



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

**“Propiedades Mecánicas del Concreto $F'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$
sustituyendo el agregado grueso en 25%, 50% y 100%
por piedra reactiva – Shinka – Churin – 2018”**

**TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

Gustavo Danilo Espada Cribillero

Jorge Jesús Villanueva Cribillero

ASESOR:

Mgtr. Miguel Ángel Solar Jara

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

CHIMBOTE – PERÚ

2018



ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS

Código : F07-PP-PR-02.02
Versión : 09
Fecha : 23-03-2018
Página : .1 de 50

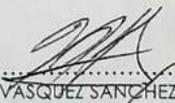
El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don(a) ESPADA CRIBILLERO, GUSTAVO DANILO y VILLANUEVA CRIBILLERO, JORGE JESUS cuyo título es: PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $F'c = 210 \text{ Kg/Cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25% , 50% y 100 % POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA- CHURIN - 2018.

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el/los estudiante(s), otorgándole(s) el calificativo de: 14 (número) CATORCE (letras).

Chimbote, 17 de diciembre de 2018


.....
Dr. CERNA CHAVEZ RIGOBERTO
PRESIDENTE


.....
Mgtr. SOLAR JARA MIGUEL ANGEL
SECRETARIO


.....
Ing. VASQUEZ SANCHEZ MARCO ANTONIO
VOCAL

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

DEDICATORIA

A nuestros Padres.

Por habernos apoyado en todo momento, por aconsejarnos para tomar las mejores decisiones, por los valores y por las motivaciones constantes que nos han permitido ser personas de bien.

A nuestros hermanos.

Por haber sido nuestra fuente de inspiración para cumplir nuestras metas, por considerarnos como su ejemplo y por sobre todo por su amor incondicional.

A nuestros Abuelos

Aurelia y Victor, por los ejemplos de perseverancia y constancia que los caracterizan y que nos han infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante y por su amor.

AGRADECIMIENTO

A Dios,

Por brindarnos salud y fortaleza en todo momento, y permitirnos realizar este proyecto.

A nuestra Familia

A nuestros padres por su apoyo incondicional, su esfuerzo y motivación que siempre nos han brindado; a nuestros abuelitos por siempre creer en nosotros y sus consejos diarios, de igual manera nuestros tíos y tías quienes de una u otra manera siempre estuvieron presentes en nuestra vida académica, y por último nuestros pequeños hermanos por su inmenso amor.

A nuestro Asesor

Mgtr. Miguel Ángel Solar Jara por los conocimientos brindados durante el desarrollo de la investigación, por su paciencia para enseñarnos y motivarnos a realizar este proyecto de tesis.

DECLARACION DE AUTENTICIDAD

Yo Espada Cribillero Gustavo Danilo con DNI 70002822 y Yo Villanueva Cribillero Jorge Jesús con DNI 70002823 a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el reglamento de grados y títulos de la universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaramos bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y autentica.

Así mismo, declaramos también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo las responsabilidades que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad Cesar Vallejo

Nuevo Chimbote, Diciembre 2018



Espada Cribillero Gustavo Danilo

DNI: 70002822



Villanueva Cribillero Jorge Jesus

DNI: 70002823

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

Cumpliendo con las disposiciones vigentes establecidas por el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, sometemos a vuestro criterio profesional la evaluación del presente trabajo de investigación titulado: “Propiedades Mecánicas del Concreto $F'c=210 \text{ Kg/cm}^2$ sustituyendo el agregado grueso en 25%, 50% y 100% por piedra reactiva – Shinka – Churin – 2018”.

En el primer capítulo se desarrolla la Introducción que abarca la realidad problemática, antecedentes, teorías relacionadas al tema, formulación del problema, justificación y objetivos de la presente tesis de investigación.

En el segundo capítulo se describe la metodología de la investigación, es decir el diseño de la investigación, variable y su operacionalización, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos que se empleó y su validez y confiabilidad realizada por tres jueces expertos en mesa.

En el tercer capítulo se expondrán los resultados obtenidos de la evaluación realizada por la tesista para dar solución al problema presentado.

En el cuarto capítulo, se discutirá los resultados llegando a conclusiones objetivas y recomendaciones para las futuras investigaciones.

Asimismo, el presente estudio es elaborado con el propósito de obtener el título profesional de ingeniería civil.

Con la convicción de que se nos otorga el valor justo y mostrando apertura a sus observaciones, agradecemos por anticipado las sugerencias y apreciaciones que se brinden a la presente investigación.

INDICE

ACTA DE APROBACION DE TESIS.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
DECLARACION DE AUTENTICIDAD.....	v
PRESENTACION.....	vi
RESUMEN.....	x
ABSTRACT.....	xi
I. INTRODUCCION.....	12
1.1. Realidad Problemática.....	12
1.2. Trabajos Previos.....	14
1.3. Teorías Relacionadas al Tema.....	17
1.3.1. Concreto.....	17
1.3.1.1. Cemento.....	17
1.3.1.2. Arena gruesa.....	19
1.3.1.3. Piedra chancada.....	19
1.3.1.4. Agua.....	20
1.3.2. Características del concreto en estado fresco.....	21
1.3.3. Propiedades del concreto.....	22
1.3.3.1. Elasticidad.....	22
1.3.3.2. Resistencia a la compresión.....	23
1.3.3.3. Resistencia a la flexión.....	24
1.3.4. Diseño de mezcla.....	25
1.3.5. Tipos de concreto.....	26
1.4. Formulación del Problema.....	27
1.5. Justificación del Estudio.....	27
1.6. Hipótesis.....	28
1.7. Objetivos.....	28
II. METODO.....	29
2.1. Diseño de investigación.....	29
2.2. Variables, operacionalización.....	29
2.3. Población y muestra.....	31

2.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	32
2.5.	Método de análisis de datos.....	38
2.6.	Aspectos éticos.....	38
III.	RESULTADOS.....	39
3.1.	Caracterización física de la piedra Shinka.....	39
3.1.1.	Granulometría.....	39
3.1.2.	Peso unitario.....	40
3.1.3.	Peso específico y absorción.....	41
3.1.4.	Contenido de humedad.....	42
3.2.	Ph.....	42
3.3.	Diseño de mezcla.....	43
3.4.	Resistencia a la compresión y flexión.....	45
IV.	DISCUSION.....	51
V.	CONCLUSION.....	53
VI.	RECOMENDACIONES.....	55
VII.	REFERENCIAS.....	56
	ANEXOS.....	57
	ANEXO N°01 MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	57
	ANEXO N°02 PANEL FOTOGRAFICO.....	59
	ANEXO N°03 ENSAYOS.....	63
	ANEXO N°04 PLANOS.....	111
	ANEXO N°05 NORMAS TECNICAS.....	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: granulometría de la piedra Shinka.....	36
Tabla 2: Peso unitario suelto.....	37
Tabla 3: Peso unitario compactado.....	38
Tabla 4: Peso específico y absorción de la piedra Shinka.....	38
Tabla 5: Contenido de humedad de la piedra Shinka.....	39
Tabla 6: Ph de la piedra Shinka.....	39
Tabla 7: Diseño de mezcla.....	40
Tabla 8: Cuantificación de los materiales.....	41
Tabla 9: Cuantificación de los materiales.....	41
Tabla 10: Resistencia a la compresión (edad 7).....	42
Tabla 11: Resistencia a la compresión (edad 14).....	43
Tabla 12: Resistencia a la compresión (edad 28).....	44
Tabla 13: Resistencia a la flexión (edad 7).....	45
Tabla 14: Resistencia a la flexión (edad 14).....	46
Tabla 15: Resistencia a la flexión (edad 28).....	47

RESUMEN

La investigación que se realizó en la presente tesis se llevó a cabo en la ciudad de Nuevo Chimbote en este estudio se utilizó el método de análisis de datos, teniendo como tipo de investigación cuasi - experimental; puesto que el objetivo principal de esta investigación es Determinar las propiedades mecánicas de un concreto $F'c=210$ kg/cm² sustituyendo en 25%, 50% y 100% el agregado grueso por piedra reactiva Shinka. A través de los objetivos específicos: que consistió caracterizar la piedra Shinka: química y física, determinar el PH de la piedra, determinar el diseño de mezcla del patrón y experimental y determinar la resistencia a la compresión y flexión, comparando sus resultados de una muestra convencional.

Esta investigación se desarrolló mediante protocolos los cuales evaluaron las propiedades mecánicas del concreto: la resistencia a la compresión y flexión; en los resultados se apreció que la piedra Shinka es un material inorgánico que ayuda a mejorar las propiedades del concreto en gran escala, ya que cuenta con una composición química similar al concreto en todo lo que respecta a las sales las cuales incrementan la resistencia al concreto.

Palabras claves: propiedades mecánicas, concreto, piedra Shinka.

ABSTRACT

The research that was carried out in this thesis was carried out in the city of Nuevo Chimbote. In this study, the data analysis method was used, taking as a type of quasi - experimental research; since the main objective of this investigation is to determine the mechanical properties of a concrete $F'c = 210 \text{ kg / cm}^2$ substituting in 25%, 50% and 100% the coarse aggregate by Shinka reactive stone. Through the specific objectives: which consisted in characterizing the Shinka stone: chemical and physical, determining the PH of the stone, determining the mixing design of the pattern and experimental and determining the resistance to compression and bending, comparing its results of a sample conventional.

This research was developed through protocols which evaluated the mechanical properties of concrete: the resistance to compression and bending; in the results it was appreciated that the Shinka stone is an inorganic material that helps to improve the properties of the concrete in a large scale, since it has a chemical composition similar to the concrete in everything with respect to the salts which increase the resistance to the concrete .

Keywords: mechanical properties, concrete, Shinka stone.

I. INTRODUCCION

1.1. Realidad Problemática

1.1.1. Categoría Internacional

Estados Unidos, México, Colombia, Ecuador y Chile el diseño del concreto se presenta como un material muy utilizado para la construcción y autoconstrucción debido a los materiales ya normados en cada país y a su vez en la calidad de los mismos. Cabe indicar que en el presente trabajo proyecto de tesis se encontró que en los Estados Unidos es el país con más piedra reactiva o también llamado roca volcánica la cual trata de determinar las características propias que deben tener tanto las rocas ígneas, sedimentarias y metafóricas para el uso en la industria de la construcción. El Principal problema que indica dicho país es la expansión de la roca volcánica ya que cuenta con principales centros turísticos, las mismas que a su vez la lava disparada a la atmosfera padece descomprimirse. Tiene un resultado de desgasificación quedando lugares libres por flacos muros de cristal ardiente, Dichas piedras reactivas son un tipo de roca formada cuando la lava o el magma se enfrían. En conclusión, el rápido enfriamiento de la lava y fragmento piroclásticos cristaliza en pequeños cristales lo que forma rocas de grano fino, resistentes y duras las cuales son muy abundantes formando aproximadamente el 95% de la corteza terrestre, aunque no podemos apreciarlos debido a que las rocas sedimentarias y metafóricas las cubren. Analizado el problema de la piedra reactiva se expande la cual va dejando con menos territorio a la población más cercana o visitantes de cualquier lugar turístico que tengas aguas termales o aguas que contengan en el subsuelo rocas volcánicas.

1.1.2. Categoría Nacional

El Perú cuenta con lugares turísticos las cuales tienen volcanes y aguas termales, en dichos casos, estos son propensos a contar con piedras reactivas las cuales tienden incrementar su área reduciendo el espacio y territorio de los mismos. La cual lleva a otro problema aún más grave y es al reducir el espacio estaría dejando sin vida y hogar a la flora, fauna y hasta la misma población más cercana. A continuación, el presente problema conlleva a la pérdida de biodiversidad, desaparición de flora y fauna, la cual es un mal resultado de la expansión de piedra reactiva. Al haber pérdida de biodiversidad se estaría cometiendo un incremento de enfermedades a todo ser vivo. Llevando esto a cabo dentro de la rama de Ingeniería de forma evasiva, las variaciones en el destino de los ecosistemas estarían afectando no solo a los ingresos sino también a la salida local de vida silvestre y hasta en causar inclusive enfrentamientos colectivos, conforme el testimonio de la OMS. Cuando se reduce ya sea la vida flora y fauna, la perspectiva de existencia de vida humana disminuye.

1.1.3. Categoría Regional

El diseño de concreto se presenta con normas estipuladas y normadas según el RNE, la cual son los siguientes materiales: agua, cemento, piedra chancada y arena gruesa. Dichos materiales son muy utilizados para la construcción y autoconstrucción debido a sus respectivos costos. Sin embargo, el problema se suscita al haber aspectos desfavorables, como la limitada disponibilidad de materiales y la mala dosificación de los mismos para la elaboración de un buen diseño de concreto a su vez al no contar con materiales de buena calidad.

1.1.4. Categoría Local

En la Región Lima, Provincia de Oyón, Distrito de Pachangara, localidad de Churin cuenta con aguas termales la cual a su vez tiende a contar con piedra reactiva, esto causa todos los problemas que se mencionaron en las distintas realidades problemáticas las cuales son: El incremento de área de la piedra dejando sin territorio a los distintos vienes sociales y productivos ya sean agricultura, ganadería, población. Pérdida de biodiversidad y la completa extinción de especies como la flora y fauna y/o la migración de estas mencionadas a otros lugares. Limitada disponibilidad de materiales, sin contar con canteras dentro de la localidad. Por último, el principalmente problema dentro de la localidad de Churin, los propios comuneros al querer construir sus viviendas de material noble desde los cimientos, no pueden por la única razón que la piedra reactiva se expande y es muy dura, la cual no cuentan con el dinero suficiente para contratan un operario y alquiler de maquinaria chancadora de piedra.

1.2. Trabajos Previos

1.2.1. Categoría Internacional

Terreros Luis, (2016) en su respectiva Tesis “Análisis de las propiedades mecánicas de un concreto convencional adicionando fibra de cáñamo” tuvo como objetivo general determinar y analizar las propiedades mecánicas (comprensión y flexión) de un concreto convencional adicionando fibra de cáñamo en condiciones normales, y como objetivo específico establecer las condiciones en que se va a trabajar la fibra adicionándola al concreto, diseñar y elaborar un diseño de mezcla para un concreto normal con una resistencia a la comprensión de 4000 psi, someter las muestras en condiciones adecuadas a ensayos de compresión y flexión, comparar y evaluar en estudio con un concreto convencional.

1.2.2. Categoría Nacional

Carrillo Joel y Rojas Jairo, (2017) en su respectiva Tesis “Análisis comparativo de las propiedades mecánicas de compresión y flexión de un concreto patrón $f'c=210$ Kg/cm² y un concreto reemplazando en porcentaje del 1, 2, 3 y 4% con Dramix 3D respecto al volumen del agregado fino de la mezcla, elaborando con agregados de las canteras de Vicho y Cunyac” tuvo como objetivo general analizar y comparar la resistencia a compresión y flexión de un concreto patrón $f'c=210$ Kg/cm² a un concreto reemplazando con Dramix 3D en porcentajes 1, 2, 3 y 4% respecto al volumen del agregado fino de la mezcla, y como objetivo específico determinar la proporción en peso para un diseño de mezcla $f'c=210$ Kg/cm² adicionando con fibras de acero Dramix 3D, determinar el porcentaje de reemplazo óptimo de Dramix 3D respecto al volumen del agregado fino de la mezcla la cual genere una mayor resistencia a la compresión en el concreto, determinar el porcentaje de reemplazo óptimo de Dramix 3D respecto al volumen del agregado fino de la mezcla la cual genere una mayor resistencia a la flexión en el concreto, determinar la variación de la consistencia del concreto $f'c=210$ Kg/cm² adicionando con fibras de acero Dramix 3D en porcentajes de 1, 2, 3 y 4% respecto al agregado fino de la mezcla.

García Bleger, 2017, con su respectiva Tesis “Efecto de la fibra de vidrio en las propiedades mecánicas del concreto $f'c=210$ Kg/cm² en la ciudad de Puno” tuvo como objetivo general evaluar la resistencia a la compresión del concreto $f'c=210$ Kg/cm² con incorporación de fibras de vidrio y costo de producción, y como objetivo específico evaluar la resistencia a compresión del concreto $f'c=210$ kg/cm² con adición de diferentes porcentajes de fibras de vidrio en 0.025%, 0.075% y 0.125% con respecto al peso de los minerales, evaluar los costos de producción del concreto normal y adicionando con fibras de vidrio.

Gonzales Cuervo, 2012, con su respectiva Tesis “Obtención y caracterización de geopolímeros, sintetizados a partir de ceniza volante y piedra pómez, utilizados para el desarrollo y mejoramiento del concreto” tuvo como objetivo general adicionar un geopolímero derivado de una fase mineral (ceniza volante y piedra pómez) al concreto., y como objetivo específico evaluar la resistencia a compresión del concreto.

Vela Fernández, 2018, con su respectiva Tesis “impacto en la resistencia a la compresión y permeabilidad del concreto a partir de la sustitución de la piedra por ecogravilla de escoria de acero, trujillo – 2018.” tuvo como objetivo general determinar el impacto en la resistencia al esfuerzo de compresion y permeabilidad del concreto a partir de la sustitución de la piedra por Ecogravilla de escoria de acero, y como objetivo específico Analizar los resultados de la resistencia a la compresión y permeabilidad que alcanza un concreto con la sustitución del agregado grueso por Ecogravilla de escoria de acero, con respecto a un concreto patrón.

