

FIGURA 1.2



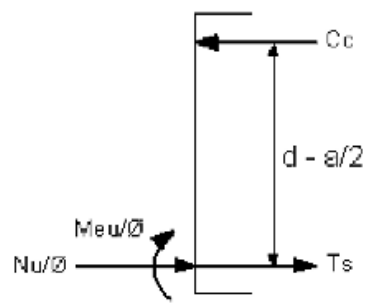
Meu = Mu + Nu · ye ye = d – h / 2 + Nu = compresión
kc = c / d ka = a / d

Posición del eje neutro: (deformaciones con su signo: εc = -0.003)
(εs - εc) / d = -εc / c De donde c / d = kc = -εc / (εs - εc) (A.1)
O sea: c = kc · d

Altura del bloque de compresión:
a = β1 · c = β1 · kc · d ka = β1 · kc (A.2) a = ka · d
Para f'c ≤ 280 kg/cm²: β1 = 0.85
f'c > 280 kg/cm²: β1 = 0.85 – (f'c – 280) / 1400 ≥ 0.65

Condiciones de equilibrio:

FIGURA 1.3



Cc = 0.85·f'c·a·b
Ts = fs·As
(a) Σ N = Nu/Ø + Ts – Cc = 0
(b) Σ MT = Meu/Ø – Cc· (d – a/2) = 0
(c) Σ MC = Meu/Ø – (Nu/Ø + Ts) · (d - a/2) = 0

de la ecuación (b):

Meu = Ø·Cc· (d – a/2)

0.85·Ø·f'c·a·b·(d - a/2) a = ka·d
0.85·Ø·f'c·b·d2·ka·(1 - ka/2)
Meu/(f'c·b·d2) = 0.85·Ø·ka·(1 - ka/2)

Haciendo $m_r = \frac{M_{eu}}{f'_c \cdot b \cdot d^2}$ se obtiene: $m_r = 0.85 \cdot \emptyset \cdot k \cdot (1 - k/2)$

de la ecuación (c):

Meu =Ø(Nu/ Ø + Ts)·(d - a/2) Ts = fs·As
(Nu + Ø·Ts)·(d - a/2)
Nu·(d – a/2) + Ø·fs·As·(d – a/2)

de donde se despeja As:

$$A_s = \frac{M_{eu}}{\emptyset \cdot (d - a/2)} - \frac{N_u}{\emptyset \cdot f_s}$$

Como fs = fy (la armadura traccionada debe estar en fluencia), y haciendo se obtiene:

$$\frac{M_{eu}}{\emptyset \cdot f_y \cdot (d - a/2)} = \omega \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$As = \omega \cdot (f'c/fy) \cdot b \cdot d - Nu/(\emptyset \cdot fy)$$

$$\omega: cuantía\ mecánica = \rho \cdot (fy / f'c)$$

$$a = ka \cdot d$$

$$\omega = \frac{M_{eu} \cdot f_y}{\emptyset \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) f'_c \cdot b \cdot d}$$

$$\omega = \frac{M_{eu}}{\emptyset \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot (1 - k_a/2)}$$

$$\omega = \frac{0.85 \cdot \emptyset \cdot k_a \cdot (1 - k_a/2)}{\emptyset \cdot (1 - k_a/2)}$$

$$\omega = 0.85 \cdot k_a$$

Se obtiene una relación directa entre mr y ω despejando ka de la ecuación

$$m_r = 0.85 \cdot \emptyset \cdot ka \cdot (1 - ka/2)$$

$$m_r = 0.85 \cdot \emptyset \cdot ka - 0.85 \cdot \emptyset \cdot ka^2/2$$

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - \frac{m_r}{0.425 \cdot \emptyset}}$$

Por tanto

$$\omega = 0.85 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{m_r}{0.425 \cdot \emptyset}}\right]$$

(A.3)

Se puede notar que los valores de ω, Ø, mr y ka dependen de ?s, por lo que se puede construir una tabla con estos valores y usarla para diseño. (Ver tablas anexas)

Si se va a hacer un programa o se va a hacer el diseño a mano, se debe usar un proceso iterativo:

Suponer que Ø = 0.90
Calcular ka a partir de Ø y mr (Ec. A.3)
Con ka y β1 calcular ?s (Ec. A.1 y A.2)
Con ?s calcular el nuevo valor de Ø
Si el nuevo valor de Ø es diferente del valor inicial, volver al paso No. 2

Una forma de saber de antemano cual es el valor de Ø es calcular el valor del momento reducido mr para el estado de deformación ⊠s = 0.005. Para definir este estado se usa el subíndice “5”.

$\varepsilon s = 0.005$

$K_{c5} = 0.003 / (0.003 + 0.005) = 0.375$

$K_{a5} = \beta 1 \cdot kc5 = 0.375 \cdot \beta 1$

$Ø_5 = 0.90$

$m_{r5} = 0.85 \cdot 0.90 \cdot 0.375 \cdot \beta 1 \cdot (1 - 0.375 \cdot \beta 1/2) = 0.2869 \cdot \beta 1 \cdot (1 - 0.1875 \cdot \beta 1)$

TABLA A.1

COEFICIENTES ß1 Y MR5

f'c	$ß_1$	mr5
[kg/cm²]	[--]	[--]
≤ 280	0.85	0.205
350	0.80	0.195
420	0.75	0.185
500	0.69	0.173
560	0.65	0.164

Cuando mr ≤ mr5 , siempre se tiene Ø = 0.90

Son muy raros los casos donde haya que iterar. Las deformaciones del acero donde el factor Ø no es
0.90 son muy pequeñas, lo que corresponde a secciónes muy solicitadas.
En estos casos generalmente es más económico aumentar el peralte de la sección.

4 SECCIÓNES CON ARMADURA DE COMPRESIÓN

çSegún el Acápite 10.3.5 del ACI 318-02, para elementos no pretensados con una fuerza axial de compresión menor de 0.10·f'c·Ag, la deformación de la armadura más traccionada t no debe ser menor de 0.004. Esta deformación del acero corresponde a la zona B, o sea la zona de transición.

Usando el subíndice l para definir este estado de deformación, se tiene:

$$\varepsilon sl = 0.004$$
$$k_{cl} = 0.003 / (0.003 + 0.004) = 0.4286$$
$$k_{al} = \beta 1 \cdot kcl = 0.4286 \cdot \beta 1$$
$$\emptyset_l = 0.65 + 0.25 \cdot (\varepsilon sl - \varepsilon sb) / (0.005 - \varepsilon sb)\, mrl = 0.85 \cdot \emptyset l \cdot kal \cdot (1 - kal/2)$$
$$\omega = 0.85 \cdot k_{al} = 0.85 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{m_{rl}}{0.425 \cdot \emptyset_l}}\right]$$

El momento máximo que puede resistir la sección sin armadura de compresión es:

$M_{eul} = m_{rl} \cdot [\![f']\!]_c \cdot b \cdot d^2$

O sea, que cuando el valor mr sea menor que mrl, la sección no necesita armaduras de compresión.

LÍMITE PARA SECCIÓNES SIN ARMADURAS DE COMPRESIÓN

$\varepsilon sl = 0.004$

$k_{cl} = 0.4286$

a) $fy = 2800\ kg/cm^2 \varepsilon sb = 0.0013\ \emptyset l = 0.8318$

a) $fy = 2800\ kg/cm^2 \varepsilon sb = 0.0013\ \emptyset l = 0.8318$

f'_c	ß1	kal	mrl	ω_l
kg/cm²]	[--]	[--]	[--]	[--]
≤ 280	0.85	0.3643	0.211	0.310
350	0.80	0.3429	0.201	0.291
420	0.75	0.3214	0.191	0.273
500	0.69	0.2969	0.179	0.252
560	0.65	0.2786	0.170	0.237

b) $fy = 4200\ kg/cm^2 \varepsilon sb = 0.0020 Øl = 0.8167$

f'c	ß1	kal	mrl	ω_l
kg/cm²] ≤ 280	[--] 0.85	[--] 0.3643	[--] 0.207	[--] 0.310
350	0.80	0.3429	0.197	0.291
420	0.75	0.3214	0.187	0.273
500	0.69	0.2969	0.176	0.252
560	0.65	0.2786	0.166	0.237

Cuando Meu > Meul (o lo que es lo mismo: mr > mrl) el exceso de momento por encima de Meul deberá ser resistido por un par de armaduras adicionales en tracción y compresión.

ΔMeu = Meu - Meul

a) Armadura traccionada:

$$\Delta A_s = \frac{\Delta M_{eu}}{\emptyset_l \cdot f_y \cdot (d - d)} \qquad f_s = f_y\ (\varepsilon_s = 0.004 > f_y/E_s)$$

La armadura traccionada total será:

$As = \omega l \cdot (f'c/fy) \cdot b \cdot d - Nu/(\emptyset l \cdot fy) + \Delta As$

b) Armadura comprimida:

$$A'_s = \frac{\Delta M_{eu}}{\emptyset_l \cdot (f'_s - 0.85 f'_c) \cdot (d - d')}$$

Se resta 0.85f'c a f's para descontar el área ocupada por el acero en la zona comprimida de hormigón.

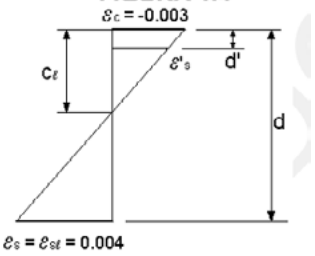
El esfuerzo f's de la armadura comprimida depende de ε's, que se puede calcular por relación de triángulos:

$$\frac{\varepsilon_{sl} - \varepsilon_c}{d} = \frac{\varepsilon'_s - \varepsilon_c}{d'}$$

$$\frac{0.004 + 0.003}{d} = \frac{\varepsilon'_s + 0.003}{d'}$$

$$\varepsilon'_s = 0.007 \cdot \frac{d'}{d} - 0.003$$

FIGURA 1.4



El esfuerzo en la armadura comprimida es:

$f's = E * \varepsilon's \leq fy$

Aun cuando no está prohibido por el reglamento, en la práctica es preferible evitar secciónes donde el factor Ø sea menor de 0.90, pues esto da como resultado secciónes antieconómicas, al penalizar la resistencia de la sección para compensar la poca ductilidad. Como las secciónes con armaduras de compresión siempre caen en este rango, en general es preferible aumentar el peralte de la sección que usar estas secciónes.

ANEXO 2.- TABLAS PARA EL DISEÑO DE SECCIÓNES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA CON GRAN EXCENTRICIDAD SEGÚN EL REGLAMENTO ACI 318-02

DISEÑO DE SECCIÓNES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.1 f_y= 2800 kg/cm² ⟦f'⟧_c<= 280 kg/cm²

εsb = 0.0013 ß1 = 0.85
kcl = 0.429 kal = 0.364
Øl = 0.832 mrl = 0.211

m_r	Ø	k_a	k_c	ε_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.080	0.0347	0.058
0.055	0.900	0.075	0.088	0.0311	0.063
0.060	0.900	0.082	0.096	0.0282	0.070
0.065	0.900	0.089	0.105	0.0257	0.076
0.070	0.900	0.096	0.113	0.0235	0.082
0.075	0.900	0.103	0.122	0.0217	0.088
0.080	0.900	0.111	0.130	0.0200	0.094
0.085	0.900	0.118	0.139	0.0186	0.100
0.090	0.900	0.126	0.148	0.0173	0.107
0.095	0.900	0.133	0.157	0.0162	0.113
0.100	0.900	0.141	0.165	0.0151	0.120
0.105	0.900	0.148	0.174	0.0142	0.126
0.110	0.900	0.156	0.183	0.0134	0.133
0.115	0.900	0.164	0.193	0.0126	0.139
0.120	0.900	0.172	0.202	0.0119	0.146
0.125	0.900	0.180	0.211	0.0112	0.153
0.130	0.900	0.188	0.221	0.0106	0.159
0.135	0.900	0.196	0.230	0.0100	0.166

BORRADOR

0.140	0.900	0.204	0.240	0.0095	0.173
0.145	0.900	0.212	0.249	0.0090	0.180
0.150	0.900	0.220	0.259	0.0086	0.187
0.155	0.900	0.229	0.269	0.0081	0.194
0.160	0.900	0.237	0.279	0.0077	0202
0.165	0.900	0.246	0.289	0.0074	0.209
0.170	0.900	0.255	0.300	0.0070	0.216
0.175	0.900	0.263	0.310	0.0067	0.224
0.180	0.900	0.272	0.320	0.0064	0.232
0.185	0.900	0.281	0.331	0.0061	0.239
0.190	0.900	0.291	0.342	0.0058	0.247
0.195	0.900	0.300	0.353	0.0055	0.255
0.200	0.900	0.309	0.364	0.0052	0.263
0.205	0.900	0.319	0.375	0.0050	0.271
0.210	0.849	0.352	0.414	0.0043	0.299
0.211	0.843	0.356	0.418	0.0042	0.302

DISEÑO DE SECCIÓNES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.2 fy = 2800 kg/cm² f'c = 350 kg/cm²

εsb = 0.0013 ß1 = 0.80
kcl = 0.429 kal = 0.343
Øl = 0.832 mrl = 0.201

BORRADOR

m_r	Ø	k_a	k_c	ε_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.085	0.0325	0.058
0.055	0.900	0.075	0.093	0.0291	0.063
0.060	0.900	0.082	0.102	0.0263	0.070
0.065	0.900	0.089	0.111	0.0240	0.076
0.070	0.900	0.096	0.120	0.0220	0.082
0.075	0.900	0.103	0.129	0.0202	0.088
0.080	0.900	0.111	0.138	0.0187	0.094
0.085	0.900	0.118	0.148	0.0173	0.100
0.090	0.900	0.126	0.157	0.0161	0.107
0.095	0.900	0.133	0.166	0.0150	0.113
0.100	0.900	0.141	0.176	0.0141	0.120
0.105	0.900	0.148	0.185	0.0132	0.126
0.110	0.900	0.156	0195	0.0124	0.133
0.115	0.900	0.164	0.205	0.0117	0.139
0.120	0.900	0.172	0.214	0.0110	0.146
0.125	0.900	0.180	0224	0.0104	0.153
0.130	0.900	0.188	0.234	0.0098	0.159
0.135	0.900	0.196	0.245	0.0093	0.166
0.140	0.900	0.204	0.255	0.0088	0.173
0.145	0.900	0.212	0.265	0.0083	0.180

BORRADOR

0.150	0.900	0.220	0.275	0.0079	0.187
0.155	0.900	0.229	0.286	0.0075	0.194
0.160	0.900	0.237	0.297	0.0071	0.202
0.165	0.900	0.246	0.307	0.0068	0.209
0.170	0.900	0.255	0.318	0.0064	0.216
0.175	0.900	0.263	0.329	0.0061	0.224
0.180	0.900	0.272	0.340	0.0058	0.232
0.185	0.900	0.281	0.352	0.0055	0.239
0.190	0.900	0.291	0.363	0.0053	0.247
0.195	0.900	0.300	0.375	0.0050	0.255
0.200	0.864	0.321	0.402	0.0045	0.273
0.201	0.860	0.324	0.405	0.0044	0.275

DISEÑO DE SECCIÓNES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.3 fy = 2800 kg/cm² f'c = 420 kg/cm²

εsb = 0.0013 ß1 = 0.75
kcl = 0.429 kal = 0.321
Øl = 0.832 mrl = 0.191

m_r	Ø	k_a	k_c	ε_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.090	0.0303	0.058
0.055	0.900	0.075	0.100	0.0271	0.063
0.060	0.900	0.082	0.109	0.0245	0.070
0.065	0.900	0.089	0.119	0.0223	0.076
0.070	0.900	0.096	0.128	0.0204	0.082
0.075	0.900	0.103	0.138	0.0188	0.088
0.080	0.900	0.111	0.148	0.0173	0.094
0.085	0.900	0.118	0.157	0.0161	0.100
0.090	0.900	0.126	0.167	0.0149	0.107
0.095	0.900	0.133	0.177	0.0139	0.113
0.100	0.900	0.141	0.187	0.0130	0.120
0.105	0.900	0.148	0.198	0.0122	0.126
0.110	0.900	0.156	0.208	0.0114	0.133
0.115	0.900	0.164	0.218	0.0107	0.139
0.120	0.900	0.172	0.229	0.0101	0.146
0.125	0.900	0.180	0.239	0.0095	0.153
0.130	0.900	0.188	0.250	0.0090	0.159
0.135	0.900	0.196	0.261	0.0085	0.166
0.140	0.900	0.204	0.272	0.0080	0.173
0.145	0.900	0.212	0.283	0.0076	0.180

BORRADOR

0.150	0.900	0.220	0.294	0.0072	0.187
0.155	0.900	0.229	0.305	0.0068	0.194
0.160	0.900	0.237	0.316	0.0065	0.202
0.165	0.900	0.246	0.328	0.0061	0.209
0.170	0.900	0.255	0.340	0.0058	0.216
0.175	0.900	0.263	0.351	0.0055	0.224
0.180	0.900	0.272	0.363	0.0053	0.232
0.185	0.899	0.282	0.376	0.0050	0.239
0.190	0.889	0.287	0.383	0.0048	0.244
0.191	0.892	0.286	0.381	0.0049	0.243

DISEÑO DE SECCIÓNES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.4 fy = 4200 kg/cm² f'c <= 280 kg/cm²

εsb = 0.0020 ß1 = 0.85

kcl = 0.429 kal = 0.364

Øl = 0.817 mrl = 0.207

m_r	Ø	k_a	k_c	ε_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.080	0.0347	0.058
0.055	0.900	0.075	0.088	0.0311	0.063
0.060	0.900	0.082	0.096	0.0282	0.070
0.065	0.900	0.089	0.105	0.0257	0.076
0.070	0.900	0.096	0.113	0.0235	0.082
0.075	0.900	0.103	0.122	0.0217	0.088
0.080	0.900	0.111	0.130	0.0200	0.094
0.085	0.900	0.118	0.139	0.0186	0.100
0.090	0.900	0.126	0.148	0.0173	0.107
0.095	0.900	0.133	0.157	0.0162	0.113
0.100	0.900	0.141	0.165	0.0151	0.120
0.105	0.900	0.148	0.174	0.0142	0.126
0.110	0.900	0.156	0.183	0.0134	0.133
0.115	0.900	0.164	0.193	0.0126	0.139
0.120	0.900	0.172	0.202	0.0119	0.146
0.125	0.900	0.180	0.211	0.0112	0.153
0.130	0.900	0.188	0.221	0.0106	0.159
0.135	0.900	0.196	0.230	0.0100	0.166
0.140	0.900	0.204	0.240	0.0095	0.173
0.145	0.900	0.212	0.249	0.0090	0.180
0.150	0.900	0.220	0.259	0.0086	0.187

BORRADOR

0.155	0.900	0.229	0.269	0.0081	0.194
0.160	0.900	0.237	0.279	0.0077	0.202
0.165	0.900	0.246	0.289	0.0074	0.209
0.170	0.900	0.255	0.300	0.0070	0.216
0.175	0.900	0.263	0.310	0.0067	0.224
0.180	0.900	0.272	0.320	0.0064	0.232
0.185	0.900	0.281	0.331	0.0061	0.239
0.190	0.900	0.291	0.342	0.0058	0.247
0.195	0.900	0.300	0.353	0.0055	0.255
0.200	0.900	0.300	0.364	0.0052	0.263
0.205	0.899	0.319	0.375	0.0050	0.271
0.207	0.817	0.364	0.429	0.0040	0.310

DISEÑO DE SECCIÓNES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.5 fy = 4200 kg/cm² f'c = 350 kg/cm²

εsb = 0.0020 ß1 = 0.80
kcl = 0.429 kal = 0.343
Øl = 0.817 mrl = 0.197

m_r	Ø	k_a	k_c	ε_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.085	0.0325	0.058
0.055	0.900	0.075	0.093	0.0291	0.063
0.060	0.900	0.082	0.102	0.0263	0.070
0.065	0.900	0.089	0.111	0.0240	0.076
0.070	0.900	0.096	0.120	0.0220	0.082
0.075	0.900	0.103	0.129	0.0202	0.080
0.080	0.900	0.111	0.138	0.0187	0.094
0.085	0.900	0.118	0.148	0.0173	0.100
0.090	0.900	0.126	0.157	0.0161	0.107
0.095	0.900	0.133	0.166	0.0150	0.113
0.100	0.900	0.141	0.176	0.0141	0.120
0.105	0.900	0.148	0.185	0.0132	0.126
0.110	0.900	0.156	0.195	0.0124	0.133
0.115	0.900	0.164	0.205	0.0117	0.139
0.120	0.900	0.172	0.214	0.0110	0.146
0.125	0.900	0.180	0224	0.0104	0.153
0.130	0.900	0.188	0.234	0.0098	0.159
0.135	0.900	0.196	0.245	0.0093	0.166
0.140	0.900	0.204	0.255	0.0088	0.173
0.145	0.900	0.212	0.265	0.0083	0.180
0.150	0.900	0.220	0.275	0.0079	0.187

BORRADOR

0.155	0.900	0.229	0.286	0.0075	0.194
0.160	0.900	0.237	0.297	0.0071	0.202
0.165	0.900	0.246	0.307	0.0068	0.209
0.170	0.900	0.255	0.318	0.0064	0.216
0.175	0.900	0.263	0.329	0.0061	0.224
0.180	0.900	0.272	0.340	0.0058	0.232
0.185	0.900	0.281	0.352	0.0055	0.239
0.190	0.900	0.291	0.363	0.0053	0.247
0.195	0.900	0.300	0.375	0.0050	0.255
0.197	0.817	0.343	0.429	0.0040	0.291

DISEÑO DE SECCIÓNES DE HORMIGÓN ARMADO

TABLA 2.6 fy = 4200 kg/cm² f'c = 420 kg/cm²

εsb = 0.0020 ß1 = 0.75
kcl = 0.429 kal = 0.321
Øl = 0.817 mrl = 0.187

m_r	Ø	k_a	k_c	ε_s	ω
0.050	0.900	0.068	0.090	0.0303	0.058
0.055	0.900	0.075	0.100	0.0271	0.063
0.060	0.900	0.082	0.109	0.0245	0.070
0.065	0.900	0.089	0.119	0.0223	0.076
0.070	0.900	0.096	0.128	0.0204	0.082
0.075	0.900	0.103	0.138	0.0188	0.088
0.080	0.900	0.111	0.148	0.0173	0.094
0.085	0.900	0.118	0.157	0.0161	0.100
0.090	0.900	0.126	0.167	0.0149	0.107
0.095	0.900	0.133	0.177	0.0139	0.113
0.100	0.900	0.141	0.187	0.0130	0.120
0.105	0.900	0.148	0.198	0.0122	0.126
0.110	0.900	0.156	0.208	0.0114	0.133
0.115	0.900	0.164	0.218	0.0107	0.139
0.120	0.900	0.172	0.229	0.0101	0.146
0.125	0.900	0.180	0.239	0.0095	0.153
0.130	0.900	0.188	0.250	0.0090	0.159
0.135	0.900	0.196	0.261	0.0085	0.166
0.140	0.900	0.204	0.272	0.0080	0.173
0.145	0.900	0.212	0.283	0.0076	0.180
0.150	0.900	0.220	0.294	0.0072	0.187
0.155	0.900	0.229	0.305	0.0068	0.194

BORRADOR

0.160	0.900	0.237	0.316	0.0065	0.202
0.165	0.900	0.246	0.328	0.0061	0.209
0.170	0.900	0.255	0.340	0.0058	0.216
0.175	0.900	0.263	0.351	0.0055	0.224
0.180	0.900	0.272	0.363	0.0053	0.232
0.185	0.896	0.283	0.377	0.0050	0.240
0.187	0.817	0.321	0.429	0.0040	0.273

ANEXO 3.- CUANTÍA MÍNIMA EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

El objeto de disponer una cuantía mínima en secciónes sometidas a flexión es asegurar que en la sección haya suficiente acero para resistir por lo menos 1.2 veces el momento.

El esfuerzo de rotura por tracción del hormigón, o esfuerzo de agrietamiento, es:

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Ec. (41)

El momento máximo que resiste la sección sin que se produzcan grietas en el hormigón será por tanto: $MIn = fr \cdot S$ donde $S = b \cdot h^2/6$ (módulo de la sección)

$$M_n^I = \frac{b \cdot h^2 \cdot \sqrt{f'_c}}{3}$$

El momento último mínimo de diseño deberá ser:

$$M_{u\,min} = 1.2 \cdot M'_n = 0.4 \cdot b \cdot h^2 \cdot \sqrt{f'_c}$$

El cálculo de la cuantía se hace según el Acápite 5.3.3:

$$M_{r\,min} = \frac{M_{u\,min}}{f'_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.4 \cdot b \cdot h^2 \cdot \sqrt{f'_c}}{f'_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.4 \cdot (h/d)^2}{\sqrt{f'_c}}$$

Haciendo h/d l 1.15 tendremos:

$$M_{r\,min} = \frac{0.53}{\sqrt{f'c}}$$

$$\omega_{min} = 0.85 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{m_{r\,min}}{0.425 \cdot \emptyset}}\right] = 0.85 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1.383}{\sqrt{f'_c}}}\right] \quad (\emptyset = 0.90)$$

$$\rho_{min} = \omega_{min} \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1.383}{\sqrt{f'_c}}}\right] \approx \frac{0.6 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

TABLA B1 CUANTÍA MÍNIMA ρmin

f'_c kg/cm²	Acero fy [kg/cm²]	
	2800 (Grd. 40)	4200 (Grd. 60)
180	0.0029	0.0019
210	0.0031	0.0021
240	0.0033	0.0022
280	0.0036	0.0024
350	0.0040	0.0027
420	0.0044	0.0029

NEXO 4.- COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE MOMENTOS EN LOSAS

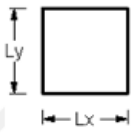
TABLA C.1

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



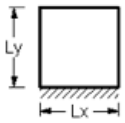
Tipo 1

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	150.78	9.42	--	--
0.55	107.89	9.87	--	--
0.60	80.41	10.42	--	--
0.65	62.09	11.08	--	--
0.70	49.46	11.88	--	--
0.75	40.49	12.81	--	--
0.80	33.95	13.91	--	--
0.85	29.08	15.18	--	--
0.90	25.36	16.64	--	--
0.95	22.48	18.31	--	--
1.00	20.21	20.21	--	--
1.05	18.40	22.36	--	--
1.10	16.93	24.78	--	--
1.15	15.73	27.51	--	--
1.20	14.73	30.55	--	--
1.25	13.91	33.95	--	--
1.30	13.21	37.74	--	--
1.35	12.63	41.94	--	--

BOE

1.40	12.13	46.59	--	--
1.45	11.70	51.72	--	--
1.50	11.33	57.37	--	--
1.55	11.01	63.57	--	--
1.60	10.74	70.36	--	--
1.65	10.49	77.79	--	--
1.70	10.28	85.87	--	--
1.75	10.09	94.67	--	--
1.80	9.93	104.22	--	--
1.85	9.78	114.56	--	--
1.90	9.65	125.74	--	--
1.95	9.53	137.80	--	--
2.00	9.42	150.78	--	--

TABLA C.2



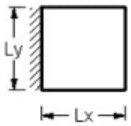
Tipo 2a

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



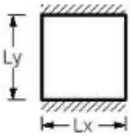
Tipo 2b

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	209.29	11.71	--	-8.20	0.50	133.96	9.78	-32.00	--
0.55	148.50	12.16	--	-8.29	0.55	97.69	10.38	-27.74	--
0.60	109.61	12.70	--	-8.41	0.60	74.34	11.13	-25.82	--
0.65	83.72	13.35	--	-8.57	0.65	58.67	12.04	-24.48	--
0.70	65.89	14.12	--	-8.77	0.70	47.78	13.13	-21.33	--
0.75	53.23	15.02	--	-9.01	0.75	39.97	14.42	-18.11	--
0.80	44.02	16.06	--	-9.31	0.80	34.23	15.93	-15.81	--
0.85	37.15	17.26	--	-9.67	0.85	29.90	17.69	-14.13	--
0.90	31.93	18.62	--	-10.10	0.90	26.58	19.73	-12.88	--
0.95	27.89	20.16	--	-10.61	0.95	23.97	22.05	-11.93	--
1.00	24.71	21.91	--	-11.20	1.00	21.91	24.71	-11.20	--
1.05	22.17	23.86	--	-11.89	1.05	20.24	27.72	-10.63	--
1.10	20.13	26.05	--	-12.69	1.10	18.89	31.12	-10.19	--
1.15	18.46	28.50	--	-13.60	1.15	17.77	34.94	-9.83	--
1.20	17.08	31.21	--	-14.64	1.20	16.84	39.23	-9.54	--

BORRADOR
PROHIBIDA LA VENTA

1.25	15.93	34.23	--	-15.81	1.25	16.06	44.02	-9.31	--
1.30	14.97	37.56	--	-17.14	1.30	15.40	49.35	-9.12	--
1.35	14.16	41.24	--	-18.63	1.35	14.84	55.28	-8.96	--
1.40	13.47	45.29	--	-20.29	1.40	14.36	61.84	-8.83	--
1.45	12.89	49.74	--	-22.15	1.45	13.95	69.08	-8.72	--
1.50	12.38	54.61	--	-24.15	1.50	13.60	77.06	-8.63	--
1.55	11.94	59.95	--	-24.59	1.55	13.28	85.82	-8.55	--
1.60	11.56	65.77	--	-25.08	1.60	13.01	95.42	-8.49	--
1.65	11.23	72.11	--	-25.63	1.65	12.78	105.91	-8.43	--
1.70	10.94	79.00	--	-26.22	1.70	12.57	117.35	-8.38	--
1.75	10.69	86.48	--	-26.84	1.75	12.38	129.79	-8.34	--
1.80	10.46	94.59	--	-27.49	1.80	12.21	143.31	-8.30	--
1.85	10.26	103.35	--	-28.17	1.85	12.07	157.94	-8.27	--
1.90	10.08	112.81	--	-28.88	1.90	11.94	173.77	-8.25	--
1.95	9.92	123.00	--	-30.42	1.95	11.82	190.87	-8.22	--
2.00	9.78	133.96	--	-32.00	2.00	11.71	209.27	-8.20	--

TABLA C.3



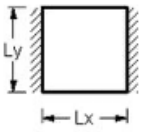
Tipo 3a

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



Tipo 3b

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy		Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	270.64	15.05	--	-12.15		0.50	151.42	11.45	-32.20	--
0.55	196.19	15.92	--	-12.22		0.55	115.15	12.58	-29.42	--
0.60	148.08	16.96	--	-12.31		0.60	91.13	13.96	-27.39	--
0.65	115.66	18.17	--	-12.43		0.65	74.53	15.61	-25.44	--
0.70	92.96	19.57	--	-12.58		0.70	62.63	17.56	-22.00	--
0.75	76.54	21.15	--	-12.76		0.75	53.83	19.85	-19.59	--
0.80	64.28	22.91	--	-12.98		0.80	47.16	22.48	-17.86	--
0.85	54.88	24.84	--	-13.25		0.85	41.96	25.48	-16.60	--
0.90	47.50	26.95	--	-13.57		0.90	37.82	28.86	-15.66	--
0.95	41.58	29.22	--	-13.95		0.95	34.46	32.61	-14.95	--
1.00	36.77	31.67	--	-14.40		1.00	31.67	36.77	-14.40	--
1.05	32.80	34.31	--	-14.92		1.05	29.33	41.33	-13.97	--
1.10	29.51	37.16	--	-15.51		1.10	27.35	46.33	-13.64	--
1.15	26.76	40.23	--	-16.20		1.15	25.64	51.79	-13.37	--
1.20	24.44	43.56	--	-16.98		1.20	24.18	57.76	-13.16	--
1.25	22.48	47.16	--	-17.86		1.25	22.91	64.28	-12.98	--
1.30	20.82	51.06	--	-18.85		1.30	21.80	71.42	-12.84	--

PROHIBIDA LA VENTA

1.35	19.40	55.28	--	-19.97		1.35	20.84	79.22	-12.72	--
1.40	18.18	59.85	--	-21.22		1.40	20.00	87.74	-12.62	--
1.45	17.13	64.80	--	-22.61		1.45	19.27	97.05	-12.54	--
1.50	16.22	70.14	--	-24.15		1.50	18.62	107.22	-12.47	--
1.55	15.44	75.90	--	-25.85		1.55	18.05	118.30	-12.42	--
1.60	14.75	82.11	--	-26.60		1.60	17.54	130.36	-12.37	--
1.65	14.14	88.80	--	-27.18		1.65	17.10	143.46	-12.32	--
1.70	13.61	95.98	--	-27.81		1.70	16.70	157.70	-12.29	--
1.75	13.14	103.71	--	-28.47		1.75	16.35	173.11	-12.26	--
1.80	12.72	111.99	--	-29.16		1.80	16.03	189.80	-12.23	--
1.85	12.35	120.87	--	-29.88		1.85	15.74	207.80	-12.20	--
1.90	12.01	130.39	--	-30.63		1.90	15.49	227.23	-12.18	--
1.95	11.72	140.56	--	-31.40		1.95	15.26	248.14	-12.17	--
2.00	11.45	151.43	--	-32.20		2.00	15.05	270.60	-12.15	--

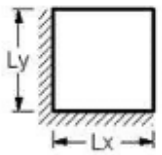
TABLA C.4

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



Tipo 4

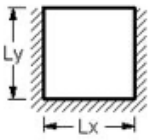
ADED

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	189.75	11.86	-48.00	-8.50
0.55	135.30	12.38	-43.86	-8.73
0.60	100.49	13.02	-40.82	-9.04
0.65	77.34	13.81	-38.71	-9.43
0.70	61.41	14.74	-37.41	-9.92
0.75	50.12	15.86	-33.28	-10.53
0.80	41.92	17.17	-27.53	-11.28
0.85	35.83	18.70	-23.33	-12.18
0.90	31.21	20.47	-20.19	-13.25
0.95	27.64	22.51	-17.82	-14.52
1.00	24.84	24.84	-16.00	-16.00
1.05	22.62	27.49	-14.58	-17.72
1.10	20.82	30.49	-13.46	-19.71
1.15	19.37	33.87	-12.57	-21.99
1.20	18.17	37.67	-11.86	-24.59
1.25	17.17	41.92	-11.28	-27.53
1.30	16.34	46.67	-10.80	-30.85
1.35	15.64	51.94	-10.41	-34.57
1.40	15.04	57.79	-10.08	-37.19
1.45	14.54	64.26	-9.81	-37.61

BORRADOR

1.50	14.10	71.38	-9.58	-38.18
1.55	13.72	79.21	-9.39	-38.87
1.60	13.40	87.79	-9.22	-39.66
1.65	13.11	97.18	-9.08	-40.52
1.70	12.86	107.42	-8.96	-41.45
1.75	12.64	118.56	-8.85	-42.44
1.80	12.45	130.66	-8.76	-43.47
1.85	12.27	143.77	-8.68	-44.55
1.90	12.12	157.95	-8.61	-45.66
1.95	11.98	173.26	-8.55	-46.82
2.00	11.86	189.75	-8.50	-48.00

TABLA C.5



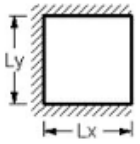
Tipo 5a

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



Tipo 5b

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	200.60	13.28	-50.91	-9.00	0.50	252.53	15.12	-67.88	-12.38
0.55	147.17	14.25	-46.52	-9.46	0.55	183.05	16.04	-62.02	-12.55
0.60	112.69	15.43	-43.30	-10.07	0.60	138.20	17.13	-57.73	-12.78
0.65	89.52	16.86	-41.05	-10.86	0.65	108.03	18.43	-54.74	-13.07
0.70	73.36	18.56	-36.99	-11.84	0.70	86.97	19.94	-48.98	-13.44
0.75	61.72	20.57	-30.96	-13.06	0.75	71.79	21.68	-42.67	-13.90
0.80	53.08	22.88	-26.65	-14.55	0.80	60.53	23.64	-37.50	-14.46
0.85	46.50	25.53	-23.49	-16.35	0.85	51.93	25.83	-33.22	-15.13
0.90	41.34	28.52	-21.14	-18.50	0.90	45.23	28.26	-29.63	-15.94
0.95	37.21	31.86	-19.37	-21.03	0.95	39.89	30.93	-26.59	-16.89
1.00	33.85	35.57	-18.00	-24.00	1.00	35.57	33.85	-24.00	-18.00
1.05	31.06	39.66	-16.94	-26.46	1.05	32.03	37.04	-21.16	-19.29
1.10	28.73	44.17	-16.10	-29.04	1.10	29.10	40.52	-18.93	-20.78
1.15	26.75	49.12	-15.43	-31.74	1.15	26.66	44.33	-17.15	-22.49
1.20	25.08	54.56	-14.89	-34.56	1.20	24.61	48.51	-15.72	-24.44
1.25	23.64	60.53	-14.46	-37.50	1.25	22.88	53.08	-14.55	-26.65
1.30	22.40	67.08	-14.10	-40.56	1.30	21.42	58.11	-13.60	-29.14
1.35	21.34	74.26	-13.81	-43.74	1.35	20.17	63.61	-12.82	-31.93