Campos Llatas, 2015, con su respectiva Tesis “resistencia a compresión axial del concreto utilizando agregado de piedra caliza triturada lavada, 2015” tuvo como objetivo general determinar la resistencia a la compresión axial del concreto utilizando agregado de piedra caliza triturada lavada, 2015, y como objetivo específico determinar la resistencia a compresión axial del concreto de $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, utilizando piedra caliza triturada lavada de la cantera Otuzco Mirador.

1.3. Teorías Relacionadas al Tema

1.3.1. Concreto

Es la mezcla de cemento, agregado grueso, agregado fino y agua, la cual se fortalece mediante el avance de reacción química del fluido hídrico con el cemento. La cuantía de dichos materiales necesitara de la resistencia que se desea obtener, señalándose en los planos con el signo f'c. Siempre la resistencia de las columnas y losas deben ser mejor a la reacción de cimientos y falsos pisos.

1.3.1.1. Cemento

Es la unión compuesta del inicio de mezcla de caliza y arcilla carbonizadas y después trituradas, tiene el dominio de fortalecerse al roce con el fluido hídrico. El resultado de la trituración de esta piedra es llamado Clinker y se transforma en cemento en el momento que se añade una diminuta porción de yeso, así obtenemos el dominio de fraguar adicionando fluido hídrico y fortalecerse después. Es un compuesto de grava y arena y agua, generando una combinación semejante, flexible y moldeable que fragua y se fortalece, obteniendo resistencia pétreo, llamado hormigón (San Juan y Servando, 2005, p.15).

1.3.1.1.1. Tipos

1.3.1.1.1.1. Arcilloso:

Adquiridos a inicios de arcilla y piedra caliza en relación de uno a cuatro (San Juan y Servando, 2005, p.16).

1.3.1.1.1.2. Puzolánico:

De procedencia biológico o volcánico (San Juan y Servando, 2005, p.28).

1.3.1.1.2. Propiedades

- Fortaleza a la agresión química.
- Fortaleza al calor y frío excesivo.
- Fortaleza original alta que se reduce con el periodo.
- Obviar la utilización de armaduras.
- Utilización adecuada por disminución de temperaturas (Gili, 2000, p.6).

1.3.1.1.3. Propiedades físicas

- Fraguado: de dos a tres horas
- Dureza: demasiado rápido
- Estabilidad de volumen: No expansivo
- Muy resistentes a sulfatos y muy buena durabilidad
- Buenas propiedades refractarias, aguanta 1500-1600 °C
- Exhibido en circunstancias elevadas de temperatura y humedad (Gili, 2000, p.6).

1.3.1.1.4. Usos comunes

- Alcantarillados
- Depuradores
- Carreteras
- Mortero
- Ambientes marinos
- Terrenos sulfatados.

1.3.1.2. Arena Gruesa

Son porciones que tienen una dimensión máxima de cinco milímetros. A su vez se usa en la elaboración de la composición para colocar los ladrillos y en la elaboración del concreto (Zavala, 2004, p.1).

1.3.1.2.1. Uso

Su objetivo es reducir los vacíos entre las piedras.

1.3.1.2.2. Consideraciones

- Obligado a estar sin polvo, sustancia orgánica. En conclusión, es aconsejable adquirirla en canteras confiables, y una vez puesto en obra tiene la obligación de guardarse en áreas que cumplan los estándares de limpieza.
- En el momento que se utilizó la mezcla para colocar ladrillos, tienen la obligación de estar libre de humedad. Asimismo, evitara entrar en roce con el cemento e inicie la fragua antes del periodo (Zavala, 2004, p.14).

1.3.1.3. Piedra Chancada

1.3.1.3.1. Definición

De origen volcánico, originada por el descenso de temperatura y consolidación del elemento rocoso fundido, constituido en su conjunto por silicatos. Se consigue por pulverización industrial de piedras y en dimensión que en nuestro caso es de $\frac{1}{2}$ " y $\frac{3}{4}$ " (Zavala, 2004, p.2).

1.3.1.3.2. Utilización

Considerado muy importante para la estructura del concreto

1.3.1.3.3. Consideraciones

- Dicha piedra tiene como obligación ser de densidad dura. Por otro lado, de ningún modo debe ser poroso ni tener arcilla ligado a su superficie. Se utiliza para mezclar el concreto y se liquida en dimensiones de 1", 3/4" y 1/2".
- La selección del material obedece a la dimensión de la estructura que se va a verter. Por ejemplo, si llenamos una columna flaca, utilizaremos el material de 1/2", pero si requerimos equipar una zapata, lo aconsejable es utilizar una piedra más grande 1". Por lo general para una vivienda, se utiliza piedra de 1/2".
- Primeramente, se tiene la obligación de mojar para limpiar el polvo y así mismo obviar la absorción de fluido hídrico en demasía mientras ocurra el mezclado (Zavala, 2004, p.15).

1.3.1.4. Agua

Es un fluido cuya partícula está compuesta por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno (H₂O). La expresión agua usualmente se menciona al componente en su estado líquido, sin embargo, se puede encontrar en su estado sólido llamado hielo y en su estado gaseoso llamado vapor (Rivera, 2012, p.77).

Posteriormente del vertido, se avala que el cemento reactive químicamente y desenvuelva su resistencia. Ocurre especialmente en los siete primeros días, siendo demasiado primordial tenerlo mojado en dicho periodo de tiempo. A esta sucesión se le llama como curado del concreto. El concreto posee dos fases esenciales: en el tiempo que está fresco y en el tiempo que está endurecido.

1.3.2. Las características principales del concreto en estado fresco

1.3.2.1. Trabajabilidad

Es la labor que se tiene que contribuir al concreto en estado fresco en el desarrollo de mezcla, flete, posición y apisonamiento. La manera más usual para calibrar la "trabajabilidad" es través del "ensayo del slump". Las herramientas necesarias son: plancha base, cono y varilla de metal. Dicho ensayo radica en calibrar el nivel de una mezcla de concreto posteriormente de ser quitada de un modelo en apariencia de cono. De manera que el nivel sea alto, concreto será más trabajable. Por otro lado, cuanto pequeño sea el nivel, el concreto estará seco y será de limitada trabajabilidad (Quiroz y Salamanca, 2006, p.110).

1.3.2.2. Segregación

Sucede en el momento que las piedras con más volumen, tal como la piedra chancada se libera de los demás componentes del concreto. A su vez es vital vigilar el excedente de segregación para obviar composiciones de pésima calidad. Se suscita, por ejemplo, en el momento que se transporta el concreto en buggy por un trayecto sinuoso y de extensa ruta, preciso a esto la piedra se segrega (Quiroz y Salamanca, 2006, p.112).

1.3.2.3. Exudación

Creándose en el tiempo donde una porción de fluido brota a la superficie del concreto. Siendo vital vigilar la exudación para impedir que la superficie disminuya por sobre-concentración de fluido hídrico. Ocurre, por ejemplo, en el momento que supera el periodo de vibrado creando en la superficie la acumulación de cuantía de fluido hídrico superior a la que usualmente correspondería exudar (Quiroz y Salamanca, 2006, p.113).

1.3.2.4. Contracción

Elabora variaciones de volumen en el concreto oportuno a la pérdida de fluido hídrico por gasificación, originada por el cambio de humedecimiento, frío y calor del medio ambiente. Principalmente vigilar la contracción, razón por la cual origina fisuraciones. Para minorar este inconveniente es necesario ejecutar el curado del concreto (Quiroz y Salamanca, 2006, p.114).

1.3.3. Las propiedades del concreto en estado endurecido

1.3.3.1. Elasticidad

Quiere decir capacidad de portarse elásticamente adentro de límites reales. Cabe indicar, que una vez alterado puede volver a su apariencia única (Quiroz y Salamanca, 2006, p.125).

1.3.3.2. Resistencia

“La resistencia del concreto usualmente crece con el tiempo. Este crecimiento se desarrolla velozmente en el transcurso de los primeros días posterior a su colocación, después de un tiempo seguirá incrementando, pero en una proporción más reducida durante un periodo de tiempo indefinido” (Rivera, 2005, p.121).

Los factores que afectan la resistencia de un concreto son:

- La proporción de cemento en la mezcla.
- La relación agua y cemento.
- Tener un buen vibrado, para evitar el aire en la mezcla.
- La granulometría del agregado, ya que de este dependerá una buena compactación.
- Controlar la hidratación del concreto.
- La temperatura a la cual fue expuesto el concreto en el proceso de curado y fraguado.

1.3.3.2.1. Resistencia a la Compresión

Es la más importante ya que es la que se utiliza para desarrollar los cálculos estructurales de puentes, edificios y demás estructuras. La resistencia a la compresión se obtiene fracturando cilindros de concreto llamados probetas. Se calcula a partir de la carga de ruptura dividiendo entre el área de la sección que resiste la carga. Generalmente, ésta se expresa en MPa y kg/cm² y mediante el símbolo f'_c . es importante determinar la resistencia a la compresión para determinar que la mezcla cumpla con los requerimientos de la resistencia y para fines de control de calidad.

Ensayo de resistencia a la compresión, está establecido en las normas NTC 550 y 673. Se utilizan moldes cilíndricos de 15 cm de diámetro por 30cm de largo.

Se realizará dos ensayos como mínimo por cada edad, el método a usar dependerá del asentamiento, si el asentamiento es mayor a 7.5 cm se hará con el método de apisonado o con vibrador si el asentamiento es menor a 2.5 cm.

Si el método es de apisonado se vaciarán 3 capas iguales y proporcionales al molde. Cada capa se debe compactar con 25 golpes, los cuales deben ser uniformemente distribuidos en la sección transversal del molde.

La varilla para la compactación debe de ser lisa y cilíndrica de acero, de 16mm de diámetro y 600mm de largo con punta redonda.

En el método del vibrado serán 2 capas, los vibradores pueden ser tanto como interno o externo, si es interno la frecuencia de vibrado será de 7000 rpm o mayor, el elemento de vibración no debe ser mayor de 38mm ni menor de 19 mm de diámetro. En la vibración externa puede ser de mesa o plancha, y la frecuencia de vibración debe de ser de 3600 rpm o mayor.

Los moldes con el concreto, se colocarán durante las 24 horas como un máximo, en una superficie libre de vibraciones, los cilindros deben estar en lugares que tengan la temperatura entre 16 °C y 27°C y que a la misma vez mantengan su humedad.

Los moldes deben ser removidos después de las 20 horas de haber sido moldeados y almacenarlos en condiciones de humedad, si se almacena bajo agua esta debe estar saturada de cal y libres de corrientes de agua y a una temperatura permanente de 23 °C hasta la hora del ensayo.

Antes del ensayo se debe verificar que las bases estén planas. El refrentado se puede hacer con mortero de azufre de acuerdo con la norma NTC 504. Para el ensayo se llevarán los cilindros en estado húmedo y se aplicara la carga a una velocidad constante (1.4 a 3.5 kg/cm²/s) hasta q falle el cilindro. La resistencia del concreto se obtiene dividiendo la máxima carga soportada por la probeta entre el área promedio de la sección.

1.3.3.2.2. Resistencia a la Flexión.

A comparación de la compresión esta es muy baja.

El ensayo de resistencia a la flexión se realiza usando una viga apoyada en los tercios de la luz, este ensayo se realiza de acuerdo con la norma NTC 1377 o ASTM C31 y ASTM C78.

Las probetas para el ensayo deben ser rectangulares con una sección de 15.2 cm por 15.2 cm y la longitud de 55.8cm, y el agregado grueso será de un tamaño máximo <5cm.

Si el asentamiento es mayor a 7.5 cm se utilizará la varilla compactadora, la varilla para compactar debe ser cilíndrica, lisa y metálica, debe tener la punta redonda, con un diámetro de 16 mm con un largo de 600 mm.

Si el asentamiento es menor a 2.5 cm se usará el vibrador, la cual puede ser interna o externa, son los mismos requisitos del ensayo de resistencia a la compresión.

Los moldes se deben aceitar y luego llenarlos por capas. Con el método de varilla se golpeará cada 14 cm², en el método de vibración usualmente el vibrado se suspende después que la superficie del concreto comience a fluir, para evitar la segregación.

Cuando se vibre internamente se colocara el vibrador cada 15 cm a lo largo del eje, en la externa el molde se debe colocarse rígidamente unido a la superficie.

Los moldes se deben colocar durante las primeras 24 horas, en una superficie plana libre de vibraciones a una temperatura entre 16°C a 27°C.

Se deben remover de los moldes después de las 24 horas de haberse vaciado y deben almacenarse en condiciones de humedad, si se almacena bajo el agua esta debe estar saturada de cal.

Las vigas se deben ensayar en estado húmedo y se aplique una carga a velocidad constante (8.8 a 12.4 kg/cm²/min), hasta que esta falle (Sanchez, 2005, p.89).

1.3.4. Diseño de Mezcla

El comité del ACI ha implementado un procedimiento de diseño de mezcla, la cual se basa en algunas tablas la cual fueron elaboradas mediante ensayos hechos a los agregados, lo cual se obtiene los valores de los diversos materiales que integran la unidad cubica del concreto.

Para realizar se tiene que tener las siguientes limitaciones:

- Relación agua cemento.
- Contenido de cemento.
- Contenido máximo de aire.
- Asentamiento.
- Tamaño máximo del agregado grueso
- Resistencia promedia.

1.3.5. Tipos de Concreto

1.3.5.1. Concreto Ciclópeo

“Este patrón de concreto se utiliza en los cimientos y en los sobre cimientos.

En el momento que se utiliza una proporción aconsejable es de un volumen de cemento por diez volúmenes de hormigón. Dicha proporción se consigue empleando: una bolsa de cemento, con tres $\frac{1}{3}$ buggies de hormigón y la cuantía de agua obligatoria para lograr una mezcla que faculte una buena labor.

Debe integrarse piedra de zanja en una proporción igual a una tercera parte del volumen a verter. Las piedras tendrán un diámetro medio de 25cm. Hallándose libres de impurezas y quedándose totalmente envueltas de concreto.

Utilizándose en los sobre cimientos, dicha proporción aconsejable es de un volumen de cemento por ocho volúmenes de hormigón. Dicha proporción se consigue utilizando: una bolsa de cemento, con dos $\frac{1}{2}$ buggies de hormigón y la cuantía de agua obligatoria para conseguir una mezcla viscosa que faculte una buena labor.

Integrándose piedra de cajón en una proporción igual a una cuarta parte del volumen a verter. Dicho agregado tendrá un diámetro medio de diez cm, obligándose hallar prolijo y totalmente envueltas de concreto” (San Juan y Servando, 2005, p.18).

1.3.5.2. Concreto Simple

“Se usa para elaborar varios tipos de estructuras como pistas, calles, túneles, puentes, etc. Una de sus ventajas es que soporta fuerzas de compresión elevadas, tiene un bajo costo y larga duración, obviamente en condiciones óptimas. Gracias a su trabajabilidad puede moldearse de distintas formas” (San Juan y Servando, 2005, p.19).

1.3.5.3. Concreto Armado

“También llamado concreto reforzado, por la colocación de barras de acero embebidas en su masa, lo cual permite formas, luces y voladizos. La poca resistencia a la tracción del concreto, se compensa con la presencia del refuerzo metálico, el acero y el concreto tienen coeficientes de dilatación térmica muy similares, lo que les permite trabajar como uno solo” (Porrero y Ramos, 2014, p.32).

1.4. Formulación del Problema

¿Cuáles serán las variaciones del concreto $f'c=210$ kg/cm² sustituyendo al agregado grueso en 25%, 50% y 100% con respecto a la piedra reactiva Shinka?

1.5. Justificación del Estudio

El presente proyecto de Tesis se justifica por ser la principal zona de turismo que atrae la localidad de Churin, contar con el proyecto de Tesis terminada implicaría que no se detengan las actividades de construcción de sus viviendas de los mismos pobladores ya que al tener la presencia en demasía de piedra Shinka la cual tiene una dureza excesiva, no permite continuar con el proceso constructivo de sus respectivas obras y a su vez no cuentan con canteras. Dando la solución de utilizar la piedra ya mencionada como piedra chancada para los cimientos de dichas obras y dar el uso adecuado de los mismos materiales de la zona. Gracias a ello los pobladores de las zonas beneficiadas podrán concluir con sus respectivos procesos constructivos sin tener problemas desde los cimientos de su propia área, en conclusión, el presente proyecto de Tesis se justifica ya que gracias a ello la comunidad campesina de Churin podrán terminar sus establecimientos como son por Ejm: Hoteles, Centros Recreativos, Baños Termales, etc.

1.6. Hipótesis

La sustitución del 25%, 50% y 100% del agregado grueso del concreto $f'c=210$ kg/cm² por piedra Shinka permitirá desarrollar propiedades mecánicas similares a un concreto convencional

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo Principal

Determinar las propiedades mecánicas de un concreto $F'c=210$ kg/cm² sustituyendo en 25%, 50% y 100% el agregado grueso por piedra reactiva Shinka.

1.7.2. Objetivo Especifico

- Determinar la caracterización la piedra Shinka: física.
- Determinar la alcalinidad de la piedra.
- Realizar un diseño de mezcla para un concreto de $f'c=210$ kg/cm².
- Evaluar la resistencia a la compresión y flexión de un concreto de $f'c=210$ kg/cm² con la sustitución del agregado grueso por piedra Shinka en proporciones de, 25%, 50% y 100% comparando sus resultados con una muestra convencional.

II. METODO:

2.1. Diseño de Investigación.

Investigación cuasi experimental porque se manipula la variable independiente, estos son los porcentajes, para luego medir la variable dependiente que vendría a ser la resistencia a la compresión y flexión en el Distrito de Pachangara – Churin.

El esquema es el siguiente:

Cuasi Experimental

- Grupo Control



- Grupo Experimental



M1: Concreto convencional.

M2: Concreto reemplazando en 25%, 50% y 100% el agregado grueso con piedra Shinka (Tamaño máximo nominal).

Xi: Sustitución del 25%, 50% y 100% del agregado grueso con piedra Shinka.

Yi: Resistencia a la Compresión y Flexión.

Oi: Resultado.

2.2. Variables, Operacionalización:

Variable Independiente: La sustitución del 25%, 50% y 100% del agregado grueso del concreto $F'c=210$ kg/cm² por piedra Shinka.

Variable Dependiente: Propiedades Mecánicas (RC y RF).

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICION
Independiente: 25%, 50% y 100% de piedra Shinka.	A través de las temperaturas, empuje y/o líquidos químicamente dinámicos, se hace la modificación de piedras que se alteran y sufren adaptaciones estructurales. (Mecánicas de Suelos, 2013, p.230).	Se sustituirá en 25% y 50% del agregado grueso por piedra Shinka.	25%. 50%. 100%	Concreto. Agregado grueso. Piedra Shinka. TMN Relación agua/cemento	Nominal.
Dependiente: Propiedades Mecánicas.	Es la más importante ya que es la que se utiliza para desarrollar los cálculos estructurales de puentes, edificios y demás estructuras. La resistencia a la compresión se obtiene fracturando cilindros de concreto llamados probetas. (Concreto, 2013, p.230). A comparación de la compresión esta es muy baja. Este ensayo se realiza de acuerdo con la norma NTC 1377 o ASTM C31 y ASTM C78	Se realizarán los ensayos de compresión y flexión.	Resistencia a la compresión. Resistencia a la flexión.	Rotura de Concreto. Ensayo de Flexión en vigas de Concreto.	Nominal.

2.3 Población y Muestra:

2.3.1. Población

La población está constituida por 96 unidades de probeta de concreto de las cuales están distribuidas en 2 grupos, una agrupación será para el ensayo de resistencia a la compresión en el cual hay 4 grupos, siendo uno el grupo patrón, 25%, 50% y 100%; estos se distribuyeron en tres fracciones que vendrían hacer las edades para el ensayo que serían 7 días, 14 días y 28 días. En cada subgrupo hay 4 probetas por lo tanto existen 48 unidades. Para el ensayo de flexión será exactamente igual la división de grupos, por lo que el total de la población son 96.

Para el ensayo de la resistencia a la compresión las probetas son cilíndricas, tienen una dimensión de 30cm de largo con 15cm de diámetro, en el caso del ensayo de flexión son rectangulares con una sección de 15.2 cm por 15.2 cm y la longitud de 55.8cm. Estos ensayos se realizaron de acuerdo con la norma NTC 1377 o ASTM C31 y ASTM.

2.3.2. Muestra

Para cada una de las probetas en análisis que se emplearon para el desarrollo de la investigación de tesis, las probetas son cilíndricas para el ensayo de resistencia a la compresión y probetas rectangulares para el ensayo de resistencia a la flexión

Estos ensayos están de acuerdo a las normas NTC 1377 o ASTM C31 y ASTM C78.

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION					
EDADES	PATRON	25%	50%	100%	SUBTOTAL
7 DIAS	4 probetas	4 probetas	4 probetas	4 probetas	16
14 DIAS	4 probetas	4 probetas	4 probetas	4 probetas	16
28 DIAS	4 probetas	4 probetas	4 probetas	4 probetas	16
TOTAL					48

Fuente: Elaboración Propia

ENSAYO DE FLEXION					
EDADES	PATRON	25%	50%	100%	SUBTOTAL
7 DIAS	4 probetas	4 probetas	4 probetas	4 probetas	16
14 DIAS	4 probetas	4 probetas	4 probetas	4 probetas	16
28 DIAS	4 probetas	4 probetas	4 probetas	4 probetas	16
TOTAL					48

Fuente: Elaboración Propia

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.1. Técnica de recolección de datos

El método a ejecutar para definir la resistencia a la compresión y flexión de las probetas con una sustitución de 25%, 50% y 100% de su agregado grueso por piedra shinka elaborado en el distrito de Pachangara, es la observación, porque se recolecto datos de un laboratorio.

2.4.2. Instrumento de recolección de datos

Como herramienta de recolección de datos se empleó protocolos de acuerdo a la norma NTC 1377, ASTM C31, C78, C138, C 1064, C143, C39 y ACI 318.08, lo cual nos permitió obtener los resultados de forma directa y confiable de los ensayos siguientes:

- Diseño de mezcla (comité de diseño 211 ACI).
- Ensayo de Peso Unitario Suelto y Varillado (ASTM C- 29/ NTP 400.017)
- Gravedad Específica y Absorción Agregado grueso (ASTM C- 128/ NTP 400.022)
- Contenido de Humedad (ASTM- C566).
- Ensayo de resistencia a la compresión (Norma ASTM C39).
- Ensayo de resistencia a la Flexión (Norma ASTM C293).

2.4.3. Validez y confiabilidad del instrumento

No necesita validación por juicio de expertos por el motivo que son formatos estandarizados según las normas:

1. Peso específico y absorción del agregado grueso (astm c-127, npt)

Peso Específico describe a la densidad de las partículas individuales y no a la masa del agregado como un total. Asimismo, es la correlación del peso unitario de una sustancia al peso unitario del agua; bajo condiciones normales puede ser tomada como la unidad, por lo tanto el peso unitario de una sustancia en gr/cm^3 , es igual al peso específico de la misma. La norma C127 del ASTM, valora tres pesos específicos para el agregado: Peso específico de masa, peso específico de masa saturada superficialmente seca, y peso específico aparente.

1.2. Peso específico de masa

El peso específico de masa es la correlación del peso al aire de un volumen unitario de material permeable (incorporando los poros permeables e impermeables naturales del mismo) a unos grados establecida al peso en aire de igual densidad de un volumen igual de agua destilada libre de gas a la temperatura establecida.

Si se considera el material saturado superficialmente seco, se obtendría el peso específico de masa saturada superficialmente seca.

1.3. Absorción

Es la capacidad absoluta de humedad interna de un agregado que está en la condición de saturado superficialmente seco.

El contenido de absorción del agregado se define por el aumento de peso de una muestra secada al horno, después de 24 horas de sumergimiento en agua y secado superficial.

El ensayo para determinar los pesos específicos se realizó de acuerdo con la norma C127 del ASTM.

Equipo Necesario

- Balanza con capacidad de 5Kg a más.
- Canastilla de alambre, con abertura correspondiente al tamiz de 3mm (N° 6) o menor.
- Deposito adecuado para sumergir la canastilla de alambre en agua y un dispositivo para suspenderla del centro de la escala de la balanza.
- Horno de temperatura de $110^{\circ}\text{C}\pm 5^{\circ}\text{C}$

Muestras

La muestra a ensayar es la que queda retenida en el tamiz N°1/2. Para ello se escogió por cuarteo alrededor de 5 Kg., del agregado a ensayar y se descartó las fracciones que pasaron por el tamiz N°1/2, y se realizó con el siguiente peso de agregado de acuerdo a su tamaño máximo nominal.

Procedimiento

- Lavada la muestra con el fin de excluir el polvo e impurezas superficiales de las partículas, luego se seca la muestra a una constante temperatura de 100 a 110°C para posteriormente ser sumergida en agua por un lapso de 24 horas.
- Una vez saturada la muestra, se extrae del agua y se deshumecece con un paño hasta desaparecer la lámina de agua visible, se debe tener cuidado en prevenir la evaporación mientras la ejecución del secado de la superficie seca.
- Pesada la muestra, se sitúa inmediatamente la muestra saturada con superficie seca en la canastilla de alambre y se determina su peso a temperatura promedio de 23°C . 32
- Se seca la muestra hasta peso constante, a unos grados de 100°C para luego dejar enfriar a temperatura ambiente, durante 1 a 3 horas y pesar.

Cálculos

conseguidos los datos correspondientes se sigui al cálculo de la determinación de los pesos específicos (gr/cm^3):

Peso de la muestra secada en el horno = A

Peso de la muestra saturada con superficie seca = B

Peso de la muestra saturada dentro del agua = C

- Peso Específico de Masa

$$\frac{A}{B - C}$$

- Peso Específico de Masa Superficial Seca

$$\frac{B}{B - C}$$

- Peso Específico Nominal

$$\frac{A}{A - C}$$

- Porcentaje de Adsorción

$$\frac{B - A}{A} \times 100$$

2. Peso unitario o volumétrico del agregado (astm c29, ntp 400.017)

Se determina como densidad del concreto a la correlación del volumen de sólidos al volumen entero de una unidad cúbica. Como también puedan deducir como el porcentaje de un volumen establecido del concreto que es material sólido.

Por esta razón generalmente el peso unitario se manifiesta como el peso de un metro cubico de material.

La especificación se hace de acuerdo a la norma C29 del ASTM, la que incluye la determinación del peso unitario seco compactado y la del peso unitario suelto del material.

Equipo Necesario

- Balanza con aproximación a 0.05 kg.
- Varilla recta de acero liso de 16 mm (5/8") de diámetro y de 60cm de longitud con punta semiesférica.
- Molde de medida, para nuestro caso recipiente de madera.
- Pala de mano o cucharón de suficiente capacidad para llenar el recipiente con el agregado.
- Horno de temperatura $110^{\circ}\text{C}\pm 5^{\circ}\text{C}$.

Procedimiento

El peso unitario compactado será especificado por la técnica de apisonado para agregados que tengan una dimensión nominal de 37.5 mm (1½" pulg.) o menos; o por el procedimiento de percusión de agregados con una dimensión máximo nominal entre 37.5 mm y 150 mm (1½" a 6").

Para ejecutar el ensayo, el material debe estar seco, lo que se obtiene colocándolo al horno hasta peso constante o también se pone a secar a temperatura ambiente.

Peso unitario compactado

Procedimiento de Apisonado

Se abarrota el material en tres capas proporcionalmente igual a la altura del molde, por cada capa de material puesto en el molde ésta se apisona 25 veces con la varilla de acero, al termina de apisonar la última capa, el agregado excedente se elimina utilizando la varilla como regla.

Se define el peso del recipiente de medida más su contenido y el peso del recipiente solo y se anotan los pesos.

PESO UNITARIO SUELTO

El molde de medida se colma con un cucharón hasta llenarlo, vaciando el material desde una altura no excedente de 50mm (2") por encima de la parte superior del molde. El material sobrante se desecha con la varilla usándola como regla

Se define el peso del molde de medida más su contenido y el peso del recipiente solo y se anota los pesos.

CÁLCULOS

Peso del Molde: P_m

Volumen del Molde: V_m

Peso del Molde + Agregado: P_T

Volumen del Molde: $P_A = P_T - P_m$

Peso Unitario del Agregado: $P.U. = P_A / V_m$

Fórmula certificada para el peso unitario suelto y compactado. Para lograr resultados óptimos se realizarán 3 ensayos de Peso unitario, cogiendo como valor el promedio. Estos valores deben ser cercanos entre sí, caso contrario se vuelve a realizar el ensayo.

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM C-566)

El contenido de humedad o agua total del agregado es la resta entre el estado actual de humedad del mismo y el estado seco.

Una muestra señala la cantidad de agua que éste contiene, manifestándola como un porcentaje del peso de agua entre el peso del material seco.

De cierto modo este valor es relativo, porque se supedita de las circunstancias atmosféricas que pueden ser cambiantes.

Por lo tanto, es conveniente realizar el ensayo y trabajar inmediatamente con este resultado, para eludir distorsiones al realizar los cálculos.

El ensayo para su realización estará de acuerdo a la norma C566 del ASTM.

Procedimiento

- Se registra el peso de la tara (P tara).
- Se ubica la muestra en la tara.
- Se pesa la muestra húmeda con la tara (P1).
- Se introduce la tara en el horno a 110°C por 24 horas hasta conseguir un peso constante.
- Se retira la muestra del horno, se deja enfriar y se pesa la muestra (P2).

CALCULO

- Peso de agua $P \text{ agua} = P1 - P2$
- Peso de Muestra Seca $Pms = P1 - P \text{ tara}$
- Contenido de Humedad (%) $W = P \text{ agua} \times 100 / Pms$

2.5. Método de análisis de datos

Análisis ligado a la Hipótesis: porque se conseguirá un producto a través ensayos mediante técnicas conforme las normas NTC 1377, ASTM C31, C39, C78, C138, C138, C1064, instrumentos confiables que accedan recoger datos tal como sucedan sin modificaciones, posteriormente se recogerán los productos recibidos de los ensayos de resistencia a la compresión y resistencia a la flexión de las probetas con una sustitución de 25%, 50% y 100% de su agregado grueso por piedra shinka elaborado en el distrito de Pachangara.

2.6. Aspectos éticos

El actual proyecto está elaborado con estos aspectos éticos, cuentan primordialmente con la veracidad y confiabilidad en los resultados obtenidos, a la vez con el respeto por la propiedad intelectual, medio ambiente y la ética.

III. RESULTADOS

3.1. Caracterización física de la piedra Shinka

3.1.1. Granulometría de la piedra Shinka

Tabla N°01.

Granulometría de la piedra Shinka					
TAMIZ N°	DIAMETRO (mm)	MASA RETENIDA (g)	PORCENTAJE RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO RETENIDO (%)	PORCENTAJE QUE PASA (%)
1 ½"	37.5	418.70	8.37%	8.37%	91.63%
1"	25	817.00	16.34%	24.71%	75.28%
¾"	19	709.20	14.18%	38.89%	61.11%
½"	12.5	1218.80	24.38%	63.27%	36.73%
3/8"	9.5	1320.80	26.41	89.68%	10.32%
4	4.75	491.10	9.82%	99.5%	0.5%
FONDO		24	0.48%	100%	0.00%
TOTAL		4999.60			

Interpretacion:

En la siguiente tabla se puede dar referencia de los porcentajes que pasan y los porcentajes acumulados, así mismo el tamaño máximo nominal que en este caso sería de ½".

Gráfico N°01

Curva Granulometría de la piedra Shinka



Interpretación:

La curva granulométrica representa los porcentajes que pasan de piedra Shinka de acuerdo a las aberturas de los tamices.

3.1.2. Peso unitario de la piedra Shinka

Tabla N°02.

Peso unitario suelto

ENSAYO N°	1	2	3
Peso de molde (gr)	2800.60	2800.60	2800.60
Peso de molde + muestra (gr)	9145.2	9250.9	9250.1
Peso de muestra (gr)	6344.6	6453.3	6450.5
Volumen de molde (cm ³)	6100.00	6100.00	6100.00
Peso Unitario (kg/m ³)	1042.10	1059.52	1060.29
Peso Unitario Prom. (kg/m ³)		1055.49	
Corrección por Humedad		1058.32	

Interpretación:

La tabla muestra los resultados del ensayo de peso unitario suelto obteniendo un resultado de 1058.32 kg/m³.

Tabla N°03.**Peso unitario compactado**

ENSAYO N°	1	2	3
Peso de molde (gr)	2800.60	2800.60	2800.60
Peso de molde + muestra (gr)	10176.29	10195.99	10185.32
Peso de muestra (gr)	7375.69	7395.39	7384.72
Volumen de molde (cm ³)	6100.00	6100.00	6100.00
Peso Unitario (kg/m ³)	1209.13	1212.36	1210.61
Peso Unitario Prom. (kg/m ³)			1210.68
Corrección por Humedad			1213.71

Interpretación:

La tabla muestra los resultados del ensayo de peso unitario compactado obteniendo un resultado de 1213.71 kg/m³.

3.1.3. Peso específico y Absorción de la piedra Shinka.**Tabla N°04.****Peso específico y Absorción de la piedra Shinka**

ENSAYO N°	1	2
A Peso de material saturado superficialmente seco (aire)	1944.2	1001.7
B Peso de material saturado superficialmente seco (agua)	1139.9	652.33
C Volumen de masa + volumen de vacíos (A-B)	804.3	349.37
D Peso de material seco en estufa	1901.60	995.60
E Volumen de masa (C-(A-D))	761.7	343.27
F P.e. Bulk (Base Seca) D/C	2.36	2.85
G P.e. Bulk (Base Saturada) A/C	2.42	2.87
H P.e. Aparente (Base Seca) D/E	2.50	2.90
I Absorción (%) ((A-D)/A)x100	2.19	0.61

Interpretación:

La tabla muestra los resultados del ensayo de peso específico obteniendo un resultado de 2.70 y ensayo de absorción obteniendo un resultado de 1.40%

3.1.4. Contenido de humedad de la piedra Shinka.**Tabla N°05.****Contenido de humedad de la piedra Shinka**

ENSAYO N°	1	2	3
TARA + SUELO HÚMEDO (gr)	90.70	90.70	90.70
TARA + SUELO SECO (gr)	90.2	90.20	90.2
PESO DEL AGUA (gr)	0.50	0.50	0.50
PESO DE LA TARA (gr)	28	28	28
PESO DEL SUELO SECO (gr)	62.2	62.2	62.2
CONTENIDO DE HÚMEDAD (%)	0.80	0.80	0.80
PROM. CONTENIDO DE HUMEDAD (%)		0.80	

Interpretación:

La tabla muestra los resultados del ensayo de contenido de humedad obteniendo un resultado de 0.80%.