COPIA PROHIBIDA LA VENTA

1.40	20.41	82.14	-13.56	-47.04	1.40	19.10	69.65	-12.16	-35.05
1.45	19.61	90.76	-13.36	-50.46	1.45	18.19	76.26	-11.62	-38.52
1.50	18.91	100.19	-13.19	-54.00	1.50	17.40	83.50	-11.16	-40.50
1.55	18.30	110.48	-13.04	-54.98	1.55	16.71	91.40	-10.77	-41.23
1.60	17.76	121.69	-12.92	-56.09	1.60	16.11	100.01	-10.44	-42.07
1.65	17.28	133.90	-12.81	-57.31	1.65	15.59	109.39	-10.16	-42.98
1.70	16.86	147.15	-12.72	-58.62	1.70	15.13	119.58	-9.92	-43.97
1.75	16.48	161.52	-12.64	-60.01	1.75	14.72	130.62	-9.71	-45.01
1.80	16.15	177.07	-12.57	-61.47	1.80	14.37	142.59	-9.52	-46.11
1.85	15.85	193.88	-12.51	-63.00	1.85	14.05	155.51	-9.37	-47.25
1.90	15.58	212.00	-12.46	-64.58	1.90	13.76	169.46	-9.23	-48.43
1.95	15.34	231.52	-12.41	-66.21	1.95	13.51	184.47	-9.11	-49.66
2.00	15.12	252.49	-12.38	-67.88	2.00	13.28	200.61	-9.00	-50.91

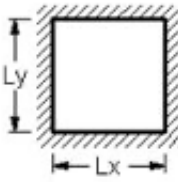
TABLA C.6

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



Tipo 6

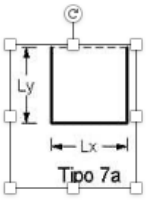
ADED

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	243.84	15.24	-72.00	-12.75
0.55	177.24	16.22	-65.79	-13.10
0.60	134.32	17.41	-61.24	-13.56
0.65	105.49	18.83	-56.81	-14.14
0.70	85.42	20.51	-48.98	-14.88
0.75	70.99	22.46	-42.67	-15.80
0.80	60.31	24.70	-37.50	-16.92
0.85	52.19	27.25	-33.22	-18.26
0.90	45.87	30.09	-29.63	-19.87
0.95	40.84	33.26	-26.59	-21.77
1.00	36.77	36.77	-24.00	-24.00
1.05	33.42	40.63	-21.87	-26.46
1.10	30.65	44.87	-20.20	-29.04
1.15	28.32	49.54	-18.86	-31.74
1.20	26.37	54.67	-17.79	-34.56
1.25	24.70	60.31	-16.92	-37.50
1.30	23.29	66.52	-16.20	-40.56
1.35	22.08	73.34	-15.61	-43.74
1.40	21.04	80.82	-15.12	-47.04

PDF

1.45	20.14	89.02	-14.71	-50.46
1.50	19.36	98.01	-14.37	-54.00
1.55	18.68	107.83	-14.08	-57.66
1.60	18.09	118.54	-13.83	-59.49
1.65	17.57	130.21	-13.62	-60.78
1.70	17.11	142.89	-13.44	-62.18
1.75	16.70	156.64	-13.28	-63.65
1.80	16.34	171.54	-13.14	-65.20
1.85	16.02	187.64	-13.02	-66.82
1.90	15.73	205.01	-12.92	-68.49
1.95	15.47	223.73	-12.83	-70.22
2.00	15.24	243.84	-12.75	-72.00

TABLA C.7

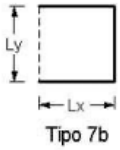


$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$

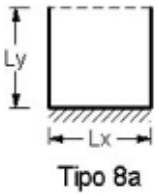


Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy		Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	19.58	12.71	--	--		0.50	164.85	8.09	--	--
0.55	17.17	14.36	--	--		0.55	137.25	8.16	--	--
0.60	15.37	16.30	--	--		0.60	115.75	8.24	--	--
0.65	14.00	18.52	--	--		0.65	98.76	8.36	--	--
0.70	12.94	21.01	--	--		0.70	85.14	8.49	--	--
0.75	12.10	23.77	--	--		0.75	74.09	8.65	--	--
0.80	11.43	26.79	--	--		0.80	65.01	8.83	--	--
0.85	10.88	30.07	--	--		0.85	57.49	9.03	--	--
0.90	10.44	33.61	--	--		0.90	51.21	9.25	--	--
0.95	10.07	37.39	--	--		0.95	45.92	9.50	--	--
1.00	9.77	41.42	--	--		1.00	41.42	9.77	--	--
1.05	9.51	45.68	--	--		1.05	37.58	10.06	--	--
1.10	9.30	50.18	--	--		1.10	34.28	10.37	--	--
1.15	9.12	54.91	--	--		1.15	31.43	10.70	--	--
1.20	8.96	59.85	--	--		1.20	28.95	11.05	--	--
1.25	8.83	65.01	--	--		1.25	26.79	11.43	--	--
1.30	8.72	70.39	--	--		1.30	24.90	11.82	--	--
1.35	8.62	75.97	--	--		1.35	23.24	12.24	--	--

COPIA PROHIBIDA LA VENTA

1.40	8.53	81.75	--	--		1.40	21.77	12.68	--	--
1.45	8.46	87.72	--	--		1.45	20.47	13.14	--	--
1.50	8.40	93.89	--	--		1.50	19.32	13.62	--	--
1.55	8.34	100.24	--	--		1.55	18.29	14.12	--	--
1.60	8.30	106.77	--	--		1.60	17.37	14.64	--	--
1.65	8.26	113.48	--	--		1.65	16.55	15.19	--	--
1.70	8.22	120.35	--	--		1.70	15.82	15.75	--	--
1.75	8.19	127.39	--	--		1.75	15.16	16.34	--	--
1.80	8.16	134.59	--	--		1.80	14.57	16.94	--	--
1.85	8.14	141.94	--	--		1.85	14.03	17.57	--	--
1.90	8.12	149.44	--	--		1.90	13.55	18.22	--	--
1.95	8.11	157.08	--	--		1.95	13.11	18.89	--	--
2.00	8.09	164.87	--	--		2.00	12.71	19.58	--	--

TABLA C.8



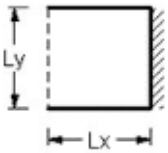
Tipo 8a

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



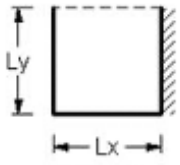
Tipo 8b

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy		Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	26.32	18.79	--	-3.40		0.50	207.90	8.00	-33.10	--
0.55	22.20	20.37	--	-3.73		0.55	166.58	8.06	-26.99	--
0.60	19.19	22.20	--	-4.10		0.60	136.56	8.27	-22.50	--
0.65	16.96	24.31	--	-4.50		0.65	114.14	8.48	-19.09	--
0.70	15.26	26.69	--	-4.95		0.70	97.00	8.69	-16.46	--
0.75	13.95	29.36	--	-5.44		0.75	83.65	8.93	-14.38	--
0.80	12.92	32.31	--	-5.97		0.80	73.07	9.18	-12.71	--
0.85	12.11	35.56	--	-6.54		0.85	64.56	9.46	-11.35	--
0.90	11.46	39.12	--	-7.15		0.90	57.63	9.78	-10.23	--
0.95	10.93	42.98	--	-7.81		0.95	51.92	10.12	-9.30	--
1.00	10.49	47.16	--	-8.51		1.00	47.16	10.49	-8.51	--
1.05	10.13	51.67	--	-9.26		1.05	43.17	10.91	-7.84	--
1.10	9.83	56.51	--	-10.05		1.10	39.80	11.35	-7.27	--
1.15	9.58	61.68	--	-10.89		1.15	36.92	11.84	-6.77	--
1.20	9.37	67.20	--	-11.78		1.20	34.44	12.36	-6.34	--
1.25	9.18	73.07	--	-12.71		1.25	32.31	12.92	-5.97	--
1.30	9.02	79.30	--	-13.70		1.30	30.46	13.53	-5.64	--
1.35	8.88	85.89	--	-14.73		1.35	28.84	14.17	-5.35	--

PROHIBIDA LA VENTA

1.40	8.76	92.86	--	-15.82	1.40	27.42	14.85	-5.09	--
1.45	8.65	100.20	--	-16.95	1.45	26.18	15.58	-4.86	--
1.50	8.55	107.93	--	-18.14	1.50	25.07	16.34	-4.65	--
1.55	8.46	116.05	--	-19.39	1.55	24.09	17.15	-4.46	--
1.60	8.37	124.57	--	-20.68	1.60	23.22	18.00	-4.30	--
1.65	8.29	133.49	--	-22.03	1.65	22.45	18.89	-4.14	--
1.70	8.22	142.83	--	-23.44	1.70	21.75	19.82	-4.01	--
1.75	8.15	152.58	--	-24.91	1.75	21.12	20.80	-3.88	--
1.80	8.09	162.76	--	-26.43	1.80	20.56	21.82	-3.77	--
1.85	8.02	173.39	--	-28.01	1.85	20.05	22.88	-3.66	--
1.90	8.00	184.44	--	-29.64	1.90	19.59	23.98	-3.57	--
1.95	8.00	195.94	--	-31.34	1.95	19.17	25.13	-3.48	--
2.00	8.00	207.90	--	-33.10	2.00	18.79	26.32	-3.40	--

TABLA C.9



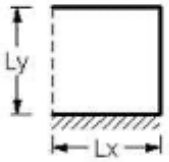
Tipo 9a

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



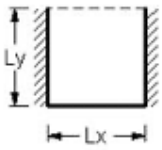
Tipo 9b

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy		Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	21.43	14.50	-8.63	--		0.50	194.33	10.49	--	-8.00
0.55	19.11	16.57	-8.40	--		0.55	161.71	10.47	--	-8.00
0.60	17.36	18.95	-8.25	--		0.60	136.37	10.50	--	-8.00
0.65	16.03	21.65	-8.14	--		0.65	116.39	10.56	--	-7.98
0.70	14.98	24.67	-8.06	--		0.70	100.37	10.66	--	-7.95
0.75	14.16	27.98	-8.00	--		0.75	87.39	10.79	--	-7.93
0.80	13.49	31.60	-7.96	--		0.80	76.73	10.95	--	-7.92
0.85	12.96	35.51	-7.93	--		0.85	67.88	11.14	--	-7.91
0.90	12.52	39.70	-7.92	--		0.90	60.49	11.35	--	-7.90
0.95	12.15	44.18	-7.90	--		0.95	54.25	11.59	--	-7.90
1.00	11.85	48.94	-7.90	--		1.00	48.94	11.85	--	-7.90
1.05	11.60	53.98	-7.90	--		1.05	44.40	12.14	--	-7.90
1.10	11.40	59.28	-7.90	--		1.10	40.50	12.45	--	-7.91
1.15	11.22	64.84	-7.90	--		1.15	37.11	12.77	--	-7.93
1.20	11.08	70.65	-7.91	--		1.20	34.17	13.12	--	-7.94
1.25	10.95	76.72	-7.92	--		1.25	31.60	13.49	--	-7.96
1.30	10.85	83.04	-7.93	--		1.30	29.34	13.89	--	-7.98

COPIA PROHIBIDA VENTA

1.35	10.77	89.60	-7.94	--	1.35	27.34	14.30	--	-8.01
1.40	10.70	96.39	-7.95	--	1.40	25.58	14.73	--	-8.04
1.45	10.64	103.41	-7.96	--	1.45	24.02	15.18	--	-8.07
1.50	10.59	110.66	-7.97	--	1.50	22.62	15.65	--	-8.11
1.55	10.55	118.13	-7.98	--	1.55	21.38	16.14	--	-8.14
1.60	10.52	125.81	-7.99	--	1.60	20.26	16.65	--	-8.19
1.65	10.50	133.70	-8.00	--	1.65	19.26	17.18	--	-8.23
1.70	10.49	141.79	-8.00	--	1.70	18.36	17.73	--	-8.28
1.75	10.48	150.09	-8.00	--	1.75	17.55	18.30	--	-8.33
1.80	10.47	158.57	-8.00	--	1.80	16.81	18.89	--	-8.38
1.85	10.47	167.24	-8.00	--	1.85	16.15	19.50	--	-8.44
1.90	10.47	176.11	-8.00	--	1.90	15.55	20.12	--	-8.50
1.95	10.48	185.14	-8.00	--	1.95	15.00	20.77	--	-8.56
2.00	10.49	194.34	-8.00	--	2.00	14.50	21.43	--	-8.63

TABLA C.10



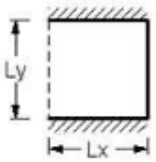
Tipo 10a

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



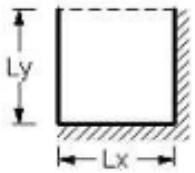
Tipo 10b

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy		Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	23.60	15.85	-11.21	--		0.50	217.25	12.14	--	-12.00
0.55	21.24	18.16	-11.18	--		0.55	179.79	12.19	--	-12.00
0.60	19.48	20.81	-11.19	--		0.60	151.06	12.28	--	-12.00
0.65	18.12	23.80	-11.24	--		0.65	128.55	12.39	--	-12.00
0.70	17.06	27.11	-11.29	--		0.70	110.63	12.52	--	-11.96
0.75	16.22	30.75	-11.36	--		0.75	96.17	12.69	--	-11.92
0.80	15.54	34.72	-11.43	--		0.80	84.36	12.87	--	-11.88
0.85	14.99	39.01	-11.49	--		0.85	74.59	13.08	--	-11.83
0.90	14.54	43.61	-11.56	--		0.90	66.44	13.32	--	-11.78
0.95	14.16	48.52	-11.62	--		0.95	59.57	13.57	--	-11.72
1.00	13.85	53.75	-11.67	--		1.00	53.75	13.85	--	-11.67
1.05	13.58	59.27	-11.72	--		1.05	48.76	14.14	--	-11.62
1.10	13.36	65.10	-11.77	--		1.10	44.48	14.46	--	-11.57
1.15	13.17	71.23	-11.81	--		1.15	40.77	14.80	--	-11.52
1.20	13.01	77.65	-11.85	--		1.20	37.54	15.16	--	-11.47
1.25	12.87	84.36	-11.88	--		1.25	34.72	15.54	--	-11.43
1.30	12.76	91.36	-11.91	--		1.30	32.24	15.94	--	-11.39
1.35	12.65	98.64	-11.93	--		1.35	30.06	16.36	--	-11.35
1.40	12.57	106.19	-11.95	--		1.40	28.12	16.80	--	-11.31
1.45	12.49	114.02	-11.97	--		1.45	26.40	17.26	--	-11.28
1.50	12.43	122.13	-11.99	--		1.50	24.87	17.74	--	-11.25

COPIA PROHIBIDA VENTA

1.55	12.37	130.50	-12.00	--		1.55	23.49	18.24	--	-11.23
1.60	12.33	139.13	-12.00	--		1.60	22.26	18.75	--	-11.21
1.65	12.29	148.03	-12.00	--		1.65	21.16	19.29	--	-11.20
1.70	12.25	157.18	-12.00	--		1.70	20.16	19.85	--	-11.18
1.75	12.23	166.59	-12.00	--		1.75	19.26	20.43	--	-11.18
1.80	12.20	176.24	-12.00	--		1.80	18.44	21.02	--	-11.17
1.85	12.18	186.14	-12.00	--		1.85	17.70	21.64	--	-11.18
1.90	12.17	196.27	-12.00	--		1.90	17.03	22.27	--	-11.18
1.95	12.15	206.65	-12.00	--		1.95	16.41	22.93	--	-11.20
2.00	12.14	217.26	-12.00	--		2.00	15.85	23.60	--	-11.21

TABLA C.11



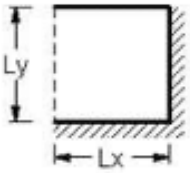
Tipo 11a

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



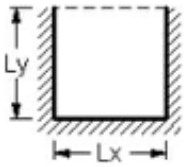
Tipo 11b

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	25.99	19.18	-11.76	-3.99	0.50	232.67	10.24	-49.59	-8.00
0.55	22.31	21.00	-10.72	-4.52	0.55	191.06	10.24	-40.89	-8.00
0.60	19.65	23.22	-9.97	-5.12	0.60	159.34	10.24	-34.30	-7.97
0.65	17.67	25.84	-9.43	-5.79	0.65	134.73	10.41	-29.18	-7.94
0.70	16.19	28.87	-9.04	-6.54	0.70	115.29	10.59	-25.14	-7.92
0.75	15.05	32.28	-8.74	-7.35	0.75	99.73	10.79	-21.89	-7.92
0.80	14.16	36.09	-8.52	-8.23	0.80	87.12	11.00	-19.25	-7.93
0.85	13.46	40.28	-8.36	-9.18	0.85	76.79	11.23	-17.07	-7.94
0.90	12.91	44.85	-8.23	-10.20	0.90	68.24	11.49	-15.26	-7.98
0.95	12.46	49.80	-8.14	-11.29	0.95	61.11	11.78	-13.74	-8.00
1.00	12.09	55.11	-8.07	-12.44	1.00	55.11	12.09	-12.44	-8.07
1.05	11.79	60.80	-8.00	-13.67	1.05	50.04	12.44	-11.34	-8.14
1.10	11.54	66.85	-7.98	-14.96	1.10	45.72	12.82	-10.39	-8.22
1.15	11.33	73.25	-7.96	-16.32	1.15	42.02	13.23	-9.57	-8.31
1.20	11.15	80.01	-7.94	-17.75	1.20	38.84	13.68	-8.85	-8.41
1.25	11.00	87.12	-7.93	-19.25	1.25	36.09	14.16	-8.23	-8.52
1.30	10.87	94.57	-7.92	-20.81	1.30	33.70	14.68	-7.68	-8.65
1.35	10.75	102.36	-7.92	-22.44	1.35	31.62	15.24	-7.19	-8.79
1.40	10.65	110.50	-7.92	-24.14	1.40	29.80	15.83	-6.76	-8.95
1.45	10.55	118.96	-7.93	-25.90	1.45	28.21	16.46	-6.38	-9.11

COPIA PROHIBIDA

1.50	10.47	127.75	-7.93	-27.73	1.50	26.81	17.13	-6.03	-9.29
1.55	10.39	136.86	-7.94	-29.62	1.55	25.57	17.84	-5.73	-9.48
1.60	10.32	146.29	-7.95	-31.58	1.60	24.48	18.59	-5.45	-9.68
1.65	10.25	156.03	-7.96	-33.61	1.65	23.51	19.37	-5.20	-9.90
1.70	10.24	166.08	-7.97	-35.70	1.70	22.66	20.20	-4.97	-10.13
1.75	10.24	176.44	-7.98	-37.85	1.75	21.90	21.07	-4.77	-10.37
1.80	10.24	187.10	-8.00	-40.07	1.80	21.22	21.97	-4.58	-10.62
1.85	10.24	198.05	-8.00	-42.36	1.85	20.62	22.91	-4.41	-10.89
1.90	10.24	209.30	-8.00	-44.70	1.90	20.08	23.90	-4.26	-11.16
1.95	10.24	220.83	-8.00	-47.11	1.95	19.61	24.92	-4.12	-11.46
2.00	10.24	232.64	-8.00	-49.59	2.00	19.18	25.99	-3.99	-11.76

TABLA C.12



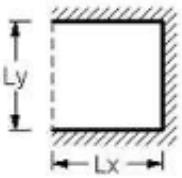
Tipo 12a

$$M_{fx} = \frac{q \cdot L_x^2}{F_x}$$

$$M_{sx} = \frac{q \cdot L_x^2}{S_x}$$

$$M_{fy} = \frac{q \cdot L_y^2}{F_y}$$

$$M_{sy} = \frac{q \cdot L_y^2}{S_y}$$



Tipo 12b

Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy	Ly/Lx	Fx	Fy	Sx	Sy
0.50	27.22	19.64	-13.63	-4.93	0.50	235.85	12.00	-69.45	-12.00
0.55	23.64	21.80	-12.85	-5.75	0.55	197.20	12.00	-57.67	-12.00
0.60	21.07	24.41	-12.35	-6.67	0.60	166.81	12.16	-48.61	-11.98
0.65	19.18	27.44	-12.03	-7.69	0.65	142.59	12.35	-41.49	-11.94
0.70	17.76	30.91	-11.83	-8.81	0.70	123.08	12.53	-35.81	-11.90
0.75	16.68	34.79	-11.71	-10.03	0.75	107.18	12.71	-31.21	-11.85
0.80	15.84	39.07	-11.64	-11.35	0.80	94.10	12.91	-27.44	-11.80
0.85	15.19	43.75	-11.61	-12.77	0.85	83.25	13.13	-24.31	-11.75
0.90	14.67	48.82	-11.60	-14.28	0.90	74.17	13.36	-21.69	-11.70
0.95	14.25	54.25	-11.62	-15.89	0.95	66.53	13.63	-19.47	-11.67
1.00	13.92	60.05	-11.64	-17.58	1.00	60.05	13.92	-17.58	-11.64
1.05	13.64	66.20	-11.66	-19.38	1.05	54.52	14.24	-15.96	-11.62
1.10	13.41	72.69	-11.70	-21.26	1.10	49.78	14.59	-14.56	-11.61
1.15	13.22	79.51	-11.73	-23.23	1.15	45.69	14.97	-13.35	-11.61
1.20	13.05	86.65	-11.76	-25.29	1.20	42.15	15.39	-12.29	-11.62
1.25	12.91	94.10	-11.79	-27.44	1.25	39.07	15.84	-11.35	-11.64
1.30	12.79	101.85	-11.83	-29.67	1.30	36.39	16.33	-10.53	-11.68
1.35	12.68	109.89	-11.86	-32.00	1.35	34.04	16.86	-9.80	-11.73
1.40	12.58	118.20	-11.88	-34.40	1.40	31.98	17.42	-9.15	-11.79
1.45	12.49	126.79	-11.91	-36.89	1.45	30.16	18.02	-8.57	-11.86

COPIA PROHIBIDA

1.50	12.41	135.63	-11.93	-39.46	1.50	28.55	18.66	-8.05	-11.95
1.55	12.33	144.71	-11.95	-42.11	1.55	27.13	19.34	-7.59	-12.06
1.60	12.26	154.04	-11.96	-44.84	1.60	25.87	20.05	-7.17	-12.17
1.65	12.19	163.58	-11.98	-47.66	1.65	24.75	20.81	-6.79	-12.30
1.70	12.12	173.34	-11.99	-50.54	1.70	23.75	21.60	-6.44	-12.45
1.75	12.05	183.32	-11.99	-53.51	1.75	22.86	22.44	-6.13	-12.61
1.80	12.00	193.47	-12.00	-56.55	1.80	22.07	23.32	-5.85	-12.78
1.85	12.00	203.82	-12.00	-59.66	1.85	21.36	24.23	-5.59	-12.97
1.90	12.00	214.33	-12.00	-62.85	1.90	20.72	25.19	-5.35	-13.18
1.95	12.00	225.01	-12.00	-66.12	1.95	20.16	26.19	-5.13	-13.39
2.00	12.00	235.84	-12.00	-69.45	2.00	19.65	27.22	-4.93	-13.63

ANEXO 5.- PROCEDIMIENTO APROXIMADO PARA CONSTRUIR DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS Y MUROS

5.1 COMPRESIÓN CÉNTRICA

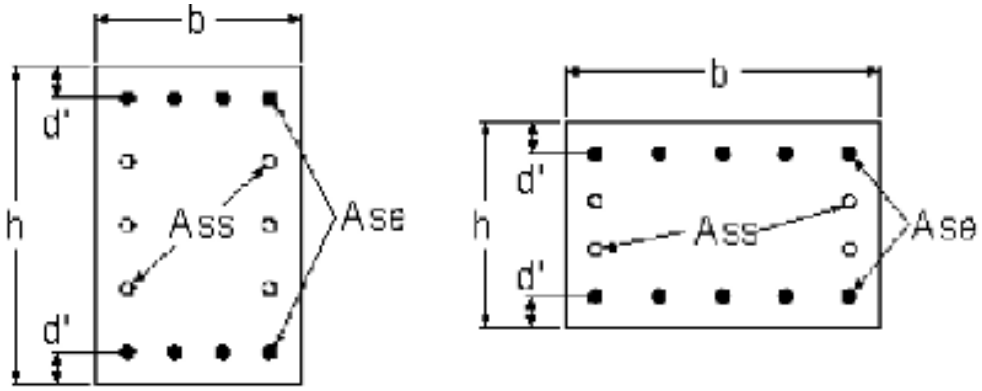
Ø·Pon = Ø·[0.85·f'c·(Ag-Ast) + Ast·fy] (5.1)
Ø·Pn(max) = 0.80·Ø·Pon para columnas con estribos (5.2)
Ø·Pn(max) = 0.85·Ø·Pon para columnas zunchadas (5.3)

Donde Ø = 0.65 para columnas con estribos
0.70 para columnas zunchadas
Ag = Área bruta de la sección transversal [cm²] Ast = Área total de refuerzo longitudinal [cm²]

5.2 ESTADO DE DEFORMACIÓN BALANCEADA

5.2.1 Secciónes Rectangulares, Incluyendo Muros

FIGURA 5.1



Ø · Pbn · Ø · 0.42 · f'c·b · h
(5.4)

$$\emptyset \cdot M_{bn} = \emptyset \cdot P_{bn} \cdot 0.32 \cdot h + \emptyset \cdot [0.6 \cdot A_{se} + 0.15 \cdot A_{ss}] \cdot f_y \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)$$

(5.5)

Donde Ø = 0.65
Ase = Armadura traccionada y comprimida en los extremos [cm²]
Ass = Armadura en los lados de la sección [cm²]
Ast = Área total de refuerzo longitudinal = Ase + Ass [cm²]

5.2.2 Secciónes Circulares Zunchadas:

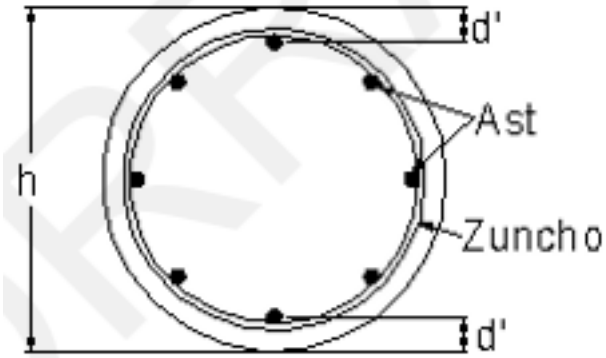
Ø · Pbn=Ø · 0.5· f'c ·A c
(5.6)

$$\emptyset \cdot M_{bn} = \emptyset \cdot P_{bn} \cdot 0.2 \cdot h + \emptyset \cdot 0.6 \cdot A_{st} \cdot f_y \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)$$

(5.7)

Donde Ø = 0.70
Ast = Área total de refuerzo longitudinal [cm²]
Ac = Área del núcleo de la sección en una columna zunchada, hasta el diámetro exterior de la espiral [cm2]

FIGURA 5.2



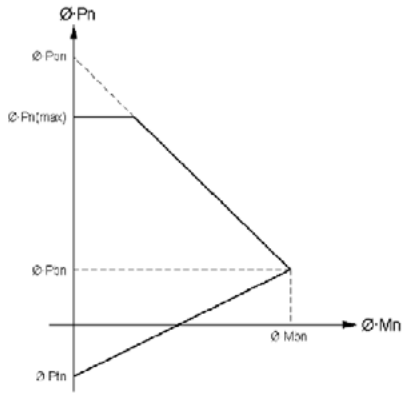
5.3 TRACCIÓN CÉNTRICA

Ø·Ptn = -Ø·Ast·fy (5.8)

Donde Ø = 0.90
Ast = Área total de refuerzo longitudinal [cm²]

5.4 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

FIGURA 5.3



Para valores $P_u \geq \emptyset \cdot P_{bn}$: $M_u \leq \emptyset \cdot M_n = \frac{\emptyset \cdot P_{on} - P_u}{\emptyset \cdot P_{on} - \emptyset \cdot P_{bn}} \cdot \emptyset \cdot M_{bn}$

(5.9)

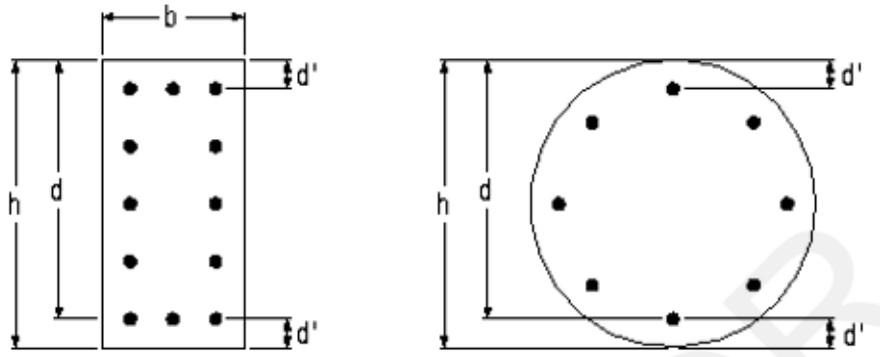
Para valores $P_u < \emptyset \cdot P_{bn}$: $M_u \leq \emptyset \cdot M_n = \frac{\emptyset \cdot P_{tn} - P_u}{\emptyset \cdot P_{bn} - \emptyset \cdot P_{tn}} \cdot \emptyset \cdot M_{bn}$

(5.10)

Signos: Compresión: positivo Tracción: negativoØ Ptn

ANEXO 6.- DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN ADIMENSIONALES PARA SECCIÓNES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA (FLEXO COMPRENSIÓN)

FIGURA 6.1



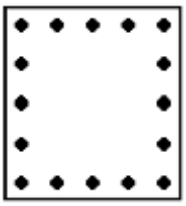
$$n_u = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f'_c}$$

$$m_u = \frac{M_u}{b \cdot h^2 \cdot f'_c}$$

$$A_{s\,tot} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$

ADED

DIAGRAMA E.1
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN
SECCIÓN RECTANGULAR



f'c=	210	kg/cm²
fy=	2800	kg/cm²

d' / d= 0.10

As tot = W.(f'c/fy).b.h

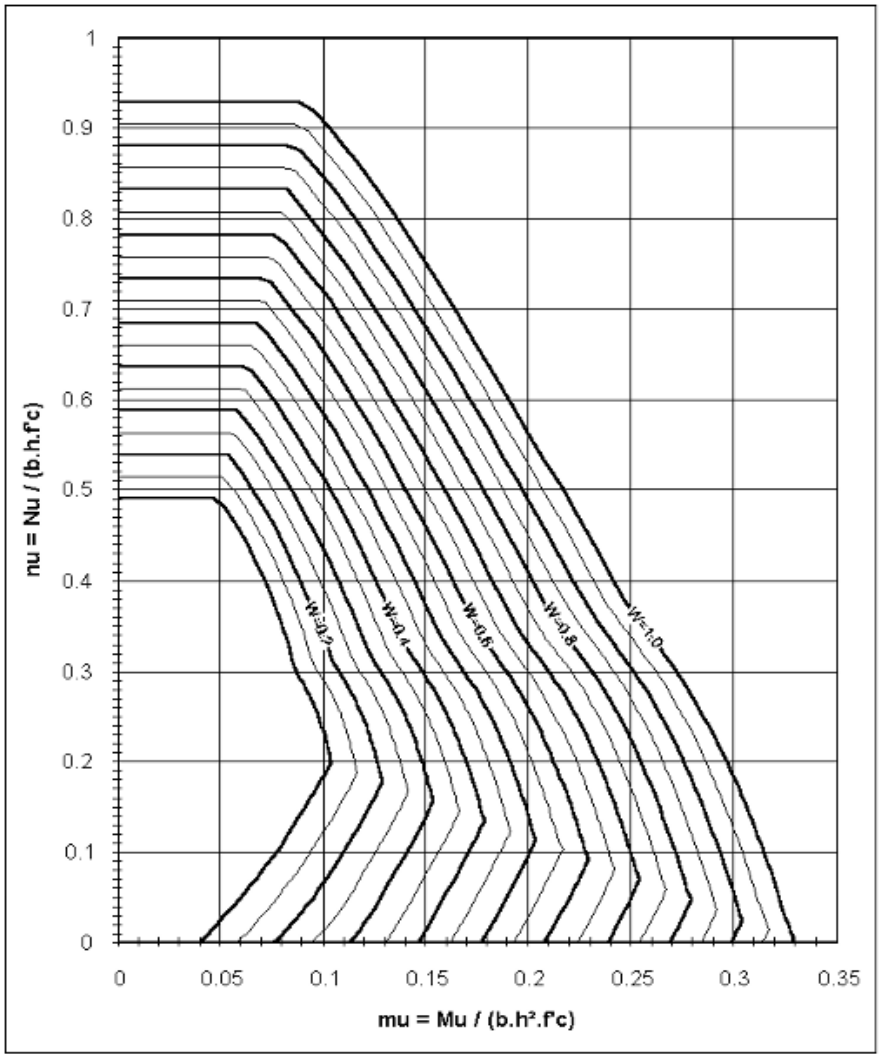
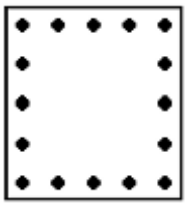


DIAGRAMA E.2
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN
SECCIÓN RECTANGULAR



f'c= 210 kg/cm²
fy= 2800 kg/cm²

d' / d= 0.15

As tot = W.(f'c/fy).b.h

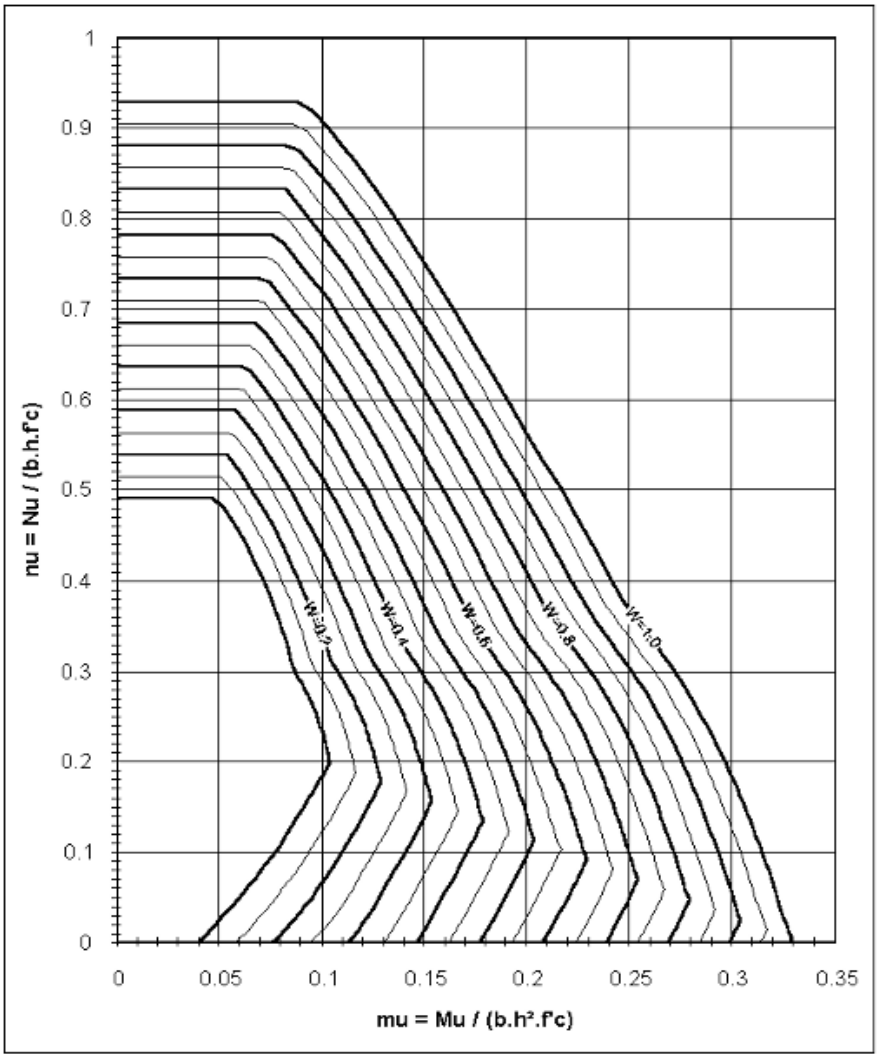
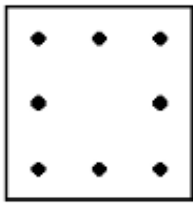