3.2. PH de la piedra Shinka.**Tabla N°06.****PH de la piedra Shinka**

Ph	Acida(<7)	Neutra(=7)	Básica(>7)
PIEDRA SHINKA	-	7.130	-

Interpretación:

La tabla muestra los resultados del Ph de la piedra Shinka, lo cual nos indica que tiene un nivel neutro.

3.3. Diseño de Mezcla del patrón

Determinación de Resistencia Promedio:	294 kg /cm ²
Tamaño Máximo Nominal (Pulg)	: 1/2 “
Selección del Asentamiento	: 6 “ a 7”
Volumen Unitario de Agua	: 228 lt/m ³
Contenido de Aire	: 2.5 %
Contenido de agua	: 181 Lt/m ³
Relación Agua – Cemento a/c	: 0.558
Factor Cemento	: 408.31 kg/m ³ : 9.61 bls / m ³
Contenido del Agregado Grueso	: 816.54 kg/m ³
Valores de Diseño Corregidos	
Cemento	: 408.31 kg/m ³
Agua	: 228.00 lt/m ³
Agregado Fino Seco	: 904.84 kg/m ³
Agregado Grueso Seco	: 816.54 kg/m ³

N°:07

Diseño de Mezcla

1	2.05	2.10	25.81
CEMENTO (m ³)	ARENA (m ³)	PIEDRA (m ³)	AGUA (Lt)

Interpretación:

Se concluye el diseño de mezcla para que satisfaga con las características aspiradas, la relación agua-cemento (a/c) es de 0.558 esto se consigue de las tablas del ACI que ya se encuentran normadas para decretar uno de los requisitos primordiales que es su resistencia del concreto, así como también la durabilidad. El factor Cemento se consigue realizando la división entre el volumen unitario del agua, en este caso es de 228 lt/m³ entre la relación agua- cemento (a/c) que es 0.558 obteniendo 408.31 kg/m³ que dividido con el peso de una bolsa de cemento que es 42.5 kg corresponde a 9.61 bls / m³.

3.3.1. Cantidad de materiales para la elaboración de probetas de concreto para una resistencia de 210 kg/cm²

N°:08

Cantidad de materiales para la elaboración de una probeta de concreto de una resistencia de 210 kg/cm² (compresión)

Descripción	relación (a/c)	cemento (kg)	arena (kg)	A. Grueso (kg)	Shinka (kg)	agua (Lt)
PATRON	0.558	2.47	5.50	4.95	0	1.50
25%	0.558	2.47	5.50	3.713	1.237	1.50
50%	0.558	2.47	5.50	2.475	2.475	1.50
100%	0.558	2.47	5.50	0	4.95	1.50

Interpretación:

En la siguiente tabla podemos ver las cantidades para elaborar una probeta de concreto.

N°:09

Cantidad de materiales para la elaboración de una probeta de concreto de una resistencia de 210 kg/cm² (Flexión)

Descripción	relación (a/c)	cemento (kg)	arena (kg)	A. Grueso (kg)	Shinka (kg)	agua (Lt)
PATRON	0.558	5.434	12.10	10.89	0	3.3
25%	0.558	5.434	12.10	8.168	2.722	3.3
50%	0.558	5.434	12.10	5.445	5.445	3.3
100%	0.558	5.434	12.10	0	10.89	3.3

Interpretación:

En la siguiente tabla podemos ver las cantidades para elaborar una probeta de concreto.

3.4. Resistencia a la compresión y Flexión

3.4.1. Resistencia a la Compresión

N°: 10

Resistencia a la Compresión			
PROBETA	EDADES (días)	RESISTENCIA f'c (kg/cm2)	RELACION (a/c)
Patrón	7	135.89	0.558
100%	7	298.65	0.558
50%	7	319.50	0.558
25%	7	351.30	0.558

Interpretación:

El actual ensayo de resistencia a la compresión, a las probetas patrón se le sustituyo distintos porcentajes de piedra Shinka (25%, 50% ,100%), para evidenciar cual consigue un óptimo resultado, mediante el curado se inspecciona y preserva el contenido de humedad propicio para el desarrollo de las propiedades, en el cual la probeta patrón a la edad de 7 días logra una resistencia a la compresión de 135.89 Kg/cm² , que según norma debe alcanzar entre un 60% a 65%, quedando dentro del parámetro.

Por lo tanto al comparar con las probetas con sustitución de piedra Shinka el porcentaje que beneficia al concreto es de 25 % logrando un resultado de rotura de compresión de 351.30 kg/cm² lo cual aumenta a un 167%, el de 100% con una resistencia a la edad de 7 días de 298.65 Kg/cm² aumentando un 142% y por último el de 50% obteniendo un resultado de rotura de compresión de 319.50 Kg/cm² aumentando un 128%, dando a entender que la sustitución del 25% es la más adecuada ya que aumenta en 167% de la resistencia requerida, llegando a un punto máximo.

N°: 11

Resistencia a la Compresión

PROBETA	EDADES (días)	RESISTENCIA f'c (kg/cm2)	RELACION (a/c)
Patrón	14	189.79	0.558
100%	14	352.5	0.558
50%	14	373.8	0.558
25%	14	405.2	0.558

Interpretación:

El actual ensayo de resistencia a la compresión, a las probetas patrón se le sustituyo distintos porcentajes de piedra Shinka (25%, 50% ,100%), para evidenciar cual consigue un óptimo resultado, mediante el curado se inspecciona y preserva el contenido de humedad propicio para el desarrollo de las propiedades, en el cual la probeta patrón a la edad de 14 días logra una resistencia a la compresión de 189.79 Kg/cm² , que según norma debe alcanzar entre un 80% a 90%, quedando dentro del parámetro.

Por lo tanto al comparar con las probetas con sustitución de piedra Shinka el porcentaje que beneficia al concreto es de 25 % logrando un resultado de rotura de compresión de 405.2 kg/cm² lo cual aumenta a un 192%, el de 100% con una resistencia a la edad de 14 días de 352.5 Kg/cm² aumentando un 167% y por último el de 50% obteniendo un resultado de rotura de compresión de 373.8 Kg/cm² aumentando un 154%, dando a entender que la sustitución del 25% es la más adecuada ya que aumenta en 192.85% de la resistencia requerida, llegando a un punto máximo.

N°: 12

Resistencia a la Compresión

PROBETA	EDADES (días)	RESISTENCIA f'c (kg/cm2)	RELACION (a/c)
Patrón	28	210.05	0.558
100%	28	372.56	0.558
50%	28	393.70	0.558
25%	28	425.50	0.558

Interpretación:

El actual ensayo de resistencia a la compresión, a las probetas patrón se le sustituyo distintos porcentajes de piedra Shinka (25%, 50% ,100%), para evidenciar cual consigue un óptimo resultado, en el cual la probeta patrón a la edad de 28 días logra una resistencia a la compresión de 210.05 Kg/cm2, que según norma debe alcanzar el 100%, quedando dentro del parámetro. Por lo tanto al comparar con las probetas con sustitución de piedra Shinka el porcentaje que beneficia al concreto es de 25 % logrando un resultado de rotura de compresión de 425.50 kg/cm2 lo cual aumenta a un 202.61%, el de 100% con una resistencia a la edad de 28 días de 372.56 Kg/cm2 aumentando un 177% y por último el de 50% obteniendo un resultado de rotura de compresión de 393.70 Kg/cm2 aumentando un 163%, dando a entender que la sustitución del 25% es la más adecuada ya que aumenta en 202.61% de la resistencia requerida, llegando a un punto máximo.

3.4.2. Resistencia a la Flexión

Nº: 13

Resistencia a la Flexión

PROBETA	EDADES (días)	RESISTENCIA $f'c$ (kg/cm ²)	RELACION (a/c)
Patrón	7	19.5469	0.558
100%	7	22.4446	0.558
50%	7	25.1333	0.558
25%	7	27.7425	0.558

Interpretación:

El actual ensayo de resistencia a la flexión, a las probetas patrón se le sustituyo distintos porcentajes de piedra Shinka (25%, 50% ,100%), para evidenciar cual consigue un óptimo resultado, mediante el curado se inspecciona y preserva el contenido de humedad propicia para el desarrollo de las propiedades, en el cual la probeta patrón a la edad de 7 días logra un $M_r=19.5469$ Kg/cm², que se encuentra inferior del 10% del $f'c$ según norma, quedando dentro del parámetro.

Por lo tanto, al comparar con las probetas con sustitución de piedra Shinka el porcentaje que beneficia al concreto es de 25 % logrando un resultado de $M_r=27.7425$ kg/cm² siendo equivalente a un 13% lo que indica que está por encima de los parámetros de la norma, el de 100% con un $M_r=22.4446$ kg/cm² equivalente al 10.68 % estando por encima de los parámetros. El de 50% obtuvo un $M_r=25.133$ teniendo un 11.96% encima del parámetro.

N°: 14

Resistencia a la Flexión

PROBETA	EDADES (días)	RESISTENCIA $f'c$ (kg/cm ²)	RELACION (a/c)
Patrón	14	22.2711	0.558
100%	14	24.1289	0.558
50%	14	25.6489	0.558
25%	14	30.2489	0.558

Interpretación:

El actual ensayo de resistencia a la flexión, a las probetas patrón se le sustituyo distintos porcentajes de piedra Shinka (25%, 50% ,100%), para evidenciar cual consigue un óptimo resultado, mediante el curado se inspecciona y preserva el contenido de humedad propicia para el desarrollo de las propiedades, en el cual la probeta patrón a la edad de 14 días logra un $Mr=22.2711\text{Kg/cm}^2$, es decir 10.60% encontrándose superior del 10% con del $f'c$ según norma, quedando dentro del parámetro.

Por lo tanto, al comparar con las probetas con sustitución de piedra Shinka el porcentaje que beneficia al concreto es de 25 % logrando un resultado de $Mr=30.2489\text{kg/cm}^2$ siendo equivalente a un 14.40% lo que indica que está por encima de los parámetros de la norma, el de 100% con un $Mr=24.1289\text{kg/cm}^2$ equivalente al 12.21% estando por encima de los parámetros. El de 50% obtuvo un $Mr=25.6489\text{kg/cm}^2$ teniendo un 12.21% encima del parámetro.

N°: 15

Resistencia a la Flexión

PROBETA	EDADES (días)	RESISTENCIA f'c (kg/cm2)	RELACION (a/c)
Patrón	28	24.9956	0.558
100%	28	25.2621	0.558
50%	28	28.9246	0.558
25%	28	29.4134	0.558

Interpretación:

El actual ensayo de resistencia a la flexión, a las probetas patrón se le sustituyo distintos porcentajes de piedra Shinka (25%, 50% ,100%), para evidenciar cual consigue un óptimo resultado, mediante el curado se inspecciona y preserva el contenido de humedad propicia para el desarrollo de las propiedades, en el cual la probeta patrón a la edad de 7 días logra un $Mr=24.9956\text{Kg/cm}^2$, que se encuentra superior del 10% del $f'c$ según norma, quedando dentro del parámetro.

Por lo tanto, al comparar con las probetas con sustitución de piedra Shinka el porcentaje que beneficia al concreto es de 25 % logrando un resultado de $Mr=29.4134\text{kg/cm}^2$ siendo equivalente a un 14% lo que indica que está por encima de los parámetros de la norma, el de 100% con un $Mr=25.2621\text{kg/cm}^2$ equivalente al 12.02% estando por encima de los parámetros. El de 50% obtuvo un $Mr=28.9246$ teniendo un 13.77% encima del parámetro.

IV. DISCUSION

- Del primer objetivo específico se desprende que: La caracterización física de la piedra Shinka se realizó mediante el método del ACI utilizando los valores de la caracterización de la piedra Shinka y los demás agregados. un adecuado desempeño técnico profesional en el área de laboratorio de mecánica de suelos para la elaboración de las probetas de concreto y los ensayos para este mismo; verificando y demostrando con satisfacción los resultados obtenidos. La granulometría de la piedra Shinka, cumple con los límites establecidos por norma ASTM C-33 con un tamaño máximo nominal de $\frac{1}{2}$ " de igual manera el peso específico con un valor de 2.70gr/cm³, estando dentro del rango de peso específico (2.5-2.8).
- Del segundo objetivo específico se desprende que: Se determinó la alcalinidad de la piedra, obteniendo un resultado de 7.130 colocando a la piedra Shinka en un rango neutro, esto demuestra que no contiene niveles de acides por lo que sí es apto como sustitución del agregado grueso.
- Del tercer objetivo específico se desprende que: El diseño de mezcla $f'c=210$ Kg/cm² es el patrón del concreto convencional ya que se elaboró para identificar insitu cuanto alcanza su resistencia ya sea en compresión y flexión para discutir cual de los modelos de este tipo de investigación es el mejor, la cual se determinó que el concreto patrón de piedra Shinka en su totalidad es mejor que el patrón convencional.
- Del cuarto objetivo específico con resistencia a la compresión se desprende que: La presente investigación al sustituir el agregado grueso de un concreto $f'c=210$ kg/cm² en porcentajes de 25%, 50% y 100%, manteniendo la relación agua cemento de 0.558 manteniendo la trabajabilidad. De acuerdo a los resultados obtenidos en la presente investigación se determinó que la sustitución del agregado grueso por

pedra Shinka de un concreto de $f'c=210\text{kg/cm}^2$ aumenta considerablemente la resistencia a la compresión; ya que al sustituir el 25% del agregado grueso por piedra Shinka mejora la resistencia a la compresión a los 28 días del curado con una resistencia de 425.50 kg/cm^2 .

- Del cuarto objetivo específico con resistencia a la flexión se desprende que: En la resistencia a la flexión, probetas patrón se le sustituyo distintos porcentajes de piedra Shinka (25%, 50% ,100%), para evidenciar cual consigue un óptimo resultado, mediante el curado se inspecciona y preserva el contenido de humedad propicia para el desarrollo de las propiedades, al comparar con las probetas con sustitución de piedra Shinka el porcentaje que beneficia al concreto es de 25 % logrando un resultado de $M_r=29.4134\text{kg/cm}^2$ siendo equivalente a un 14% lo que indica que está por encima de los parámetros de la norma. Según las normas, las vigas son evaluadas con sus respectivas cargas alcanzando un rango normal del 10 % al 20 % de su $f'c$, pues el concreto no trabaja a flexión sino a compresión y el rango normal en el caso de un concreto de $f'c=210\text{kg/cm}^2$ es que supere el 10%, teniendo en cuenta las cargas correspondientes se pudo afirmar dicho resultado, pues alcanza un óptimo de resistencia de flexión.

V. CONCLUSIONES

1. Del primer objetivo específico concluimos que: La piedra Shinka está dentro de lo establecido en la normatividad, teniendo características similares a los agregados normalmente usados en un concreto, por lo que aporta de manera positiva en las propiedades mecánicas del concreto. se puede decir que la sustitución de piedra Shinka mejoró la propiedad mecánica del concreto, y en las propiedades físicas se puede decir que están dentro de lo establecido en la normatividad.
2. Del segundo objetivo específico concluimos que: Se determinó que el Ph de la piedra alcanza un parámetro de 7.130, esto nos indica que tiene un nivel neutro. Por lo tanto, no es perjudicial para el concreto concluyendo que es una piedra apta para la elaboración del concreto.
3. Del tercer objetivo específico concluimos que: El diseño de mezcla $f'c=210$ Kg/cm² es el patrón del concreto convencional ya que se elaboró para identificar insitu cuanto alcanza su resistencia ya sea en compresión y flexión para discutir cuál de los modelos de este tipo de investigación es el mejor, en conclusión se determinó que el concreto patrón de piedra Shinka en su totalidad es mejor que el patrón convencional, a su vez el concreto con sustitución del 50% también mejoro las resistencias y por último el concreto con sustitución del 25% es mejor que el concreto convencional, que el concreto patrón de Shinka, además mucho mejor que el concreto del 50%.
4. Del cuarto objetivo específico concluimos que: Se concluye el diseño de mezcla para que satisfaga con las características aspiradas, se trabajó con el método ACI para nosotros es el más recomendable, ya que hay mayor cantidad de agregado grueso, respecto a los otros métodos, lo que nos dará una mayor resistencia en nuestro concreto. La relación agua-cemento (a/c) es de 0.558 esto se consigue de las tablas del método antes mencionado, decretando uno de los requisitos primordiales que es su resistencia del concreto, así como también la durabilidad. Además, se determinó la resistencia a la compresión de la probeta patrón, a la edad de 7 días es de

135.89 kg/cm², a los 14 días es de 189.79 kg/cm² y a los 28 días es una resistencia optima de 210.05 kg/cm².

La sustitución del agregado grueso por piedra Shinka en un concreto de $F'c=210\text{kg/cm}^2$ otorga una excelente resistencia a la compresión. Al sustituir por piedra Shinka en un 25 % logra un resultado de rotura de compresión de 425.50 kg/cm² lo cual aumenta a un 202.61%, el de 100% obtiene una resistencia a la edad de 28 días de 372.56 Kg/cm² aumentando un 177% y por último el de 50% obteniendo un resultado de rotura de compresión de 393.70 Kg/cm² aumentando un 163%.