DIAGRAMA E.3
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

SECCIÓN RECTANGULAR



f'c= 210 kg/cm²
fy= 2800 kg/cm²

d' / d= 0.20

As tot = W.(f'c/fy).b.h

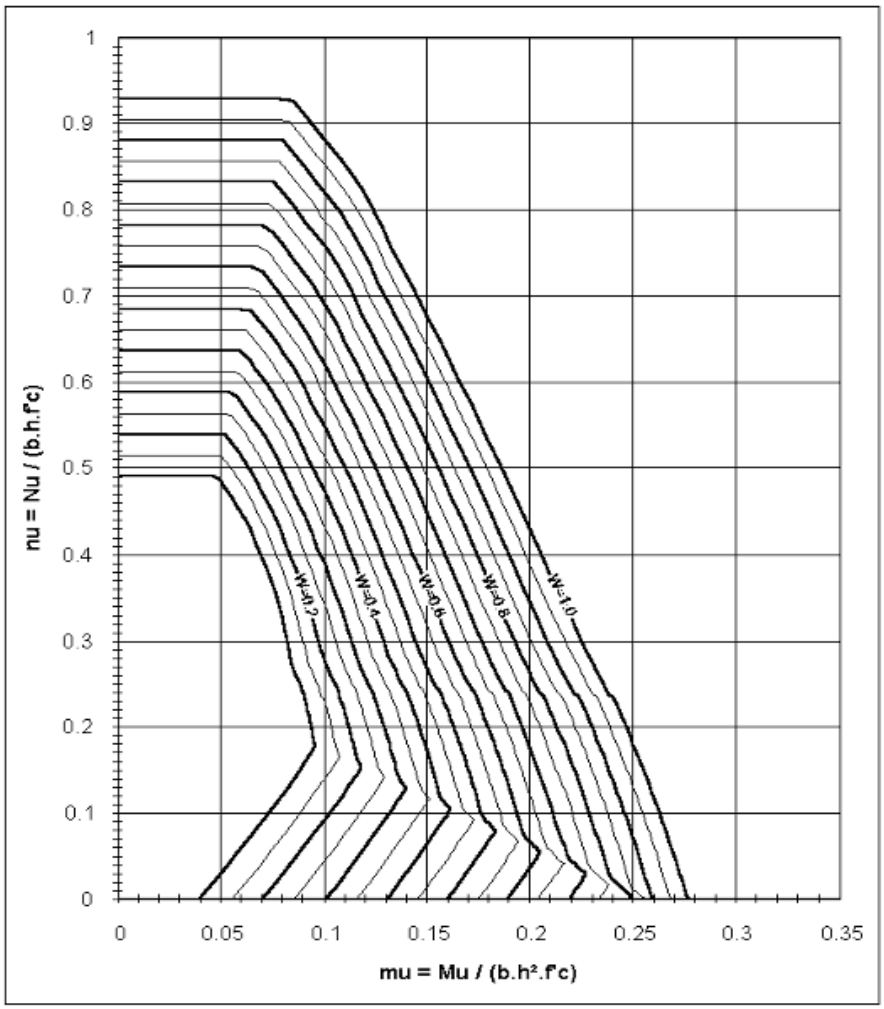
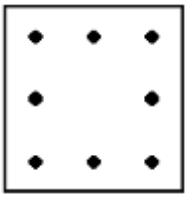


DIAGRAMA E.4
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN
SECCIÓN RECTANGULAR



f'c= 210 kg/cm²
fy= 2800 kg/cm²

d' / d = 0.25

As tot = W.(f'c/fy).b.h

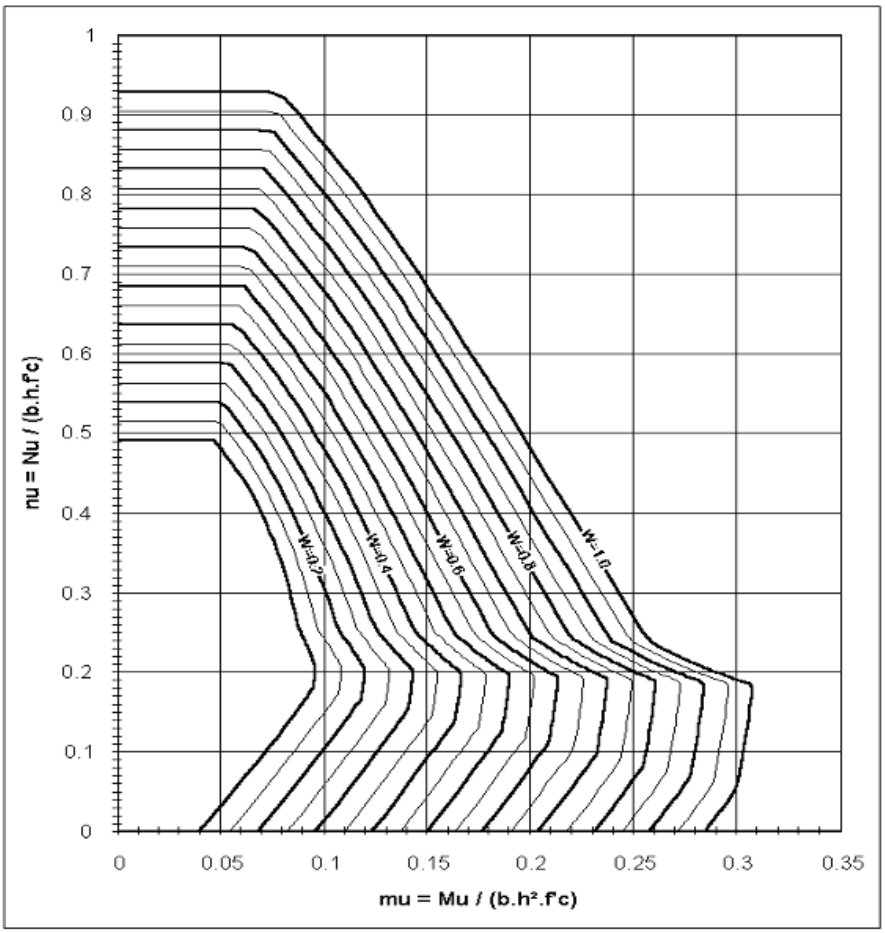
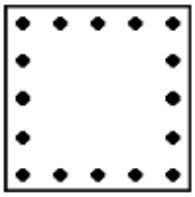


DIAGRAMA E.5
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN
SECCIÓN RECTANGULAR



f'c=	210	kg/cm²
fy=	4200	kg/cm²

d' / d= 0.10

As tot = W.(f'c/fy).b.h

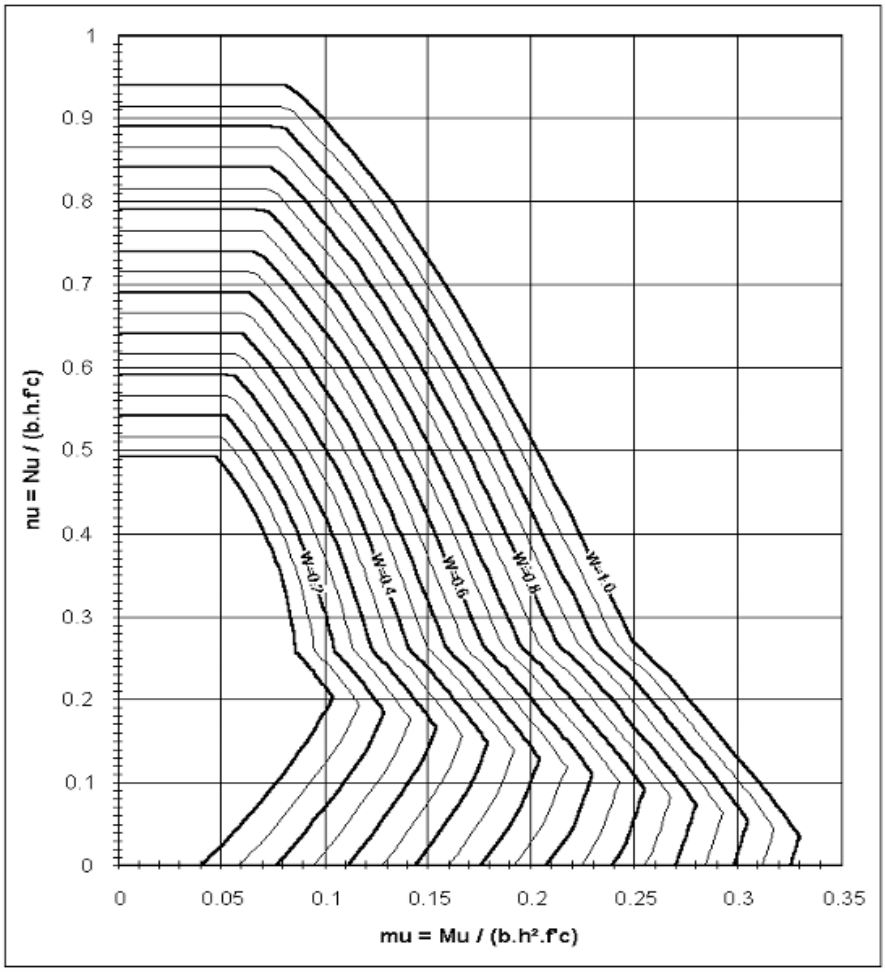
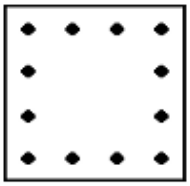


DIAGRAMA E.6
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

SECCIÓN RECTANGULAR



f'c= 210 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²

d' / d= 0.15

As tot = W.(f'c/fy).b.h

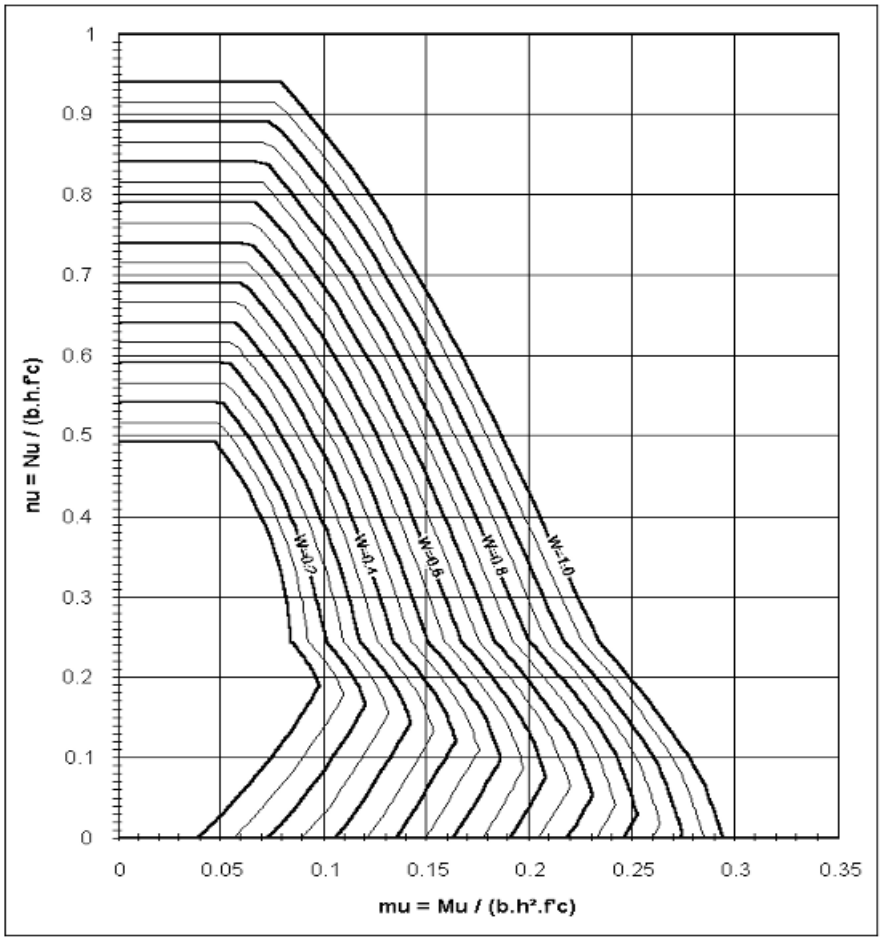
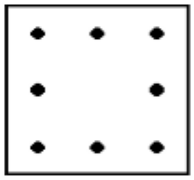


DIAGRAMA E.7
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

SECCIÓN RECTANGULAR



f'c=	210	kg/cm²
fy=	4200	kg/cm²

d' / d= 0.20

As tot = W.(f'c/fy).b.h

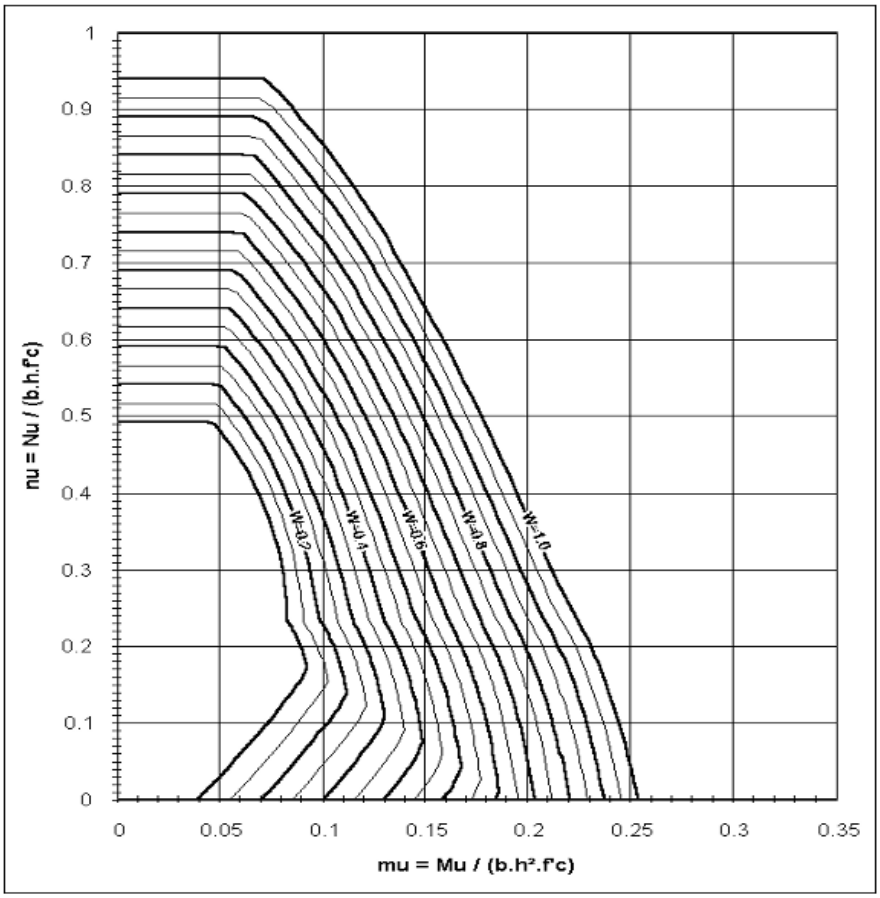
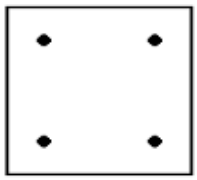


DIAGRAMA E.8
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

SECCIÓN RECTANGULAR



f'c= 210 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²

d' / d= 0.25

As tot = W.(f'c/fy).b.h

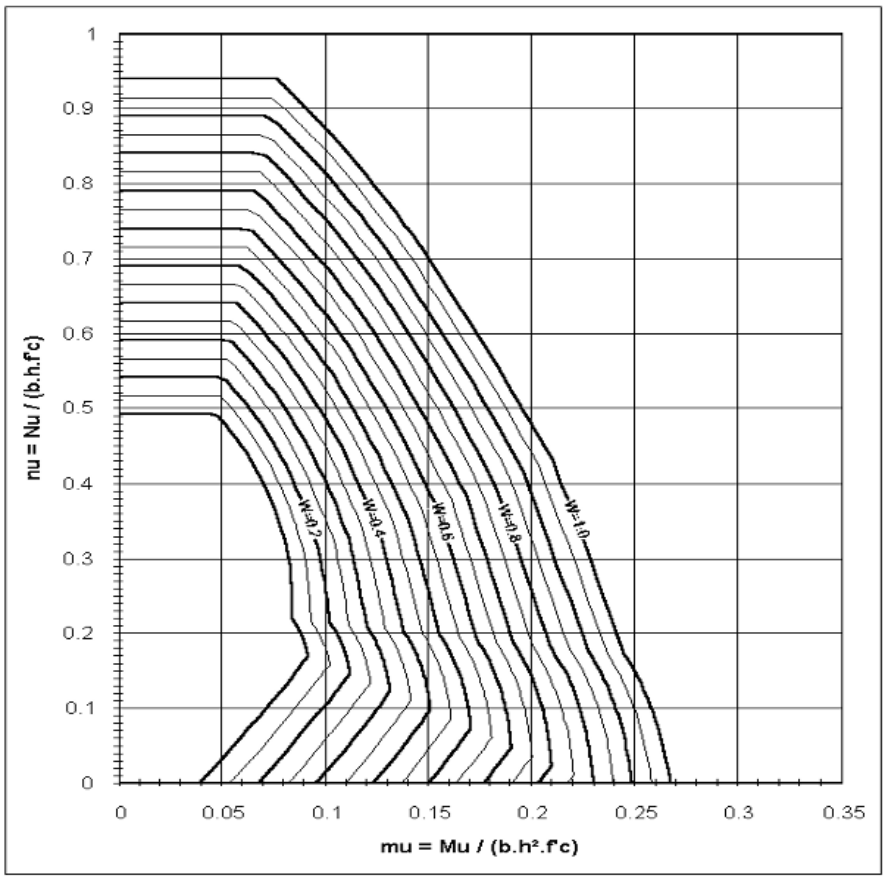


DIAGRAMA E.9
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

SECCIÓN RECIRCULAR



f'c= 210 kg/cm²
fy= 2800 kg/cm²

d' / d= 0.10 h = diámetro

Columna zunchada

As tot = W.(f'c/fy).Ag

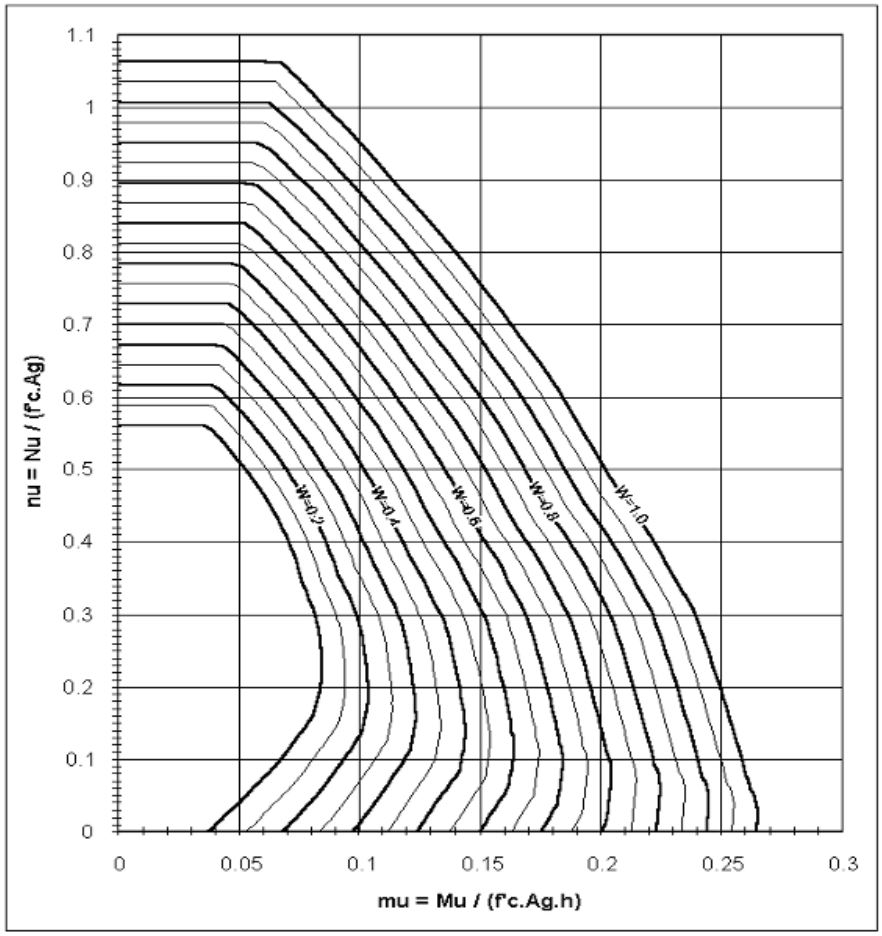


DIAGRAMA E.10
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

SECCIÓN CIRCULAR



f'c= 210 kg/cm²
fy= 2800 kg/cm²

d' / d= 0.15 h = diámetro

Columna zunchada

As tot = W.(f'c/fy).Ag

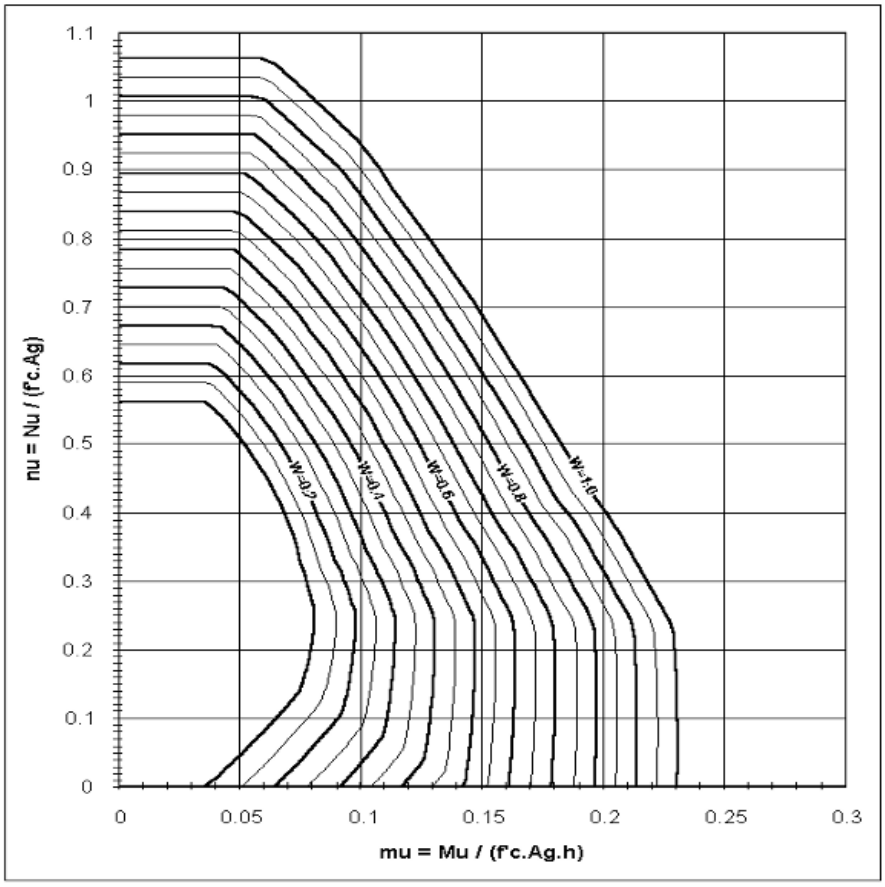
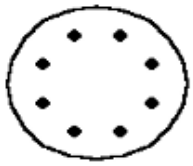


DIAGRAMA E.11
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

SECCIÓN RECIRCULAR



f'c= 210 kg/cm²
fy= 2800 kg/cm²

d' / d= 0.20 h = diámetro

Columna zunchada

As tot = W.(f'c/fy).Ag

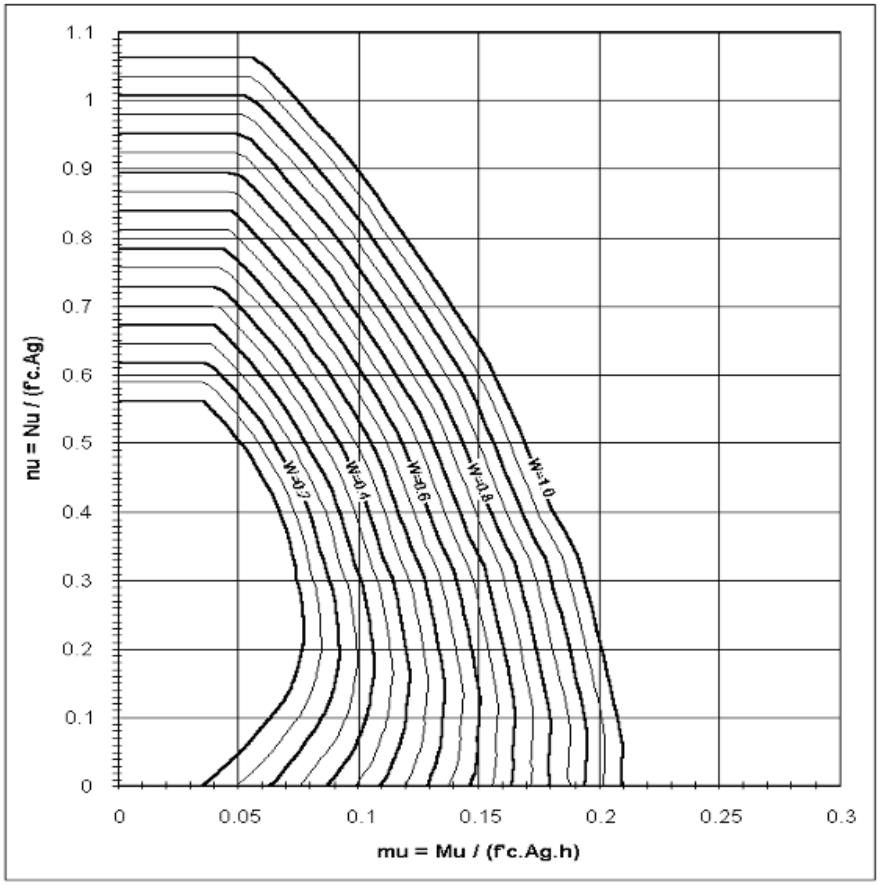
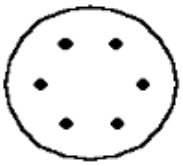


DIAGRAMA E.12
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

SECCIÓN CIRCULAR



f'c= 210 kg/cm²
fy= 2800 kg/cm²

d' / d= 0.25 h = diámetro

Columna zunchada

As tot = W.(f'c/fy).Ag

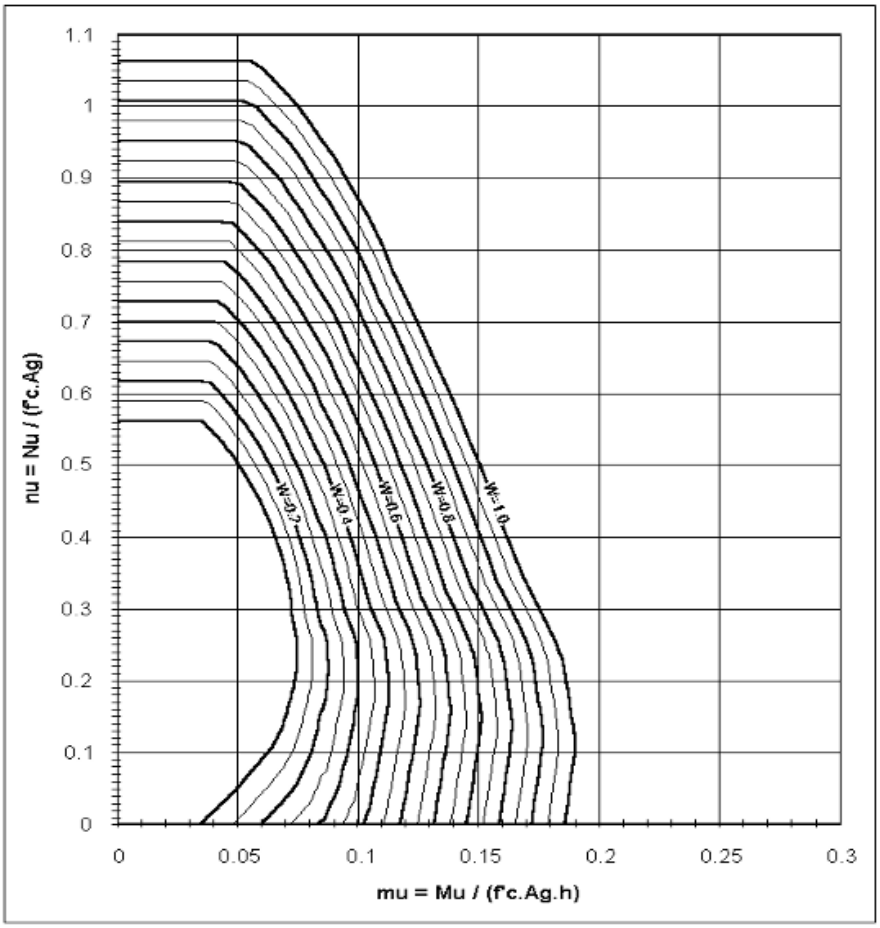
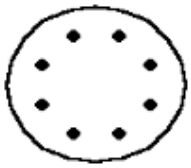


DIAGRAMA E.15
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

SECCIÓN RECIRCULAR



f'c= 210 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²

d' / d= 0.20 h = diámetro

Columna zunchada

As tot = W.(f'c/fy).Ag

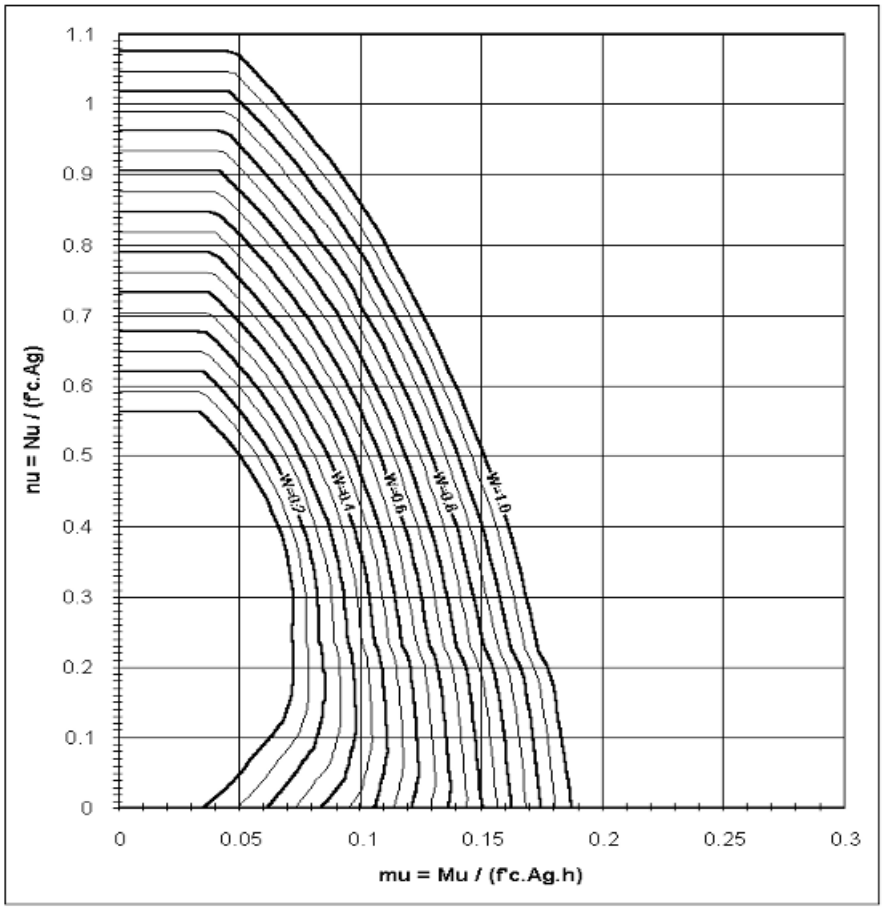
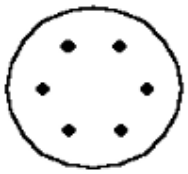


DIAGRAMA E.16
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN
SECCIÓN CIRCULAR

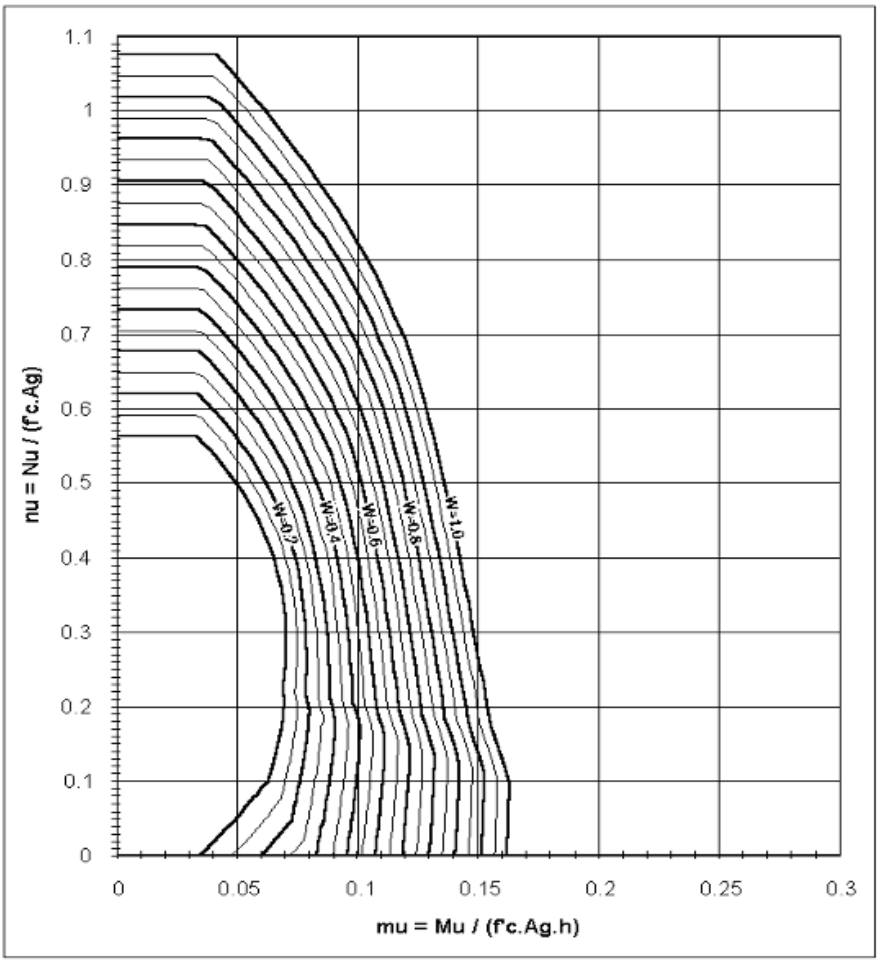


f'c= 210 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²

d' / d = 0.25 h = diámetro

Columna zunchada

As tot = W.(f'c/fy).Ag

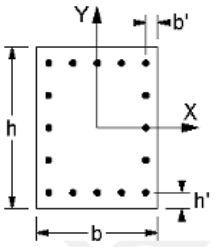


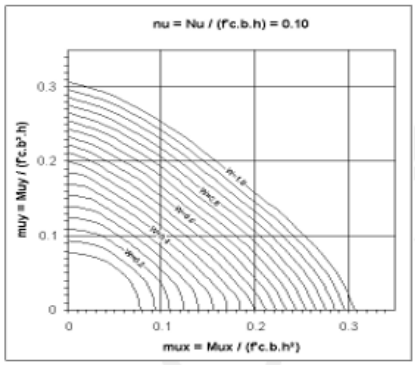
ANEXO 7.- DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN ADIMENSIONALES PARA SECCIÓNES SOMETIDAS A FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA (FLEXO COMPRESIÓN ESVIADA)

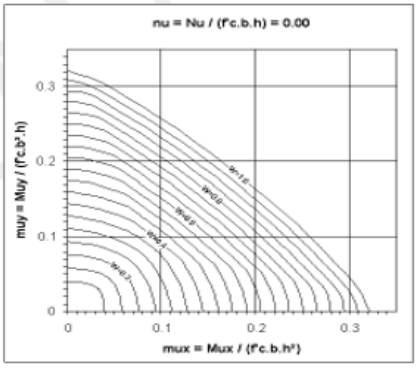
DIAGRAMA F.1
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

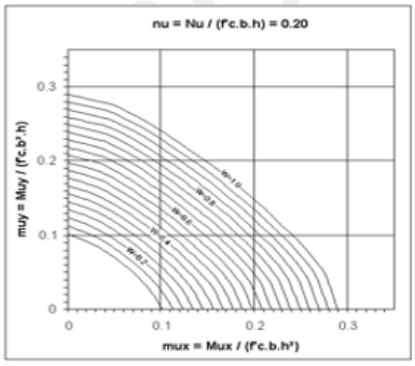
f'c = 210 kg/cm²
fy = 2800 kg/cm²
b'/b = h'/h = 0.10

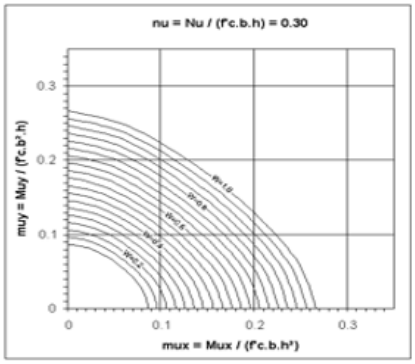
$$A_{s\,tot} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$