Los ensayos de resistencia a la flexión de las vigas evaluadas, la viga patrón en la edad de 7 días es de $Mr=19.5469\text{ kg/cm}^2$, a los 14 días es de $Mr=22.2711\text{ kg/cm}^2$ y a los 28 días es una resistencia optima de $Mr=24.9956\text{ kg/cm}^2$.

La sustitución del agregado grueso por piedra Shinka en un concreto de $F'c=210\text{kg/cm}^2$ otorga una resistencia a la flexión, las probetas con sustitución de piedra Shinka el porcentaje que beneficia al concreto es de 25 % logrando un resultado de $Mr=29.4134\text{kg/cm}^2$ siendo equivalente a un 14% lo que indica que está por encima de los parámetros de la norma, el de 100% con un $Mr=25.2621\text{kg/cm}^2$ equivalente al 12.02% estando por encima de los parámetros. El de 50% obtuvo un $Mr=28.9246$ teniendo un 13.77% encima del parámetro.

Con respecto al objetivo de la caracterización química de la Shinka, por recomendación de nuestro asesor temático se vio recomendable reemplazar este objetivo por la determinación de la alcalinidad de la piedra Shinka, debido al alto costo del ensayo químico.

VI. RECOMEDACIONES

1. Del primer objetivo específico se recomienda que: Para obtener los resultados óptimos del laboratorio es importante seguir la norma técnica peruana correspondiente para cada ensayo.
2. Del segundo objetivo específico se recomienda que: Sea utilice ya que cuenta con una alcalinidad neutra por lo que no es perjudicial para el concreto a corto ni a largo plazo.
3. Del tercer objetivo específico se recomienda que: Para obtener los resultados óptimos del laboratorio es importante seguir el diseño ACI correspondiente para cada ensayo, de no hacerlo podría interferir en los resultados.
4. Del cuarto objetivo específico se recomienda que: Es muy importante que, en la elaboración de las probetas, sea el correcto, cuidando la vibración, el porcentaje de agregados, entre otros factores de lo contrario no se alcanzará la resistencia esperada.
5. Se recomienda, realizar un análisis químico de la piedra para determinar características y composición química. En la presente investigación fue imposible realizar dicho ensayo por el elevado costo de este.

VII. REFERENCIAS

- ABRAJÁN Villaseñor, Myrna Alicia. Efecto del método de extracción en las características químicas y físicas del mucílago del nopal (*opuntia ficus-indica*) y estudio de su aplicación como recubrimiento comestible. Tesis (grado de doctorado). Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 2008. 212 pp.
- LÓPEZ, Héctor y MONTEJO, Luis. Determinación de las propiedades mecánicas del concreto endurecido usadas en el diseño estructural para los concretos elaborados en la ciudad de Cali con materiales de la región. Tesis (título de ingeniero Civil). Santiago: Universidad del Valle, Facultad de Ingeniería. 2001. 113 pp.
- HARMSEN A. Teodoro. Diseño de estructuras de concreto armado. 3era ed. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2005. 689 pp.
ISBN: 9972427307
- LASANTA, Isabel. Estudio de adiciones de bismuto en aleaciones zinc-aluminio (doctorado en ciencias química). España: Universidad complutense de Madrid, Facultad de ciencias químicas, 2013 .9pp.
- CÉSPEDES, Marco. Resistencia a la compresión del concreto a partir de la velocidad de pulsos de ultrasonido. Tesis (Ingeniero Civil). Perú: Universidad de Piura, 2003, 112 pp.
- ABANTO castillo, flavio. Tecnología del concreto. San Marcos: Lima, 2009. 91pp.
- QUIROZ, Mariela y SALAMANCA, Lucas. apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje en la asignatura de “tecnología del hormigón”. Licenciatura. Bolivia: Universidad Mayor de San Simón, facultad de ingeniería civil. 2006. 429 pp.

VIII. ANEXOS

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA

VARIABLES	FORMULACION DE PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPOTESIS	DIMENSIONES	INDICADORES	JUSTIFICACION	INSTRUMENTOS
Independiente: 25%, 50% y 100% de piedra Shinka.	¿Sustituyendo al agregado grueso del concreto $f'c=210$ Kg/cm ² en 25%, 50% y 100% por piedra shinka, desarrollara propiedades mecánicas similares al concreto convencional?	Objetivo Principal Determinar las propiedades mecánicas de un concreto $f'c=210$ kg/cm ² sustituyendo en 25%, 50% y 100% el agregado grueso por piedra shinka.	¿La sustitución del 25%, 50% y 100% del agregado grueso del concreto $f'c=210$ kg/cm ² por piedra shinka permitirá desarrollar propiedades mecánicas similares a un concreto convencional?	25%. 50%. 100%	Concreto. Agregado grueso. Piedra Shinka. TMN Relación agua/cemento	el proyecto de Tesis terminada implicaría que no se detengan las actividades de construcción de sus viviendas de los mismos pobladores ya que al tener la presencia en demasía de piedra Shinka la cual tiene una dureza excesiva, no permite continuar con el proceso constructivo de sus respectivas obras y a su vez no cuentan con canteras. Dando la solución de utilizar la piedra ya mencionada como piedra chancada para los cimientos de dichas obras y dar el uso adecuado de los mismos materiales de la zona.	Instrumento de recolección de datos Como instrumento de recolección de datos se usarán protocolos de acuerdo a la norma NTC 1377, ASTM C31, C78, C138, C1064, C143, C39 y ACI 318.08, las cuales nos indican los procedimientos para realizar los ensayos de resistencia a la compresión y flexión.
Dependiente: Propiedades Mecánicas.		Objetivo Especifico -Caracterizar la piedra shinka: química y física. -Determinar el PH de la piedra. -Determinar el TMN a utilizar. -Determinar el diseño de mezcla del patrón y experimental. -Realizar ensayos a compresión y flexión y comparar sus resultados					

ANEXOS

PANEL FOTOGRAFICO



Gráfico N°01: Churin



Gráfico N°02: Terreno con presencia de Shinka



Gráfico N°03: Terreno en proceso constructivo vista desde más altura



Gráfico N°04: Terreno en proceso constructivo desde cimentaciones, excavación por zanjas.



Gráfico N°05: Terreno en proceso constructivo



Gráfico N°06: Terreno con demasía de Shinka

ANEXOS

ENSAYOS



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

PHMETRO SCHOTT MODELO LAB-850
MTC E 129

LABORATORIO DE QUIMICA

PROYECTO: PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018

SOLICITA: ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO
VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

CANTERA: CHURIN

MATERIAL: PIEDRA SHINKA

FECHA: 14/12/2018

ENSAYO	BASICA >7	NEUTRO	ACIDA <7
PIEDRA SHINKA	0	7.130	0


RESPONSABLE DEL ENSAYO

Guillermo Segundo Mirán Olivos
ING. INDUSTRIAL
R. CIP N° 215311



DISEÑO DE MEZCLA

(MÉTODO A.C.I.)

SOLICITA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
TESIS : PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018
LUGAR : CHURIN
FECHA : SETIEMBRE

I.- ESPECIFICACIONES

* La selección de las proporciones se harán empleando el método del A.C.I.
 * La resistencia de diseño especificada a los 28 días es de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

1.2.- Materiales

a.- Cemento Portland

Tipo	MS	0
P. Especifico	3.02	

b.- Agua

Tipo	Potable de la Zona
P. Especifico	1

c.- Agregado Fino

MELENDEZ	
P. Especifico de la masa	2.740
Peso Unitario Seco Suelto	1619.82 kg/m^3
Peso Unitario Seco Compactado	1787.34 kg/m^3
Contenido de humedad	0.22 %
Absorción	1.94 %
Modulo de fineza	3.01

d.- Agregado Grueso

MELENDEZ	
Tamaño maximo nominal	1/2"
P. Especifico de la masa	2.90
Peso Unitario Seco Suelto	1430.99 kg/m^3
Peso Unitario Seco Compactado	1543.55 kg/m^3
Contenido de humedad	0.08 %
Absorción	0.61 %
Modulo de fineza	7.26

II.- SECUENCIA DE DISEÑO

2.1.- Determinación de Resistencia Promedio : 294 kg/cm^2

Dado a que ni se conoce el valor de la desviación estandar, entonces según la norma ININVI se tiene:

$$f_c : f_c + f_{cr} = 210 + 84 = 294 \text{ kg/cm}^2$$

2.2.- Selección del Tamaño Maximo Nominal : 1/2"

De acuerdo a la granulometría del agregado grueso le corresponde un tamaño maximo nominal de 1/2"

2.3.- Selección del Asentamiento : 6" a 7"

De acuerdo a las especificaciones, las condiciones requieren que la mezcla tenga una consistencia plastica, a la que corresponde un asentamiento de 6" a 7"

CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

Eneer Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



2.4.- Volumen Unitario de Agua

Para una mezcla de concreto con asentamiento de cuyo agregado grueso tiene un tamaño nominal de agua es de **228 lt/m³**

: 228 lt/m³
6" a 7" , sin aire incorporado y
1/2" , el volumen unitario de

2.5.- Contenido de Aire

Se determina el contenido de aire atrapado para agregado grueso de tamaño máximo nominal de **1/2"** es de **2.5 %**

: 2.5 %

2.6.- Relación Agua - Cemento a/c

Para una resistencia de diseño - cemento es de **0.558**

f'c : 294 kg/cm² , sin aire incorporado, la relación agua

: 0.558

$$\begin{array}{l} 250 \longrightarrow 0.62 \\ 294 \longrightarrow x \\ 300 \longrightarrow 0.55 \end{array} \Rightarrow = \frac{294 - 250}{300 - 250} = \frac{x - 0.62}{0.55 - 0.62} = \boxed{0.558}$$

2.7.- Factor Cemento

: **408.31 kg/m³**

El Factor cemento sera : $\frac{\text{Volumen Unitario de Agua}}{\text{Relacion Agua - Cemento}}$

$$228 \text{ lt/m}^3 \xrightarrow{\text{Cemento}} 0.558 \text{ lt/kg} = 408.31 \text{ kg/m}^3 \xrightarrow{\text{Cemento en bolsas}} 42.5 \text{ kg} : 9.61 \text{ bts/m}^3$$

2.8.- Contenido del Agregado Grueso

: **816.54 kg/m³**

Modulo de Fineza de 3.01 y tamaño máximo nominal de agregado Grueso Compactado de **0.529 m³** de agregado. **1/2"** se obtiene un volumen

$$\begin{array}{l} 3.00 \longrightarrow 0.53 \\ 3.01 \longrightarrow x \\ 3.20 \longrightarrow 0.51 \end{array} \Rightarrow = \frac{3.01 - 3.00}{3.20 - 3.00} = \frac{x - 0.53}{0.53 - 0.51} = \boxed{0.529 \text{ m}^3}$$

Peso del agregado Grueso = Vol. De agregado Grueso Compactado x Peso Unitario Seco Compactado
= 0.529 x 1543.55 = **816.54 kg/m³**

2.9.- Volumenes Absolutos

Cemento	:	408.31	x	0.001	/	3.02	=	0.135
Agua	:	228.00	x	0.001	/	1.00	=	0.228
Aire	:	2.50	/	100.00			=	0.025
Agregado Grueso	:	816.54	x	0.001	/	2.90	=	0.282
								0.670 m³

2.9.-Contenido de Agregado Fino

Vol. Absoluto. De Agregado Fino : 1 m³ - 0.670 m³ = 0.330 m³
Peso del Agregado Fino :

0.330 m³ x 2.740 cm³/gr x $\frac{1.00 \text{ kg /gr}}{1000}$ x 1000000.00 cm³/m³ = **904.8 kg/m³**

2.10.- Valores de Diseño

Cantidad de material a ser empleado seran:

Cemento	:	408.31	kg/m ³
Agua	:	228.00	lt/m ³
Agregado Fino Seco	:	904.84	kg/m ³
Agregado Grueso Seco	:	816.54	kg/m ³



2.11.- Corrección por Humedad

Corregimos por humedad del Agregados a fin de obtener los valores a ser usados en obra

Peso Humedo del agregado:

Agregado Fino	904.8 x (1 +	W %) =	906.83 kg/m ³
	904.8 x (1 +	0.0022) =	
Agregado Grueso	816.3 x (1 +	W %) =	817.19 kg/m ³
	816.3 x (1 +	0.0008) =	

* **humedad superficial del agregado**

Agregado Fino	W %	-	Abn %	=	-1.72 %
	0.22	-	1.94	=	
Agregado Grueso	W %	-	Abn %	=	-0.53 %
	0.08	-	0.61	=	

* **Aporte de humedad de los agregados**

Agregado Fino	906.83 kg/m ³	x (-0.0172) =	-15.60 litro ³
Agregado Grueso	817.19 kg/m ³	x (-0.0053) =	-4.33 litro ³
					-19.93 litro ³

* **Agua efectiva**

228.00 litro ³	-	(-19.93 litro ³) =	247.93 litro ³
			Cemento en bolsas		
247.93 litro ³			9.61 litro/m ³	=	25.81 bbls

2.12.- Valores de Diseño Corregidos

Cemento	408.31 kg/m ³	=	9.61 bbls/m ³
Agua	247.93 litro ³	=	25.81 bbls
Agregado Fino Seco	906.83 kg/m ³		
Agregado Grueso Seco	817.19 kg/m ³		

2.13.- Proporción en Peso

Cemento	Arena	Piedra	Agua
408.31 ;	906.83 ;	817.19 ;	25.81 litro/saco
408.31	408.31	408.31	
1	2.22	2.00	25.81 litro/saco

17.-Cantidad de Material por tanda de 1 saco de cemento

Cemento	1	x	42.5	=	42.5 kg/saco
Agua	25.81	x	1.00	=	25.81 litro/saco
Agregado Fino Seco	2.22	x	42.5	=	94.4 kg/saco
Agregado Grueso Seco	2.00	x	42.5	=	85.1 kg/saco

2.14.- Proporción en Volumen

Agregado Fino	1619.8 x (1 +	W %) =	1623.38 kg/m ³
	1619.8 x (1 +	0.0022) =	
Agregado Grueso	1431.0 x (1 +	W %) =	1432.13 kg/m ³
	1431.0 x (1 +	0.0008) =	



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

* Peso por Pie³

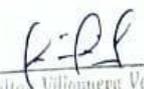
Agregado Fino	:	1623.38	kg/m³	x	35.3147 m³/pie³ =	45.97	kg/pie³
Agregado Grueso	:	1432.13	kg/m³	x	35.3147 m³/pie³ =	40.55	kg/pie³

* Dosificación en Volumen

Cemento	:	1	x	<u>42.5</u>	=	1 Pie³
				42.5	=	
Agregado Fino	:	2.22	x	<u>42.5</u>	=	2.05 Pie³
				45.97	=	
Agregado Grueso	:	2.00	x	<u>42.5</u>	=	2.10 Pie³
				40.55	=	

1 ; 2.05 ; 2.10 ; 25.81 lt/pie³

CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


 Lener Hamilton Villanueva Vésquez
 TITULAR DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



DISEÑO DE MEZCLA

(MÉTODO A.C.I.)