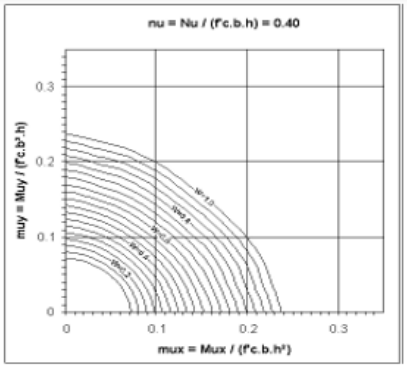


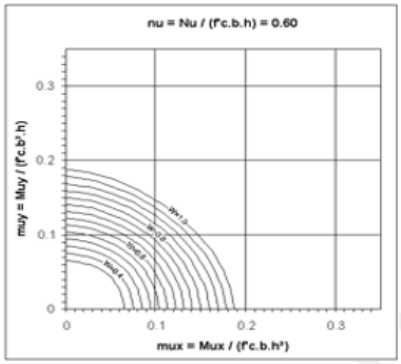


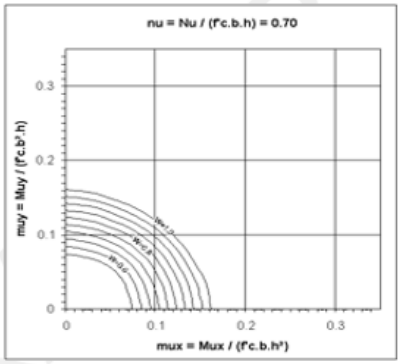


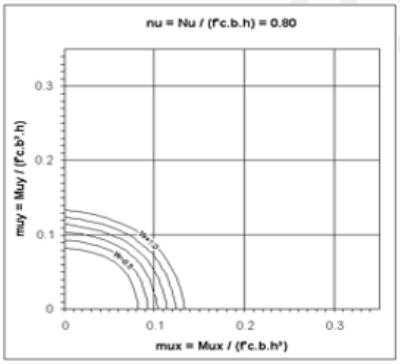





nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.40
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2
0.3


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2
0.3


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.70
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2
0.3


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.80
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2
0.3

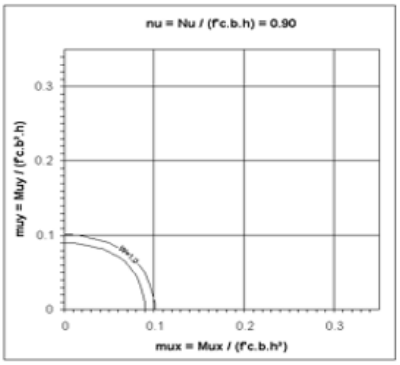
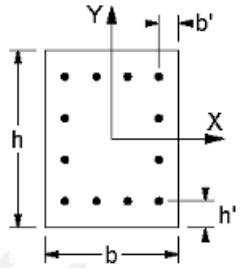
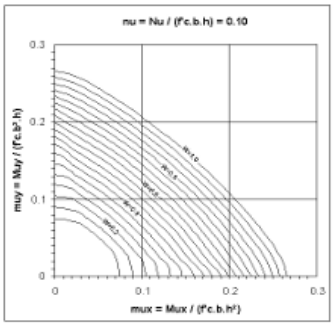

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.90
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2
0.3

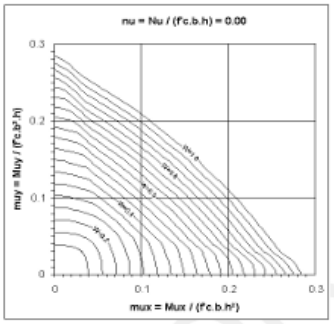
DIAGRAMA F.2
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

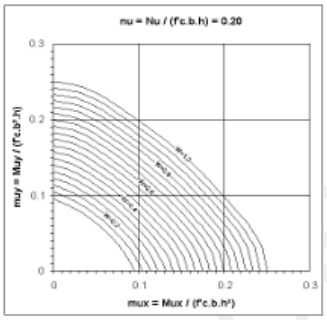
f'c = 210 kg/cm²
fy = 2800 kg/cm²
b'/b = h'/h = 0.15

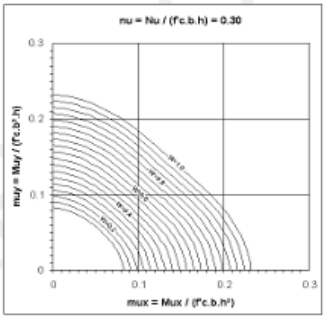
$$A_{s\,tot} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$

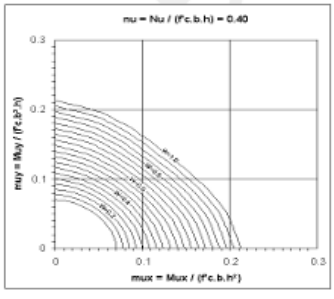


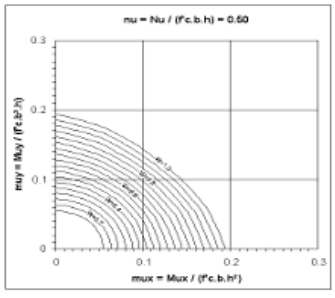












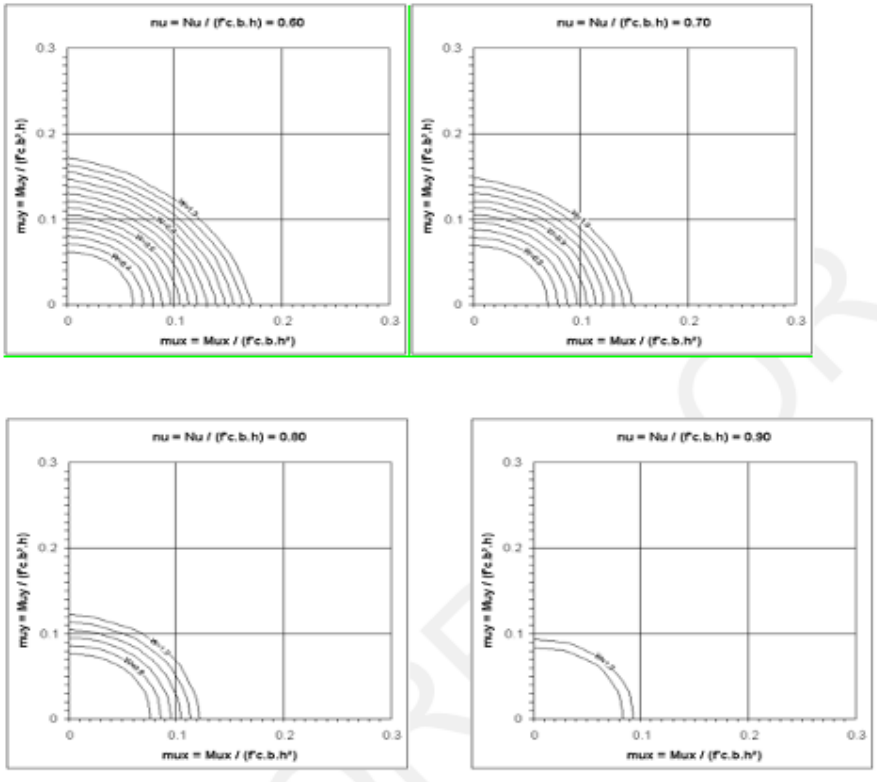
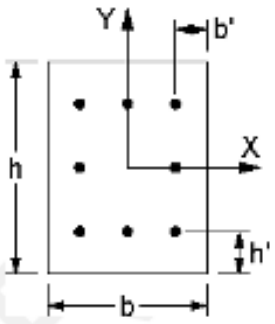
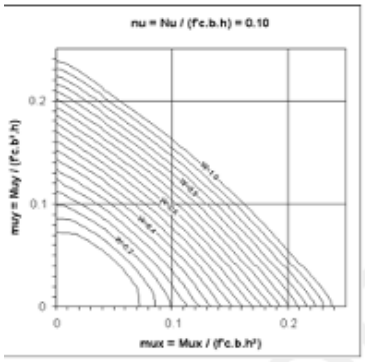


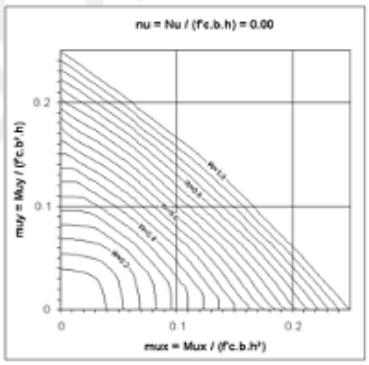
DIAGRAMA F.3
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

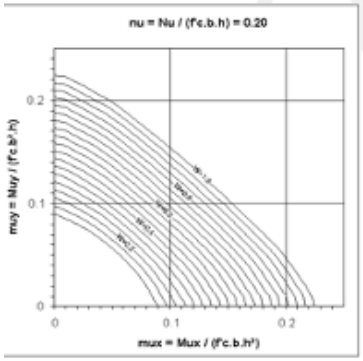
f'c = 210 kg/cm²
fy = 2800 kg/cm²
b'/b = h'/h = 0.20

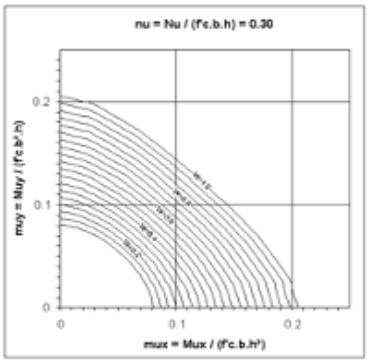
$$A_{s\,tot} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$

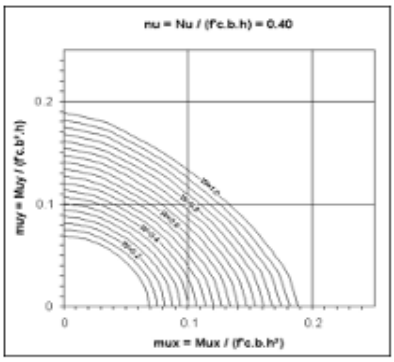


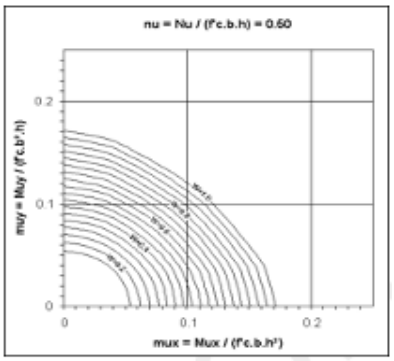

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.10
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2

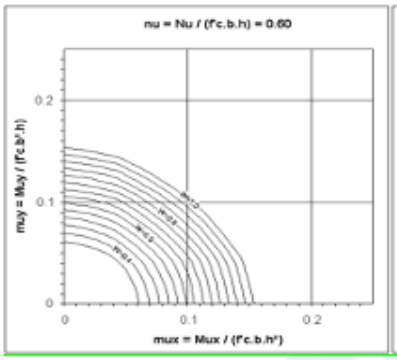

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.00
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2

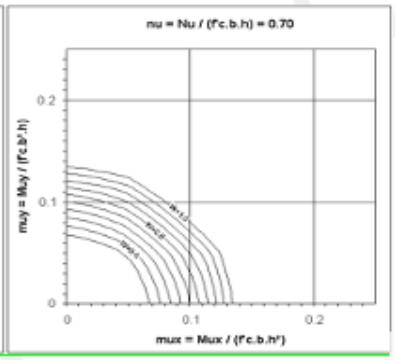

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.20
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2

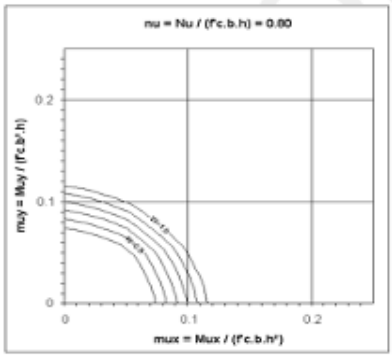

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.30
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.40
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.70
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.80
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2

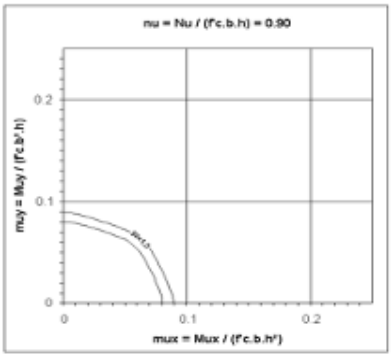
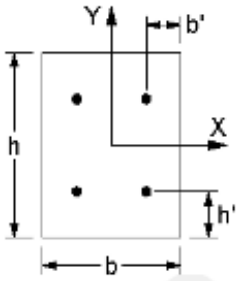
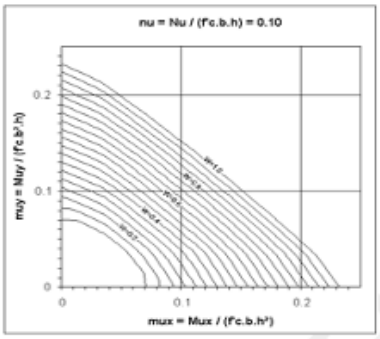

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.90
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2

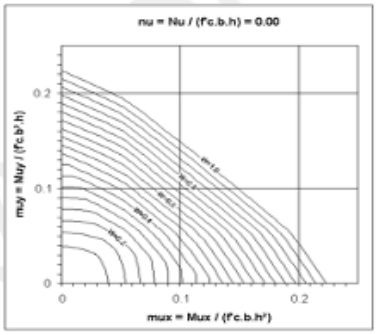
DIAGRAMA F.4
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

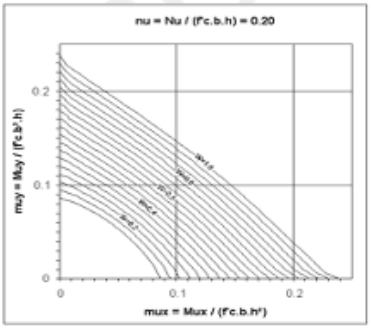
f'c = 210 kg/cm²
fy = 2800 kg/cm²
b'/b = h'/h = 0.25

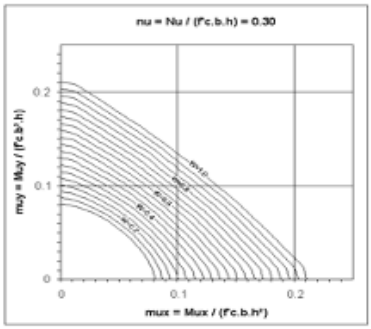
$$A_{s\,tot} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$

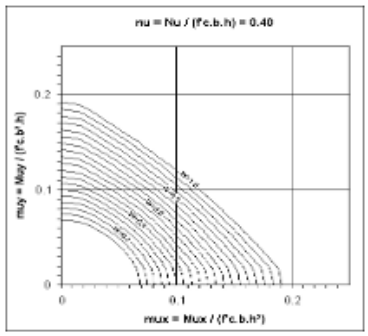


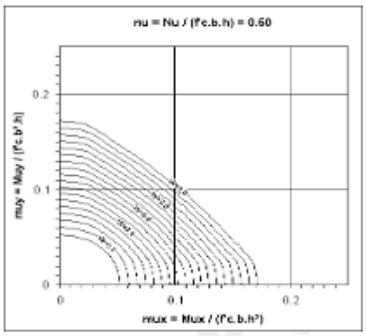


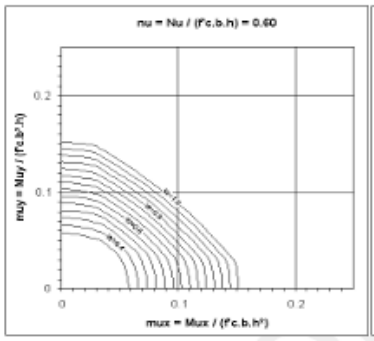


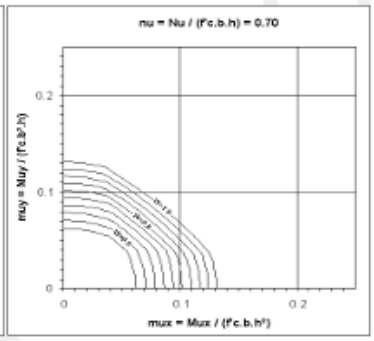


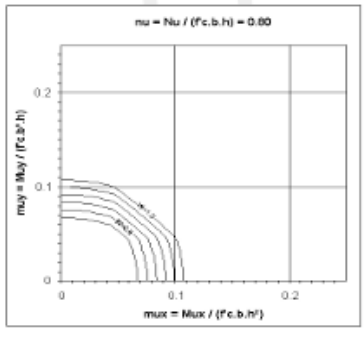



nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.40
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.50
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.70
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.80
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2

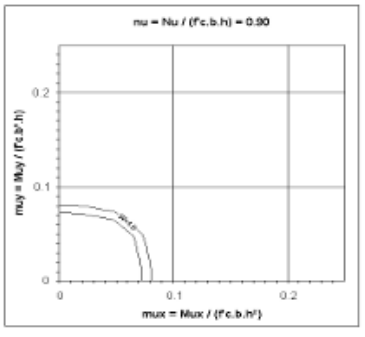

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.90
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2

DIAGRAMA F.5

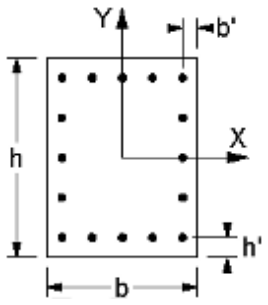
(i) DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

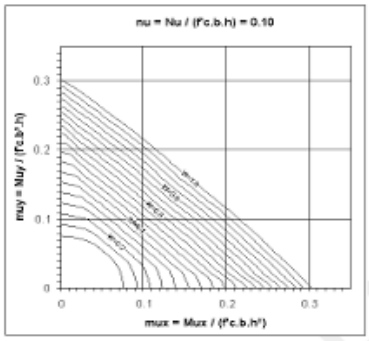
f'c = 210 kg/cm²

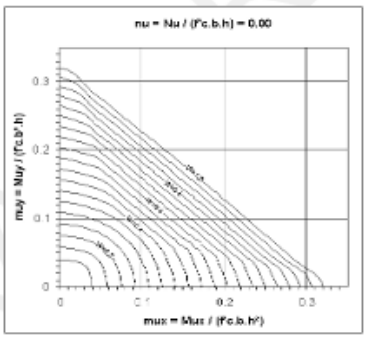
fy = 4200 kg/cm²

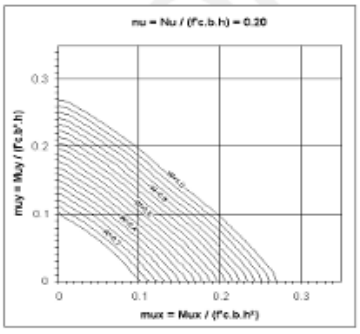
b'/b = h'/h = 0.10

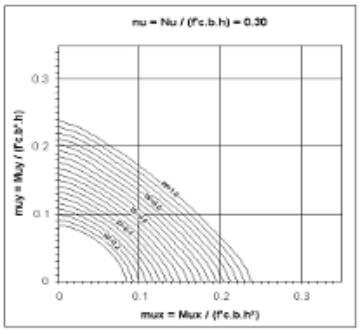
$$A_{s\,tot} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$

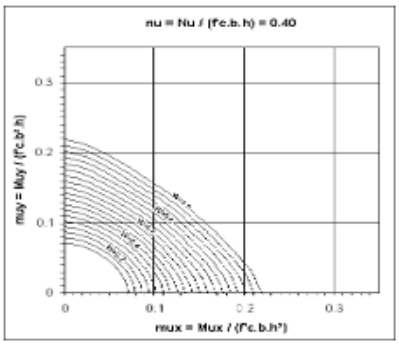


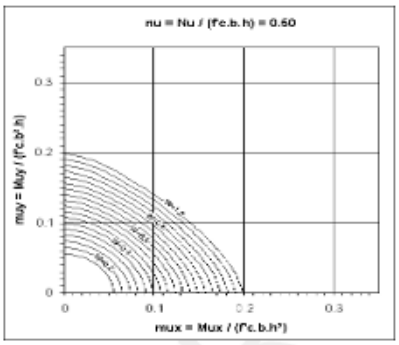


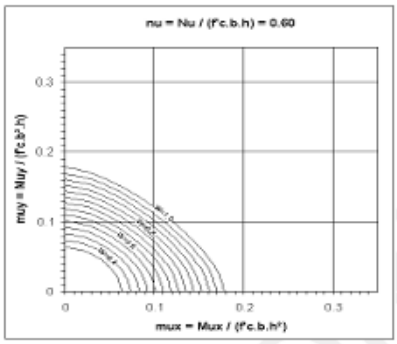


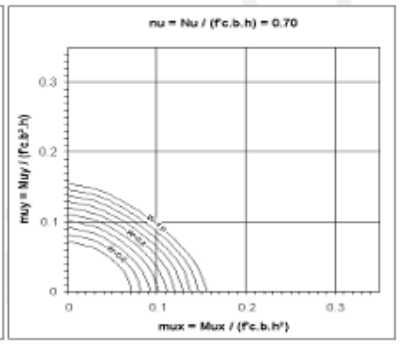


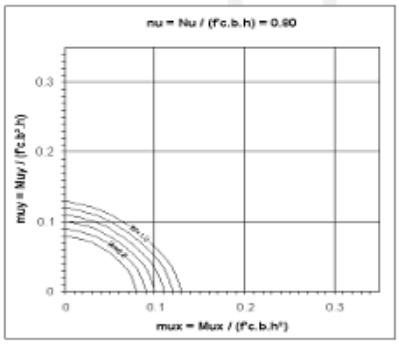



nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.40
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.50
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.70
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.80
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)

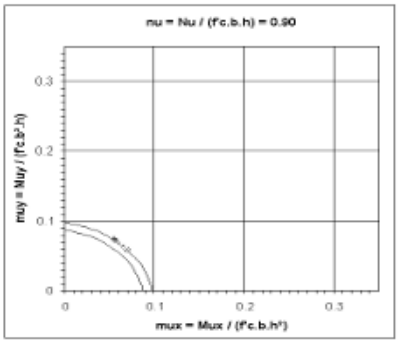
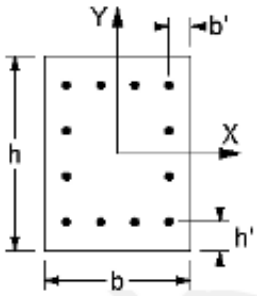
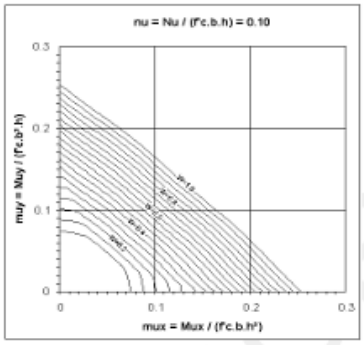

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.90
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)

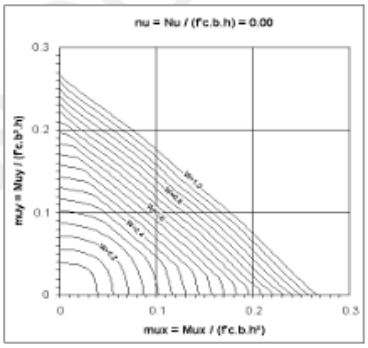
DIAGRAMA F.6
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

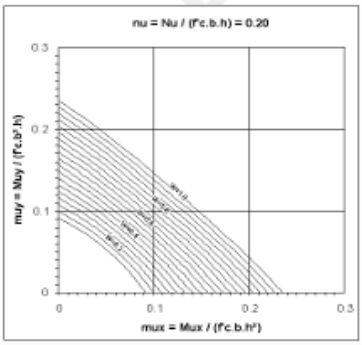
f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²
b'/b = h'/h = 0.15

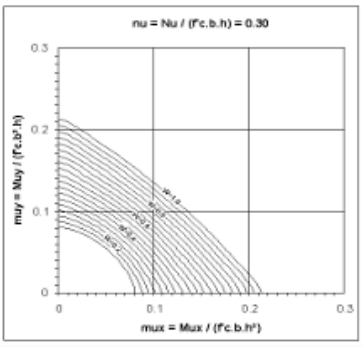
$$A_{s\,tot} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$



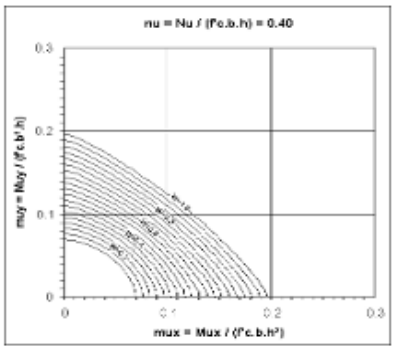


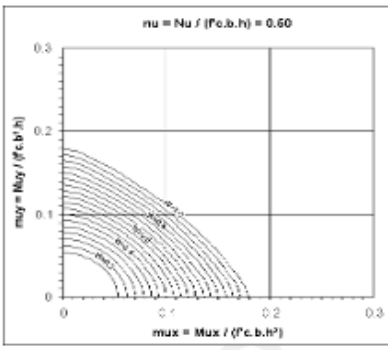


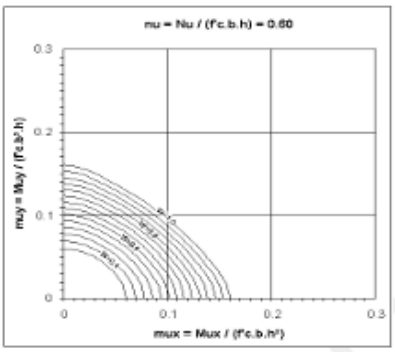


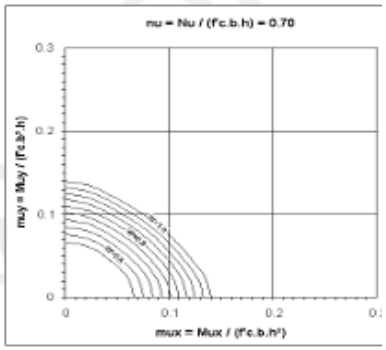


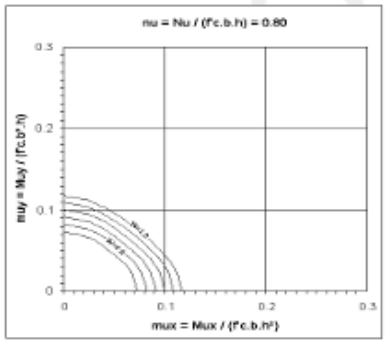
BORRADOR

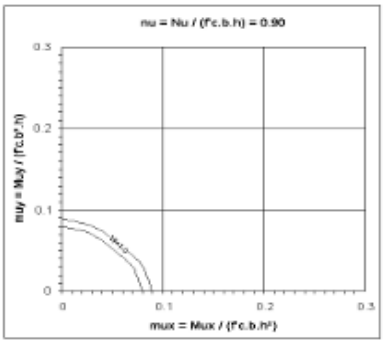

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.40
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.70
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.80
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.90
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)

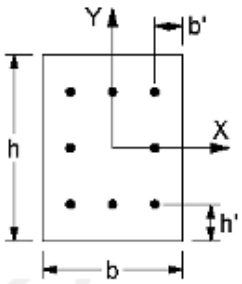
BORRADOR

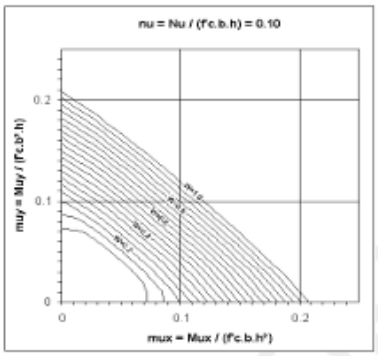
DIAGRAMA F.7

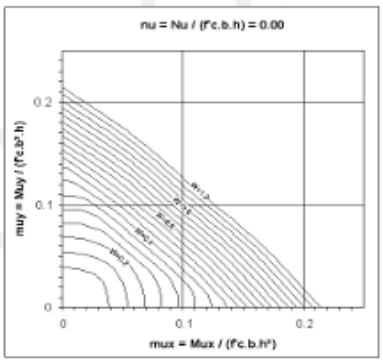
(ii) DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

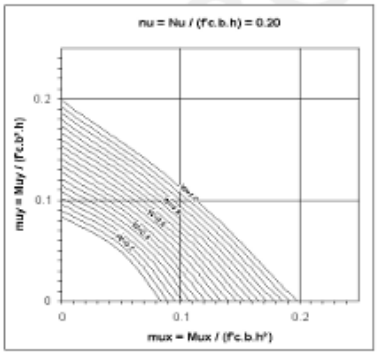
f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²
b'/b = h'/h = 0.20

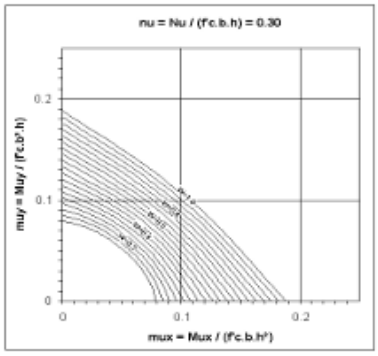
$$A_{s\,tot} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$

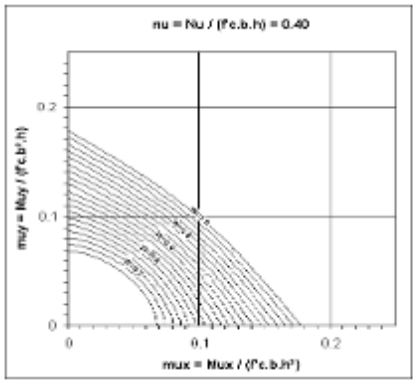


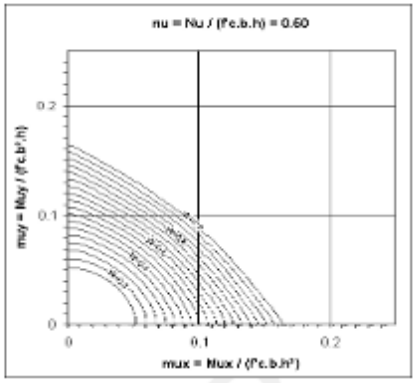


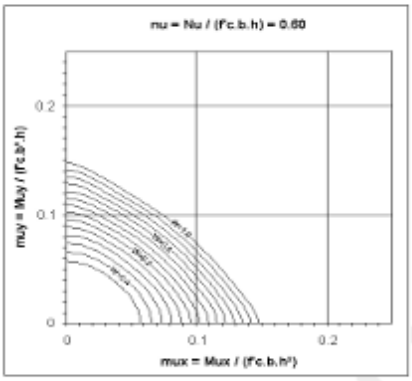


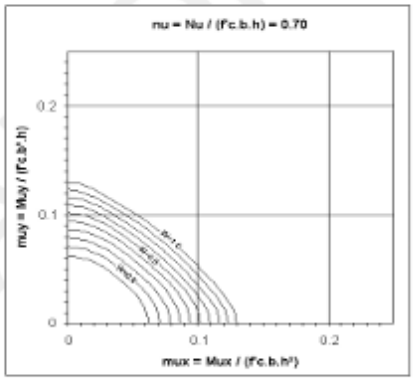


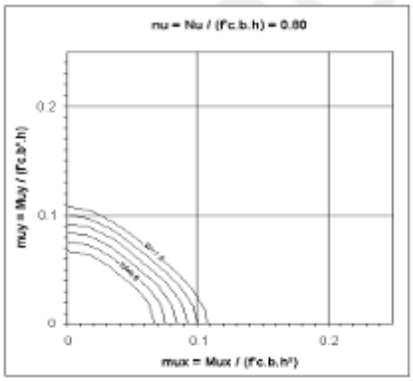


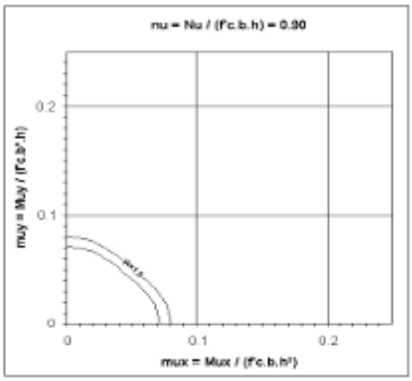

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.40
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.70
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.80
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2

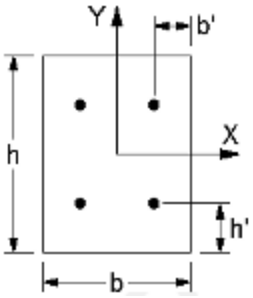

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.90
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2

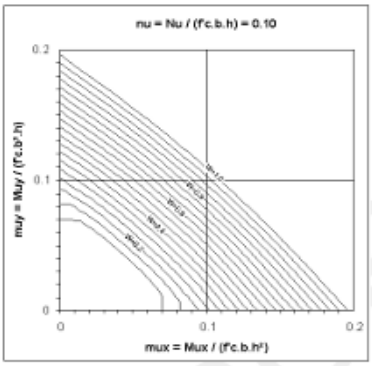
BORRADOR

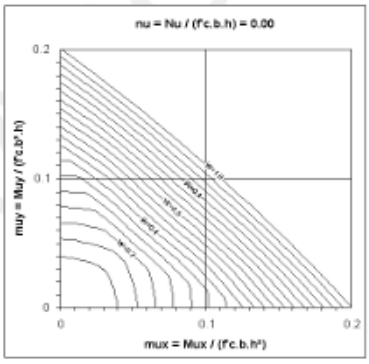
DIAGRAMA F.8
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA

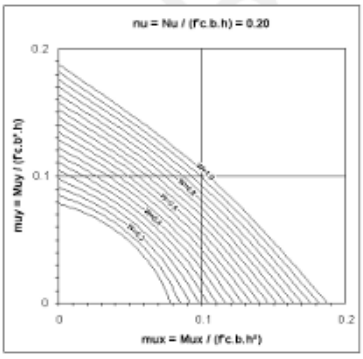
f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²
b'/b = h'/h = 0.25

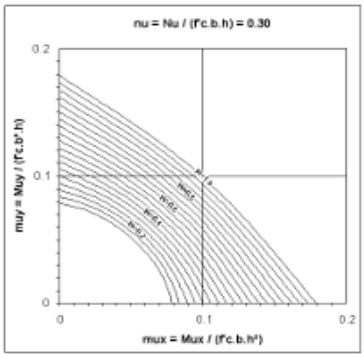
$$A_{s\,tot} = W \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot h$$

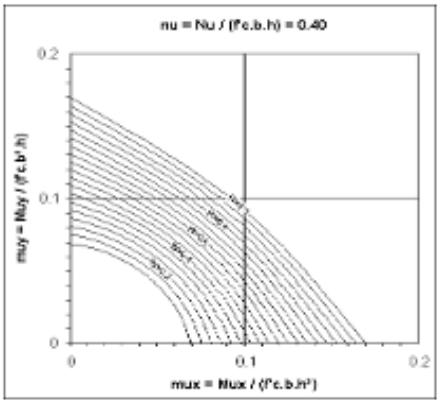


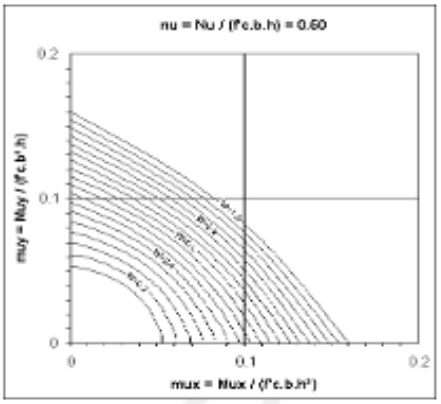


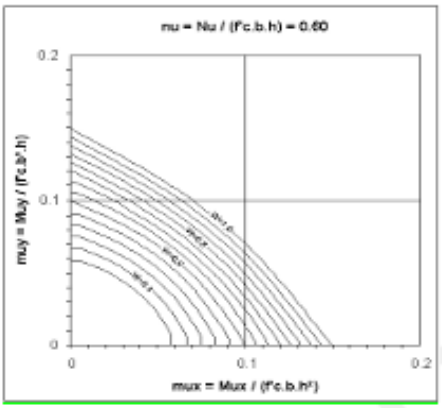


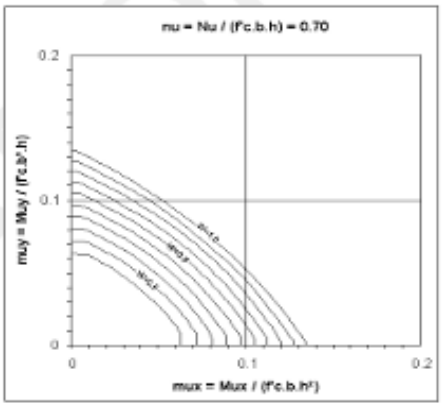


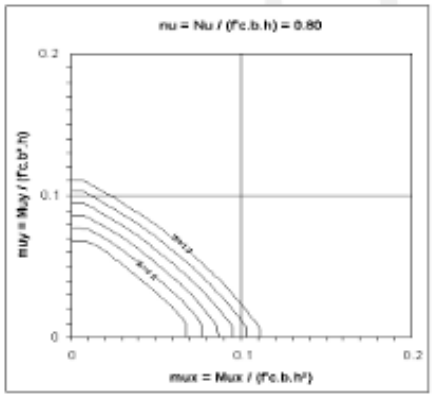


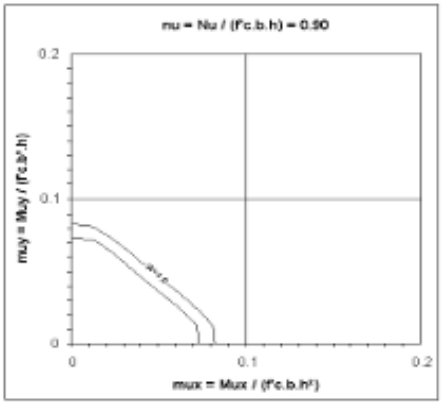

nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.40
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.60
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.70
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.80
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2


nu = Nu / (f'c.b.h) = 0.90
muy = Muy / (f'c.b².h)
mux = Mux / (f'c.b.h²)
0
0.1
0.2