SOLICITA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
TESIS : PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018
LUGAR : CHURIN
FECHA : SETIEMBRE

I.- ESPECIFICACIONES

- * La selección de las proporciones se harán empleando el método del A.C.I.
- * La resistencia de diseño especificada a los 28 días es de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

1.2.- Materiales

a.- Cemento Portland

Tipo	MS	0
P. Especifico	3.02	

b.- Agua

Tipo	Potable de la Zona
P. Especifico	1

c.- Agregado Fino

	MELENDEZ	
P. Especifico de la masa	2.590	
Peso Unitario Seco Suelto	1617.00	kg/m ³
Peso Unitario Seco Compactado	1743.00	kg/m ³
Contenido de humedad	3.21	%
Absorcion	1.30	%
Modulo de fineza	3.00	

d.- Agregado Grueso

	SHINKA	
Tamaño maximo nominal	1/2"	
P. Especifico de la masa	2.70	
Peso Unitario Seco Suelto	1058.32	kg/m ³
Peso Unitario Seco Compactado	1213.71	kg/m ³
Contenido de humedad	0.80	%
Absorcion	1.40	%
Modulo de fineza	7.26	

II.- SECUENCIA DE DISEÑO

2.1.- Determinación de Resistencia Promedio : 294 kg/cm²
 Dado a que ni se conoce el valor de la desviación estandar, entonces según la norma ININVI se tiene:

$$f_c : f_c + f_{cr} = 210 + 84 = 294 \text{ kg/cm}^2$$

CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

Lener Hamilton Chumbeiro Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv_peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

2.2.- Selección del Tamaño Máximo Nominal : 1/2"
De acuerdo a la granulometría del agregado grueso le corresponde un tamaño máximo nominal de **1/2"**

2.3.- Selección del Asentamiento : 3" a 4"
De acuerdo a las especificaciones, las condiciones requieren que la mezcla tenga una consistencia plástica, a la que corresponde un asentamiento de **3" a 4"**

2.4.- Volumen Unitario de Agua : 216 lt/m^3
Para una mezcla de concreto con asentamiento de 3" a 4", sin aire incorporado y cuyo agregado grueso tiene un tamaño nominal de 1/2", el volumen unitario de agua es : **216 lt/m^3**

2.5.- Contenido de Aire : 2.5 %
Se determina el contenido de aire atrapado para agregado grueso de tamaño máximo nominal de **1/2"** es de **2.5 %**

2.6.- Relación Agua - Cemento a/c : 0.558
Para una resistencia de diseño $f'c$: 294 kg/cm^2 , sin aire incorporado, la relación agua - cemento es de **0.558**

$$\begin{array}{l} 250 \longrightarrow 0.62 \\ 294 \longrightarrow x \\ 300 \longrightarrow 0.55 \end{array} \Rightarrow = \frac{294 - 250}{300 - 250} = \frac{x - 0.62}{0.55 - 0.62} = \boxed{0.558}$$

2.7.- Factor Cemento : **386.82 kg/m^3**

El Factor cemento sera : $\frac{\text{Volumen Unitario de Agua}}{\text{Relacion Agua - Cemento}}$

$$216 \text{ lt/m^3 } \frac{\text{Cemento}}{0.558 \text{ lt/kg }} = 386.82 \text{ kg/m^3 } \frac{\text{Cemento en bolsas}}{42.5 \text{ kg}} : 9.10 \text{ bols/m}^3$$

2.8.- Contenido del Agregado Grueso : 643.27 kg/m^3

Modulo de Fineza de 3.00 y tamaño máximo nominal de 1/2" se obtiene un volumen de agregado Grueso Compactado de **0.530 m^3** de agregado.

$$\begin{array}{l} 3.00 \longrightarrow 0.53 \\ 3.00 \longrightarrow x \\ 3.20 \longrightarrow 0.51 \end{array} \Rightarrow = \frac{3.00 - 3.00}{3.20 - 3.00} = \frac{x - 0.53}{0.53 - 0.51} = \boxed{0.530 \text{ m}^3}$$

$$\text{Peso del agregado Grueso} = \text{Vol. De agregado Grueso Compactado} \times \text{Peso Unitario Seco Compactado} \\ = 0.530 \times 1213.71 = \boxed{643.27 \text{ kg/m^3 }}$$

2.9.- Volúmenes Absolutos

Cemento	:	386.82	x	0.001	/	3.02	=	0.128
Agua	:	216.00	x	0.001	/	1.00	=	0.216
Aire	:	2.50	/	100.00			=	0.025
Agregado Grueso	:	643.27	x	0.001	/	2.70	=	0.238
								0.607 m^3

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

LEONOR HAMILTON VILLANUEVA VISQUEZ
TÉCNICO DE LABORATORIO





2.9.-Contenido de Agregado Fino

$$\begin{aligned} \text{Vol. Absoluto De Agregado Fino} & : & 1 \text{ m}^3 & - & 0.607 \text{ m}^3 & = & 0.393 \text{ m}^3 \\ \text{Peso del Agregado Fino} & : & & & & & \\ \\ 0.393 \text{ m}^3 & \times & 2.590 \text{ cm}^3/\text{gr} & \times & \frac{1.00 \text{ kg}}{1000} & \times & 1000000.00 \text{ cm}^3/\text{m}^3 & = & \boxed{1017 \text{ kg/m}^3} \end{aligned}$$

2.10.- Valores de Diseño

Cantidad de material a ser empleado seran:

Cemento	:	386.82	kg/m ³
Agua	:	216.00	lt/m ³
Agregado Fino Seco	:	1017.01	kg/m ³
Agregado Grueso Seco	:	643.27	kg/m ³

2.11.- Corrección por Humedad

Corregimos por humedad del Agregados a fin de obtener los valores a ser usados en obra.

Peso Humedo del agregado:

$$\begin{aligned} \text{Agregado Fino} & : & 1017.0 & \times & (& 1 & + & W \% &) & \\ & & 1017.0 & \times & (& 1 & + & 0.0321 &) & = & 1049.65 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Agregado Grueso} & : & 643.3 & \times & (& 1 & + & W \% &) & \\ & & 643.3 & \times & (& 1 & + & 0.0080 &) & = & 648.41 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

* humedad superficial del agregado

$$\begin{aligned} \text{Agregado Fino} & : & W \% & - & \text{Abs \%} & & \\ & : & 3.21 & - & 1.30 & = & 1.91 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Agregado Grueso} & : & W \% & - & \text{Abs \%} & & \\ & : & 0.80 & - & 1.40 & = & -0.60 \% \end{aligned}$$

* Aporte de humedad de los agregados

$$\begin{aligned} \text{Agregado Fino} & : & 1049.65 \text{ kg/m}^3 & \times & (& 0.0191 &) & = & 20.05 \text{ lt/m}^3 \\ \text{Agregado Grueso} & : & 648.41 \text{ kg/m}^3 & \times & (& -0.0060 &) & = & -3.86 \text{ lt/m}^3 \\ & & & & & & & & 16.19 \text{ lt/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{* Agua efectiva} & : & 216.00 \text{ lt/m}^3 & - & (& 16.19 \text{ lt/m}^3 &) & = & 199.81 \text{ lt/m}^3 \\ & & & & & \text{Cemento en bolsas} & & & \\ & : & 199.81 \text{ lt/m}^3 & & & 9.10 \text{ bls/m}^3 & = & 21.95 \text{ lt/bls} \end{aligned}$$

2.12.- Valores de Diseño Corregidos

Cemento	:	386.82 kg/m ³	=	9.10 bls/m ³
Agua	:	199.81 lt/m ³	=	21.95 lt/bls
Agregado Fino Seco	:	1049.65 kg/m ³		
Agregado Grueso Seco	:	648.41 kg/m ³		



2.13.- Proporción en Peso

Cemento	Arena	Piedra	Agua
$\frac{386.82}{386.82}$	$\frac{1049.65}{386.82}$	$\frac{648.41}{386.82}$	21.95 lt/saco
1	2.71	1.68	21.95 lt/saco

17.-Cantidad de Material por tanda de 1 saco de cemento

Cemento	:	1	x	42.5	=	42.5	kg/saco
Agua	:	21.95	x	1.00	=	22.0	lt/saco
Agregado Fino Seco	:	2.71	x	42.5	=	115.3	kg/saco
Agregado Grueso Seco	:	1.68	x	42.5	=	71.2	kg/saco

2.14.- Proporción en Volumen

Agregado Fino	:	$1617.0 \times (1 + W\%)$			
	:	$1617.0 \times (1 + 0.0321)$			= 1668.91 kg/m ³
Agregado Grueso	:	$1058.3 \times (1 + W\%)$			
	:	$1058.3 \times (1 + 0.0080)$			= 1066.79 kg/m ³

* Peso por Pie³

Agregado Fino	:	1668.91	kg/m ³	x	35.3147 m ³ /pie ³	=	47.26	kg/pie ³
Agregado Grueso	:	1066.79	kg/m ³	x	35.3147 m ³ /pie ³	=	30.21	kg/pie ³

* Dosificación en Volumen

Cemento	:	1	x	$\frac{42.5}{42.5}$	=	1	Pie ³
Agregado Fino	:	2.71	x	$\frac{42.5}{47.26}$	=	2.44	Pie ³
Agregado Grueso	:	1.68	x	$\frac{42.5}{30.21}$	=	2.36	Pie ³

1	;	2.44	;	2.36	;	21.95	lt/pie ³
---	---	------	---	------	---	-------	---------------------

CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

Lener Humberto Guerrero Vósquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO





ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

(ASTM C 136-06)

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO : PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018

CANTERA : MELENDEZ

ALUMNO : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO
VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

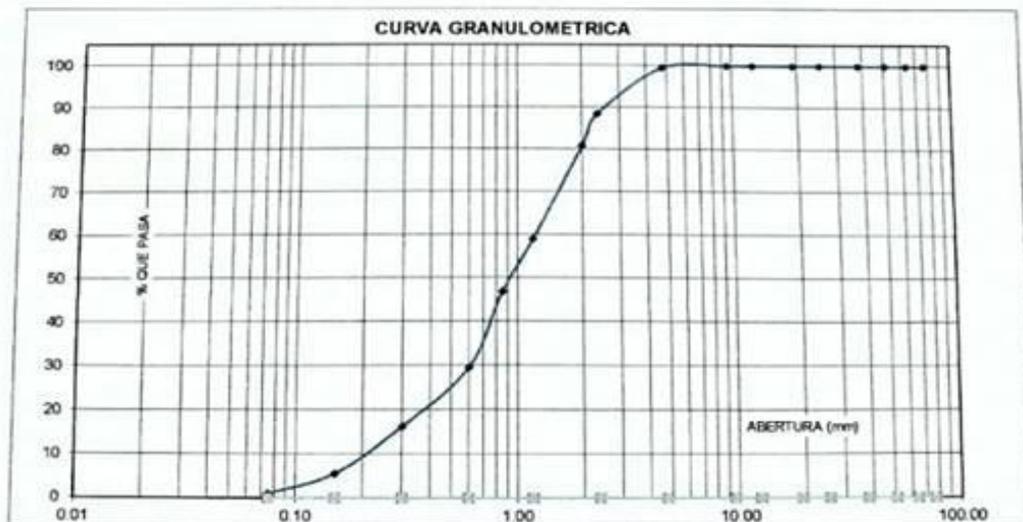
MATERIAL : ARENA GRUESA

FECHA : SETIEMBRE

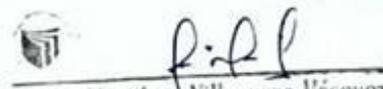
TAMIZ		PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% PASANTE
N°	Abert. (mm)	(gr)	(%)	(%)	(gr)
3"	76.20	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.50	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.10	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00
3/16"	9.52	0.00	0.00	0.00	100.00
N° 4	4.76	0.01	0.46	0.46	99.54
N° 8	2.36	0.22	11.10	11.56	88.44
N° 10	2.00	0.15	7.55	19.11	80.89
N° 16	1.18	0.44	21.83	40.94	59.06
N° 20	0.85	0.24	12.22	53.16	46.85
N° 30	0.60	0.34	17.20	70.36	29.65
N° 50	0.30	0.27	13.38	83.74	16.27
N° 100	0.15	0.21	10.63	94.36	5.64
N° 200	0.08	0.09	4.66	99.02	0.98
Plato		0.02	0.99	100.00	0.00
		2.00	100.00		

PROPIEDADES FISICAS	
MÓDULO DE FINEZA	3.01

OBSERVACIONES



CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



PESO UNITARIO DEL AGREGADO FINO			
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES			
PROYECTO : PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018			
CANTERA : MELENDEZ		SOLICITA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILC VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS	
MATERIAL : ARENA GRUESA			
FECHA : SETIEMBRE			
PESO UNITARIO SUELTO			
ENSAYO N°	1	2	3
Peso de molde (gr)	2330	2330	2330
Peso de molde + muestra (gr)	7675.10	7599.4	7625.2
Peso de muestra (gr)	5345.10	5269.4	5295.2
Volumen de molde (cm ³)	3265.92	3266.92	3267.92
Peso Unitario (kg/m ³)	1636.63	1612.96	1620.36
Peso Unitario Prom. (kg/m³)	1623.31		
Corrección por Humedad	1619.82		
PESO UNITARIO COMPACTADO			
ENSAYO N°	1	2	3
Peso de molde (gr)	2330	2330	2330
Peso de molde + muestra (gr)	8181	8219	8143.3
Peso de muestra (gr)	5851	5889	5813.3
Volumen de molde (cm ³)	3265.92	3266.92	3266.92
Peso Unitario (kg/m ³)	1791.53	1802.62	1779.44
Peso Unitario Prom. (kg/m³)	1791.20		
Corrección por Humedad	1787.34		



CONTENIDO DE HUMEDAD DEL AGREGADO FINO (ASTM D-2216)			
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES			
PROYECTO : PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_{c} = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018			
CANTERA :	MELLENDEZ	SOLICITA :	ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANIEL VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
MATERIAL :	ARENA GRUESA		
FECHA :	SETIEMBRE		
ENSAYO N°	1	2	3
TARA + SUELO HÚMEDO (gr)	6.74	7.91	6.76
TARA + SUELO SECO (gr)	6.73	7.91	6.75
PESO DEL AGUA (gr)	0.01	0.00	0.01
PESO DE LA TARA (gr)	3.48	4.62	3.80
PESO DEL SUELO SECO (gr)	3.25	3.29	2.95
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.31	0.00	0.34
PROM. CONTENIDO DE HUMEDAD (%)		0.22	



GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCIÓN DEL AGREGADO FINO

(MTC E-205. ASTM C-128)

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018

CANTERA : MELENDEZ

SOLICITA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILC

MATERIAL : ARENA GRUESA

VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

FECHA : SETIEMBRE

ENSAYO N°	1	2
A Peso de material saturado superficialmente seco (aire) (gr)	500.00	496.90
B Peso de picnometro + agua (gr)	1276.50	1244.70
C Volumen de masa + volumen de vacios (A+B) (cm ³)	1776.50	1741.60
D Peso del picnometro + agua + material (gr)	1597.40	1563.60
E Volumen de masa + volumen de vacios (C-D)	179.10	178.00
F Peso de material seco en estufa (gr)	489.80	488.10
G Volumen de masa (E-(A-F))	168.90	169.20
H P.e. Bulk (Base Seca) F/E	2.73	2.74
I P.e. Bulk (Base Saturada) A/E	2.79	2.79
J P.e. Aparente (Base Seca) F/E	2.73	2.74
K Absorción (%) $((A-F)/F) \times 100$	2.08	1.80

P.e. Bulk (Base Seca) : 2.74

P.e. Bulk (Base Saturada) : 2.79

P.e. Aparente (Base Seca) : 2.74

Absorción (%) : 1.94



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL AGREGADO GRUESO

(ASTM C 136-06)

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018

CANTERA : CHURIN

SOLICITA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO
VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

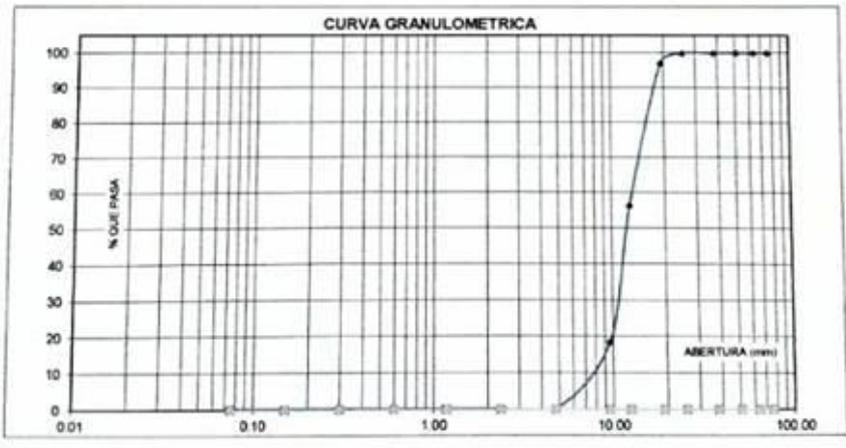
MATERIAL : PIEDRA CHANCADA

FECHA : SETIEMBRE

TAMIZ	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO PARCIAL (%)	% RETENIDO ACUMULADO (%)	% PASANTE (gr)
N°	Abert. (mm)			
3"	76.20	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.50	0.00	0.00	100.00
2"	50.80	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	100.00
1"	25.40	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.10	0.06	3.00	97.00
5/8"	12.50	0.81	40.68	56.33
3/4"	9.52	0.76	37.84	81.52
N° 4	4.76	0.36	18.17	99.68
N° 8	2.36	0.00	0.00	99.68
N° 16	1.18	0.00	0.00	99.68
N° 30	0.60	0.00	0.00	99.68
N° 50	0.30	0.00	0.00	99.68
N° 100	0.15	0.00	0.00	99.68
N° 200	0.08	0.00	0.00	99.68
Plato		0.01	0.32	100
		2.00	100.00	0.00

PROPIEDADES FÍSICAS	
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL	1/2"
HUSO (ASTM C-33)	7
MÓDULO DE FINEZA	7.26

OBSERVACIONES



CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Humberto Villanueva Vásquez
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
fb/ucv.peru @ucv_peru #sairadelante ucv.edu.pe



PESO UNITARIO DEL AGREGADO GRUESO			
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES			
PROYECTO : PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018			
CANTERA :	CHURIN	SOLICITA :	ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILC VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
MATERIAL :	PIEDRA CHANCADA		
FECHA :	SETIEMBRE		
PESO UNITARIO SUELTO			
ENSAYO N°	1	2	3
Peso de molde (gr)	2791.50	2791.50	2791.50
Peso de molde + muestra (gr)	9467.00	9466.80	9466.80
Peso de muestra (gr)	6675.50	6675.30	6675.30
Volumen de molde (cm ³)	6307.50	6307.50	6307.50
Peso Unitario (kg/m ³)	1058.34	1058.31	1058.31
Peso Unitario Prom. (kg/m³)	1058.32		
Corrección por Humedad	1056.05		
PESO UNITARIO COMPACTADO			
ENSAYO N°	1	2	3
Peso de molde (gr)	2791.50	2791.50	2791.50
Peso de molde + muestra (gr)	10446.90	10447.00	10447.00
Peso de muestra (gr)	7655.40	7655.50	7655.50
Volumen de molde (cm ³)	6307.50	6307.50	6307.50
Peso Unitario (kg/m ³)	1213.70	1213.71	1213.71
Peso Unitario Prom. (kg/m³)	1213.71		
Corrección por Humedad	1211.10		



CONTENIDO DE HUMEDAD DEL AGREGADO GRUESO

(ASTM D-2216)

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_{c'} = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018

CANtera : CHURIN

SOLICITA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANIL
VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

MATERIAL : PIEDRA CHANCADA

FECHA : SETIEMBRE

ENSAYO N°	1	2	3
TARA + SUELO HÚMEDO (gr)	90.7	90.70	90.7
TARA + SUELO SECO (gr)	90.2	90.20	90.2
PESO DEL AGUA (gr)	0.50	0.50	0.5
PESO DE LA TARA (gr)	28	28	28
PESO DEL SUELO SECO (gr)	62.2	62.2	62.2
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.80	0.80	0.80
PROM. CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.80		





GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCIÓN DEL AGREGADO GRUESO		
(MTC E-206, ASTM C-127)		
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES		
PROYECTO : PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_{c}= 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018		
CANTERA :	CHURIN	SOLICITA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
MATERIAL :	PIEDRA CHANCADA	
FECHA :	SETIEMBRE	
ENSAYO N°	1	2
A	1944.2	1001.7
B	1139.9	652.33
C	804.3	349.37
D	1901.60	995.60
E	761.7	343.27
F	2.36	2.85
G	2.42	2.87
H	2.50	2.90
I	2.19	0.61
<p>P.e. Bulk (Base Seca) : 2.61 P.e. Bulk (Base Saturada) : 2.64 P.e. Aparente (Base Seca) : 2.70 Absorción (%) : 1.40</p>		



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS :** "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_{c}= 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA – CHURIN - 2018"
- TESISTA :** ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO :** ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR :** DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD :** TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 50% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

Nº Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA Nº 01	7	56110.00	176.72	317.51	319.50
2	PROBETA Nº 02	7	56740.00	176.72	321.07	
3	PROBETA Nº 03	7	56660.00	176.72	320.62	
4	PROBETA Nº 04	7	56340.00	176.72	318.81	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

- A los 07 días: 60%
- A los 14 días: 85%
- A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.



CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
11h. Buenns Aires - Nuevo Chimbote

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS :** "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA :** ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO :** ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR :** DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD :** TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO PATRON.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	7	24100.00	176.72	136.37	135.88
2	PROBETA N° 02	7	24170.00	176.72	136.77	
3	PROBETA N° 03	7	23790.00	176.72	134.62	
4	PROBETA N° 04	7	23990.00	176.72	135.75	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

- A los 07 días: 60%
- A los 14 días: 85%
- A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN**

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"

TESISTA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROV. DEL SANTA - ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 50% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	28	69170.00	176.72	391.41	393.69
2	PROBETA N° 02	28	69520.00	176.72	393.39	
3	PROBETA N° 03	28	69790.00	176.72	394.92	
4	PROBETA N° 04	28	69810.00	176.72	395.03	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

A los 14 días: 85%

A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.



CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante

ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS :** "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA :** ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO :** ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR :** DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD :** TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 25% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	14	71780.00	176.72	406.18	405.20
2	PROBETA N° 02	14	71390.00	176.72	403.97	
3	PROBETA N° 03	14	71570.00	176.72	404.99	
4	PROBETA N° 04	14	71690.00	176.72	405.67	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

A los 14 días: 85%

A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.



CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA – CHURIN - 2018"

TESISTA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 25% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	28	75060.00	176.72	424.74	425.49
2	PROBETA N° 02	28	75260.00	176.72	425.87	
3	PROBETA N° 03	28	75330.00	176.72	426.27	
4	PROBETA N° 04	28	75120.00	176.72	425.08	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

A los 14 días: 85%

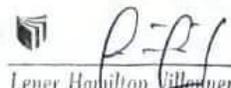
A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"

TESISTA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 100% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	28	65730.00	176.72	371.94	372.55
2	PROBETA N° 02	28	66010.00	176.72	373.53	
3	PROBETA N° 03	28	65970.00	176.72	373.30	
4	PROBETA N° 04	28	65640.00	176.72	371.44	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

A los 14 días: 85%

A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 100% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

Nº Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA Nº 01	7	52480.00	176.72	296.97	298.64
2	PROBETA Nº 02	7	54760.00	176.72	309.87	
3	PROBETA Nº 03	7	52040.00	176.72	294.48	
4	PROBETA Nº 04	7	51820.00	176.72	293.23	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

- A los 07 días: 60%
- A los 14 días: 85%
- A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.





ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS :** "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA – CHURIN - 2018"
- TESISTA :** ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO :** ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR :** DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD :** TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO PATRON.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	14	33850.00	176.72	191.55	189.79
2	PROBETA N° 02	14	33270.00	176.72	188.26	
3	PROBETA N° 03	14	33580.00	176.72	190.02	
4	PROBETA N° 04	14	33460.00	176.72	189.34	

Observaciones:

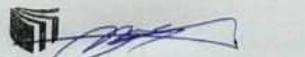
La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

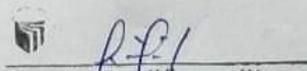
- A los 07 días: 60%
- A los 14 días: 85%
- A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"

TESISTA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 50% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	14	65980.00	176.72	373.36	373.76
2	PROBETA N° 02	14	66090.00	176.72	373.98	
3	PROBETA N° 03	14	66110.00	176.72	374.09	
4	PROBETA N° 04	14	66020.00	176.72	373.59	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%
A los 14 días: 85%
A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H LL 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 100% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

Nº Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA Nº 01	7	62080.00	176.72	351.29	351.30
2	PROBETA Nº 02	7	62420.00	176.72	353.21	
3	PROBETA Nº 03	7	61970.00	176.72	350.67	
4	PROBETA Nº 04	7	61860.00	176.72	350.05	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

- A los 07 días: 60%
- A los 14 días: 85%
- A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"

TESISTA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROV. DEL SANTA - ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 100% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	14	62190.00	176.72	351.91	352.51
2	PROBETA N° 02	14	62370.00	176.72	352.93	
3	PROBETA N° 03	14	62200.00	176.72	351.97	
4	PROBETA N° 04	14	62420.00	176.72	353.21	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%
A los 14 días: 85%
A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE

Av. Central Mz. H Lt. 1

Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote

Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante

ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS :** "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA – CHURIN - 2018"
- TESISTA :** ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO :** ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR :** DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD :** TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO PATRON.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	14	33850.00	176.72	191.55	189.79
2	PROBETA N° 02	14	33270.00	176.72	188.26	
3	PROBETA N° 03	14	33580.00	176.72	190.02	
4	PROBETA N° 04	14	33460.00	176.72	189.34	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

- A los 07 días: 60%
- A los 14 días: 85%
- A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.



CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA – CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO PATRON.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	28	36970.00	176.72	209.20	210.05
2	PROBETA N° 02	28	37010.00	176.72	209.43	
3	PROBETA N° 03	28	37380.00	176.72	211.52	
4	PROBETA N° 04	28	37120.00	176.72	210.05	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

- A los 07 días: 60%
- A los 14 días: 85%
- A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"

TESISTA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 100% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	14	62190.00	176.72	351.91	352.51
2	PROBETA N° 02	14	62370.00	176.72	352.93	
3	PROBETA N° 03	14	62200.00	176.72	351.97	
4	PROBETA N° 04	14	62420.00	176.72	353.21	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

A los 14 días: 85%

A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE

Av. Central Mz. H Lt. 1

Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote

Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru

@ucv_peru

#saliradelante

ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 100% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

Nº Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm²)	Res. Obt. (Kg/cm²)	Promedio (Kg/cm²)
1	PROBETA Nº 01	7	62080.00	176.72	351.29	351.30
2	PROBETA Nº 02	7	62420.00	176.72	353.21	
3	PROBETA Nº 03	7	61970.00	176.72	350.67	
4	PROBETA Nº 04	7	61860.00	176.72	350.05	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

- A los 07 días: 60%
- A los 14 días: 85%
- A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#calidadelante



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS :** "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA :** ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO :** ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR :** DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD :** TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO PATRON.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

Nº Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA Nº 01	7	24100.00	176.72	136.37	135.88
2	PROBETA Nº 02	7	24170.00	176.72	136.77	
3	PROBETA Nº 03	7	23790.00	176.72	134.62	
4	PROBETA Nº 04	7	23990.00	176.72	135.75	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

- A los 07 días: 60%
- A los 14 días: 85%
- A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

fb/ucv.peru
@uev_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 50% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	7	56110.00	176.72	317.51	319.50
2	PROBETA N° 02	7	56740.00	176.72	321.07	
3	PROBETA N° 03	7	56660.00	176.72	320.62	
4	PROBETA N° 04	7	56340.00	176.72	318.81	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

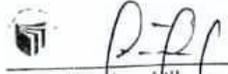
- A los 07 días: 60%
- A los 14 días: 85%
- A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenns Aires - Nuevo Chimbote


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
www.ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"

TESISTA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROV. DEL SANTA - ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO PATRON.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	28	36970.00	176.72	209.20	210.05
2	PROBETA N° 02	28	37010.00	176.72	209.43	
3	PROBETA N° 03	28	37380.00	176.72	211.52	
4	PROBETA N° 04	28	37120.00	176.72	210.05	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%

A los 14 días: 85%

A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.034, ASTM C39)

TESIS : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"

TESISTA : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS

ASUNTO : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

LUGAR : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROV. DEL SANTA - ANCASH

UNIDAD : TESTIGO CILINDRICO DE CONCRETO CON 100% SUSTITUCION.

TABLA: CALCULO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

N° Prob.	Estructura o Identificación	Edad (Días)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio (Kg/cm ²)
1	PROBETA N° 01	7	52480.00	176.72	296.97	298.64
2	PROBETA N° 02	7	54760.00	176.72	309.87	
3	PROBETA N° 03	7	52040.00	176.72	294.48	
4	PROBETA N° 04	7	51820.00	176.72	293.23	

Observaciones:

La resistencia mínima alcanzada al ensayar las probetas (en Kg/cm²) con cemento Tipo MS debe ser de la siguiente manera:

A los 07 días: 60%
 A los 14 días: 85%
 A los 28 días: 100%

Nota:

Las muestras fueron elaboradas por el solicitante en el laboratorio.





ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS :** "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA – CHURIN - 2018"
- TESISTA :** ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO :** ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR :** DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD :** TESTIGO PRISMATICO CON SUSTITUCIÓN DEL 100% A LOS 28 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Modulo de Rotura	Modulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	128270.9820	25.6542	25.26
V-02	125819.3195	25.1639	
V-03	126799.9845	25.3600	
V-04	124250.2555	24.8501	

$$R = \frac{Q \times L}{b \times h^2}$$

DONDE

- R = módulo de rotura [Kg/cm²]
 Q = carga máxima registrada [Kg]
 L = luz entre apoyos [cm]
 b = ancho medio de la probeta [cm]
 h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS :** "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA :** ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO :** ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR :** DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD :** TESTIGO PRISMATICO CON SUSTITUCIÓN DEL 50% A LOS 14 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Modulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	128565.1815	25.7130	25.65
V-02	127682.5830	25.5365	
V-03	129840.0460	25.9680	
V-04	126996.1175	25.3992	

$$R = \frac{Q \times L}{b \times h^2}$$

DONDE

- R = módulo de rotura [Kg/cm^2]
 Q = carga máxima registrada [Kg]
 L = luz entre apoyos [cm]
 b = ancho medio de la probeta [cm]
 h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.



CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO PRISMATICO PATRON 7 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	95516.7710	19.1034	19.5496
V-02	96595.5025	19.3191	
V-03	100125.8965	20.0252	
V-04	98752.9655	19.7506	

$$R = \frac{QxL}{bxh^2}$$

DONDE

- R = módulo de rotura [Kg/cm²]
 Q = carga máxima registrada [Kg]
 L = luz entre apoyos [cm]
 b = ancho medio de la probeta [cm]
 h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.



CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS :** "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA :** ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO :** ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR :** DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD :** TESTIGO PRISMATICO PATRON 14 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	112188.0760	22.4376	22.2709
V-02	111011.2780	22.2023	
V-03	111893.8765	22.3788	
V-04	110324.8125	22.0650	

$$R = \frac{Q \times L}{b \times h^2}$$

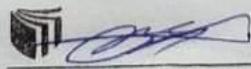
DONDE

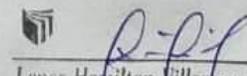
- R = módulo de rotura [Kg/cm^2]
 Q = carga máxima registrada [Kg]
 L = luz entre apoyos [cm]
 b = ancho medio de la probeta [cm]
 h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO PRISMATICO PATRON 28 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	123857.9895	24.7716	24.99
V-02	127290.3170	25.4581	
V-03	125427.0535	25.0854	
V-04	123269.5905	24.6539	

$$R = \frac{Q \times L}{b \times h^2}$$

DONDE

- R = módulo de rotura [Kg/cm^2]
 Q = carga máxima registrada [Kg]
 L = luz entre apoyos [cm]
 b = ancho medio de la probeta [cm]
 h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA – CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO PRISMATICO CON SUSTITUCIÓN DEL 25% A LOS 7 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	140333.1615	28.0666	27.7430
V-02	138273.7650	27.6548	
V-03	136998.9005	27.3998	
V-04	139254.4300	27.8509	

$$R = \frac{QxL}{bxh^2}$$

DONDE

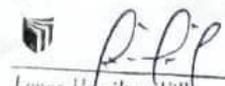
- R = módulo de rotura [Kg/cm^2]
 Q = carga máxima registrada [Kg]
 L = luz entre apoyos [cm]
 b = ancho medio de la probeta [cm]
 h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hipólito Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO PRISMATICO CON SUSTITUCIÓN DEL 25% A LOS 28 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Modulo de Rotura	Modulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	147197.8165	29.4396	29.41
V-02	148374.6145	29.6749	
V-03	146707.4840	29.3415	
V-04	145824.8855	29.1650	

$$R = \frac{QxL}{bxh^2}$$

DONDE

R = módulo de rotura [Kg/cm^2]

Q = carga máxima registrada [Kg]

L = luz entre apoyos [cm]

b = ancho medio de la probeta [cm]

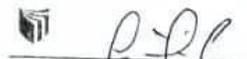
h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000


Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA – CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO PRISMATICO CON SUSTITUCIÓN DEL 100% A LOS 7 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Modulo de Rotura	Modulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	117189.4675	23.4379	22.4425
V-02	111991.9430	22.3984	
V-03	109736.4135	21.9473	
V-04	109932.5465	21.9865	

$$R = \frac{QxL}{bxh^2}$$

DONDE

R = módulo de rotura [Kg/cm^2]

Q = carga máxima registrada [Kg]

L = luz entre apoyos [cm]

b = ancho medio de la probeta [cm]

h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.



CAMPUS CHIMBOTE
Av. Central Mz. H Lt. 1
Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO PRISMATICO CON SUSTITUCIÓN DEL 25% A LOS 14 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	154160.5380	30.8321	30.25
V-02	149355.2795	29.8711	
V-03	151120.4765	30.2241	
V-04	150434.0110	30.0868	

$$R = \frac{QxL}{bxh^2}$$

DONDE

- R = módulo de rotura [Kg/cm²]
 Q = carga máxima registrada [Kg]
 L = luz entre apoyos [cm]
 b = ancho medio de la probeta [cm]
 h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.



CAMPUS CHIMBOTE

Av. Central Mz. H Lt. 1

Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote

Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru

@ucv_peru

#saliradelante

ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO PRISMATICO CON SUSTITUCIÓN DEL 100% A LOS 14 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Modulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	121700.5265	24.3401	24.13
V-02	120131.4625	24.0263	
V-03	118268.1990	23.6536	
V-04	122485.0585	24.4970	

$$R = \frac{QxL}{bxh^2}$$

DONDE

- R = módulo de rotura [Kg/cm^2]
 Q = carga máxima registrada [Kg]
 L = luz entre apoyos [cm]
 b = ancho medio de la probeta [cm]
 h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.



CAMPUS CHIMBOTE
 Av. Central Mz. H Lt. 1
 Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
 Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



Lenor Hamilton Villanueva Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 334.003, ASTM C78, MTC E 709)

- TESIS** : "PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25%, 50% Y 100% POR PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CHURIN - 2018"
- TESISTA** : ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILO - VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
- ASUNTO** : ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
- LUGAR** : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – PROV. DEL SANTA – ANCASH
- UNIDAD** : TESTIGO PRISMATICO CON SUSTITUCIÓN DEL 50% A LOS 7 DIAS.

Tabla 1.1: Dimensionamiento de Vigas

VIGA	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LUZ ENTRE APOYOS (cm)
V-01	500	150	150	450
V-02	500	150	150	450
V-03	500	150	150	450
V-04	500	150	150	450

Resultados obtenidos del ensayo:

VIGA	Carga Max. (N)	Módulo de Rotura	Módulo de Rotura Promedio (Mpa)
V-01	124054.1225	24.8108	25.1393
V-02	130134.2455	26.0268	
V-03	126898.0510	25.3796	
V-04	121700.5265	24.3401	

$$R = \frac{QxL}{bxh^2}$$

DONDE

R = módulo de rotura [Kg/cm^2]

Q = carga máxima registrada [Kg]

L = luz entre apoyos [cm]

b = ancho medio de la probeta [cm]

h = altura media de la probeta [cm]

Nota:

Las muestras fueron ensayadas por el solicitante en el laboratorio.



CAMPUS CHIMBOTE

Av. Central Mz. H Lt. 1

Urb. Buenos Aires - Nuevo Chimbote

Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Erika Magaly Mozo Castañeda
Coordinadora de la Escuela de Ingeniería Civil



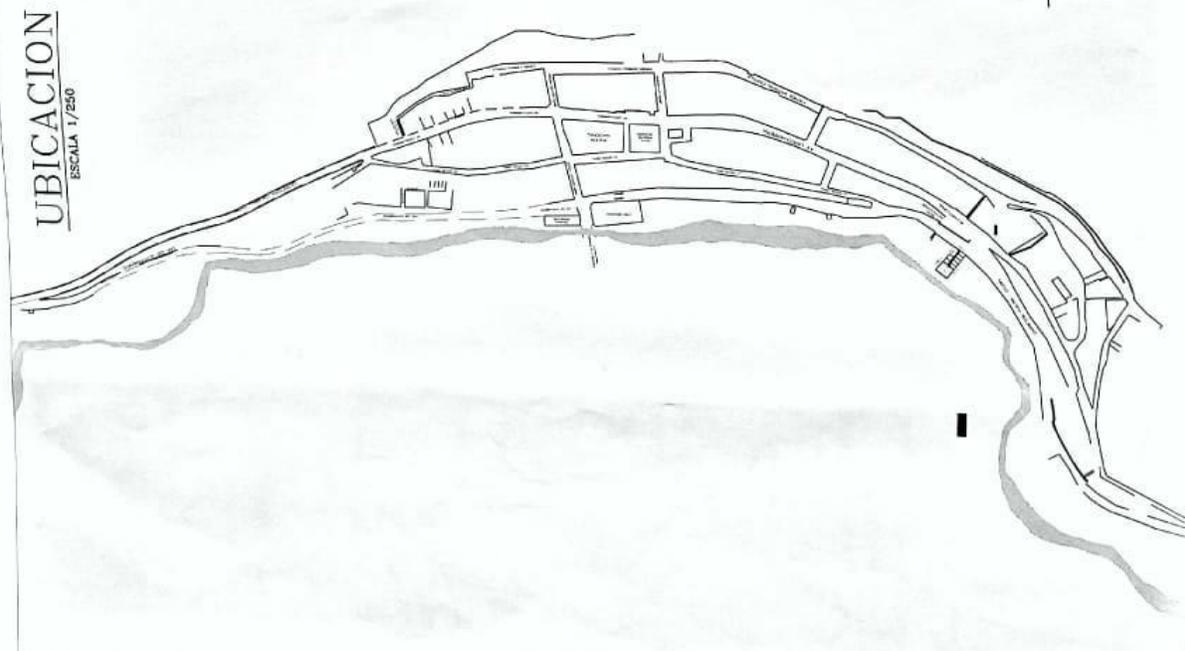
Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

ANEXOS

PLANOS

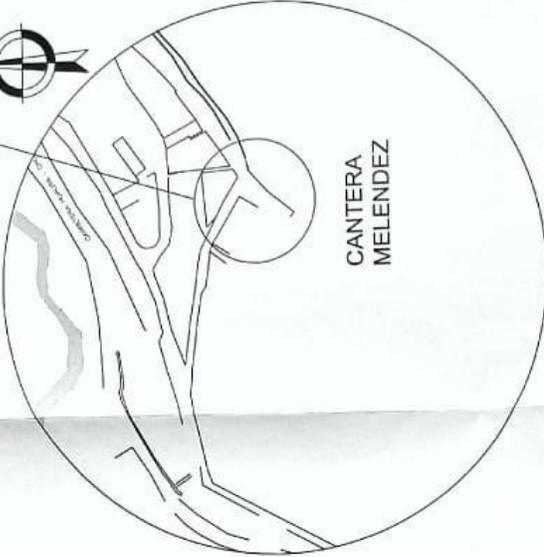
UBICACION
ESCALA 1/250



PROVINCIA DE OYON

LOCALIZACION

ESCALA 1/2500



CANTERA
MELENDEZ



TITULAR		ESPADA CRIBLERO GUSTAVO DANILLO VILLANUEVA CRIBLERO JORGE JESUS			
PROV.	LIMA	TITULO		TESTIS II	
REGION	OYON	UBICACION - LOCALIZACION		CARRERA	
CANTON	PACHACAMA	OYON - CHURIN		A-01	
ESCALA		PROYECTO	FECHA	AUTOR	
1:250 (1:250)		GOEC	16-09-2018	M. B.	

ANEXOS

NORMA "ACI"

**ACI 318S-05
ACI 318SR-05**

**Requisitos de Reglamento para
Concreto Estructural (ACI 318S-05)
y Comentario (ACI 318SR-05)**
(Versión en español y en sistema métrico)
Es un Estándar del ACI

Producido por el Comité ACI 318

american concrete institute
P.O. BOX 9094
FARMINGTON HILLS, MICHIGAN 48333-9094

**Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario
(Versión en español y en sistema métrico)**

La mayoría de las normas e informes de los comités del ACI se recopilan en el "ACI Manual of Concrete Practice" el cual es revisado anualmente. Los diferentes volúmenes de este documento agrupan temáticamente el material y pueden ser adquiridos individualmente o en conjunto. También se puede adquirir en una versión en CD-ROM.

Los comités del ACI preparan normas e informes relacionados con los siguientes temas

generales: materiales y propiedades del concreto, prácticas constructivas y supervisión, pavimentos y losas, diseño estructural y análisis, especificaciones para estructuras, y productos y procesos especiales.

El catálogo de todas las publicaciones se puede solicitar sin costo a:

**American Concrete Institute
P.O. Box 9094
Farmington Hills, MI 48333-9094
USA**

Programas de certificación del ACI

La calidad final de una estructura de concreto depende de que la construya personal calificado. Los programas de certificación del ACI permiten identificar obreros, técnicos e inspectores calificados. El ACI administra los siguientes programas de certificación con el fin de suplir la creciente demanda de personal calificado por parte de la industria:

*Técnico y terminador de pisos y pavimentos de concreto
(Concrete Flatwork Finisher)*

*Técnico en terminación de pisos y pavimentos de concreto
(Concrete Flatwork Technician)*

*Técnico en ensayos de concreto fresco en obra – Grado I
(Concrete Field Testing Technician – Grade I)*

*Técnico en ensayos de resistencia del concreto – Grado I
(Concrete Strength Testing Technician – Grade I)*

*Técnico en ensayos de concreto en el laboratorio – Grado I
(Concrete Laboratory Testing Technician – Grade I)*

*Técnico en ensayos de concreto en el laboratorio – Grado II
(Concrete Laboratory Testing Technician – Grade II)*

*Inspector técnico de obras de concreto en entrenamiento
(Concrete Construction Inspector In Training)*

*Inspector técnico de obras de concreto
(Concrete Construction Inspector*

*)
Inspector técnico en obras de transporte en concreto en
entrenamiento
(Concrete Transportation Construction Inspector-In-Training)*

El presente documento puede ya contener referencia a estos programas de certificación del ACI, los cuales pueden adicionarse a las especificaciones del proyecto o a los procedimientos de control de calidad. Si no contiene referencia a ellos, puede pedirse al Departamento de Certificación del ACI especificaciones guías sugeridas.

Mejoramiento de los documentos del ACI

Los comités técnicos responsables de las normas e informes del ACI se esfuerzan en evitar ambigüedades, omisiones, y errores en estos documentos. A pesar de estos esfuerzos, los usuarios de los documentos del ACI ocasionalmente encuentran información o requisitos que pueden ser objeto de más de una interpretación, o estar incompletos o incorrectos.

Con el fin de obtener una mejor precisión y claridad el Comité de Actividades Técnicas del ACI solicita a los usuarios de las normas e informes del ACI su colaboración en identificar y eliminar eventuales problemas asociados con su uso.

A las personas que tengan sugerencias para el mejoramiento de los documentos del ACI se les pide el favor de dirigirse por escrito al Departamento de Ingeniería del ACI enviando la siguiente información:

1. Título y número del documento en que se haya detectado el problema, incluyendo la sección específica donde este aparezca,
2. Una descripción corta del problema, y
3. Si es posible, la sugerencia del texto que pueda resolver el problema.

Los empleados del Departamento de Ingeniería del Instituto tendrán en cuenta todos los comentarios y sugerencias recibidas y tomarán las medidas apropiadas. Se insiste a los socios del Instituto y a los particulares para que con su ayuda sea posible mejorar la exactitud y utilidad de los documentos del ACI.

ISBN 0-087031-083-6

REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-05) Y COMENTARIO (ACI 318SR-05)

(Versión en español y en sistema métrico)

PRODUCIDO POR EL COMITÉ ACI 318

Comité ACI 318 Reglamento Estructural para Edificaciones

James K. Wight
Director

Basile G. Rabbat
Secretario

Sergio M. Alcocer
Florian G. Barth
Roger J. Becker
Kenneth B. Bondy
John E. Breen
James R. Cagley
Michael P. Collins
W. Gene Corley
Charles W. Dolan
Anthony E. Fiorato
Catherine W. French

Luis E. García
S. K. Ghosh
Lawrence G. Griffis
David P. Gustafson
D. Kirk Harman
James R. Harris
Neil M. Hawkins
Terence C. Holland
Kenneth C. Hover
Phillip J. Iverson
James O. Jirsa

Dominic J. Kelly
Gary J. Klein
Roland Klemencic
Cary S. Kopczynski
H. S. Lew
Colin L. Lobo
Leslie D. Martin
Robert F. Mast
Steven L. McCabe
W. Calvin McCall
Jack P. Moehle

Myles A. Murray
Julio A. Ramírez
Thomas C. Schaeffer
Stephen J. Seguirant
Roberto Stark
Eric M. Tolles
Thomas D. Verti
Sharon L. Wood
Loring A. Wyllie
Fernando V. Yañez

Miembros de subcomité con voto

Neal S. Anderson
Mark A. Aschheim
John F. Bonacci
JoAnn P. Browning
Nicholas J. Carino
Ned M. Cleland
Ronald A. Cook

Juan P. Covarrubias
Robert J. Frosch
Harry A. Gleich
Javier F. Horvilleurt[†]
R. Doug Hooton
L. S. Paul Johal

Michael E. Kreger
Daniel A. Kuchma
LeRoy A. Lutz
James G. MacGregor
Joe Maffei
Denis Mitchell

Vilas S. Mujumdar
Suzanne D. Nakaki
Theodore L. Neff
Andrzej S. Nowak
Randall W. Poston
Bruce W. Russell

Guillermo Santana
Andrew Scanlon
John F. Stanton
Fernando R. Stucchi
Raj Valluvan
John W. Wallace

Miembros consultores

C. Raymond Hays

Richard C. Meininger

Charles G. Salmon

[†]Fallecido.

REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-05) Y COMENTARIO (ACI 318SR-05)

(Versión en español y en sistema métrico)

PRODUCIDO POR EL COMITÉ ACI 318

PREFACIO

La parte correspondiente al reglamento en este documento cubre el diseño y construcción de concreto estructural en edificaciones y donde sea aplicable en otras construcciones.

Dentro de los temas tratados se encuentran: planos y especificaciones, supervisión, materiales, requisitos de durabilidad, calidad del concreto, mezclado y colocación, encofrados y cimbras, tuberías embebidas, juntas de construcción, detalles del refuerzo, análisis y diseño, resistencia y funcionamiento, flexión y fuerza axial, cortante y torsión, desarrollo y empalmes del refuerzo, sistemas de losa, muros, zapatas, concreto prefabricado, elementos compuestos a flexión, concreto preesforzado, cascarones y placas plegadas, evaluación de la resistencia de estructuras existentes, requisitos especiales para diseño sísmico, concreto simple estructural, modelos puntal-tensor en el Apéndice A, requisitos alternos de diseño en el Apéndice B, factores de carga y de reducción de resistencia alternos en el Apéndice C, y anclaje al concreto en el Apéndice D.

La calidad y los ensayos sobre los materiales utilizados en obra se incluyen por referencia a las normas ASTM apropiadas. La soldadura del refuerzo se incluye por referencia a las normas ANSI/AWS apropiadas.

Dentro de los usos del reglamento está su adopción, por referencia, dentro del reglamento general de construcción y ediciones anteriores han sido usadas ampliamente de esta forma. El reglamento se redacta en un formato que permite su adopción de esta forma sin necesidad de introducir cambios en su redacción. Por esta razón, no es apropiado que contenga detalles relacionados con su desarrollo o sugerencias para el cumplimiento de sus objetivos o requisitos. El objetivo del comentario es precisamente llenar este vacío. El comentario discute algunas de las consideraciones que el comité tuvo en cuenta al redactarlo, haciendo énfasis en explicar los requisitos nuevos, o que fueron modificados, con los cuales los usuarios del reglamento pueden no estar familiarizados. Se citan las referencias bibliográficas del material proveniente de investigaciones empleado en la redacción del reglamento con el fin de que las personas que deseen estudiar asuntos particulares en mayor detalle lo puedan hacer. Así mismo, se citan otros documentos que traen sugerencias acerca de cómo cumplir los requisitos del reglamento.

Palabras clave: aceros de preesforzado, aceros de refuerzo, aditivos, agregados, agua, análisis de resistencia, **análisis estructural**, anclaje (estructural), cargas (fuerzas), cascarones (formas estructurales), cementos, colocación, columnas (apoyos), columnas de tubo de acero, **concreto estructural**, concreto preesforzado, concreto prefabricado, **concreto reforzado**, concreto simple, concretos livianos, **concretos**, construcción compuesta (concreto con concreto), construcción compuesta (concreto y acero), construcción en clima cálido, construcción en clima frío, **construcción en concreto**, continuidad (estructural), control de calidad, cubiertas, curado, deflexiones, **diseño estructural**, dosificación de la mezcla, ductos embebidos de servicios, empalmes, encofrado y cimbra (construcción), esfuerzos combinados, esfuerzos, especificaciones, estructuras sísmo resistentes, funcionamiento, integridad estructural, juntas (uniones), juntas de construcción, juntas de contracción, juntas de expansión, losas de concreto, luces (estructurales), materiales, mezclado, módulo de elasticidad, momentos, muros de corte, muros, pisos, placas plegadas, planos, pórticos viga-columna, pórticos, pruebas de carga (estructurales), recubrimiento, refuerzo electrosoldado de alambre, **reglamentos de construcción**, resistencia a la compresión, resistencia a la flexión, resistencia al cortante, resistencia, supervisión, torsión, tubería estructural, vigas (apoyos), vigas de gran altura, vigas T, viguetas, zapatas.

El ACI 318-05 fue adoptado como norma del American Concrete Institute el 27 de octubre del año 2004 y remplaza en ACI 318-02 de acuerdo con el reglamento de normalización del Instituto.

Existen versiones en idioma inglés tanto en sistema de unidades inglesas (ACI 318/318R) como en sistema métrico (ACI 318M/318RM), por lo tanto no se incluyen conversiones de unidades en este documento. La versión en español (ACI 318S/318SR) está basada en la versión inglesa en sistema métrico.

Los informes, guías, procedimientos recomendados, y comentarios producidos por los comités del ACI tienen como fin orientar en la planificación, el diseño, la ejecución, y la supervisión de construcción. El Comentario se presenta para ser utilizado por personas capacitadas y competentes para identificar la relevancia y limitaciones en su contenido y recomendaciones, y quienes aceptan las responsabilidades inherentes a su uso. El American Concrete Institute se libera de cualquiera y todas las responsabilidades derivadas de su contenido. El Instituto no es responsable

por cualquier pérdida o daño derivado de su uso. El Comentario no puede ser citado ni puede hacerse referencia a él en documentos contractuales. Si el

diseñador (ingeniero o arquitecto) desea incluir dentro de los documentos contractuales alguna parte del Comentario, ésta debe redactarse en modo imperativo.

Es propiedad © 2005, American Concrete Institute.

Todos los derechos reservados incluyendo los derechos de reproducción y uso en cualquier forma y medio, incluyendo copias por cualquier método de proceso fotográfico, o por medio de cualquier procedimiento electrónico o mecánico, impreso, escrito u oral, o grabado de sonido o reproducción visual, o para el uso en cualquier sistema de adquisición y archivo de información, a

menos que se obtenga un permiso por escrito de los propietarios de la propiedad intelectual.

Copyright © 2005, American Concrete Institute.

All rights reserved including rights of reproduction and use in any form or by any means, including the making of copies by any photo process, or by any electronic or mechanical device, printed or written or oral, or recording for sound or visual reproduction or for use in any knowledge or retrieval system or device, unless permission in writing is obtained from the copyright proprietors.

Reglamento ACI 318S y Comentarios

El Reglamento del ACI y su Comentario (versión en castellano y en sistema métrico) se presenta en una diagramación de dos columnas, donde la columna del lado izquierdo corresponde al texto del reglamento y la del lado derecho al comentario al reglamento alineado con respecto a él. Para hacer la distinción entre el reglamento y su comentario se han empleado distintos tipos de letra, con el reglamento en tipo Helvético, igual al empleado en el presente párrafo. Por ser esta la primera versión oficial en español se han omitido las líneas verticales en los márgenes indicando cambios con respecto a la versión anterior que aparecen en la versión en inglés.

En el presente párrafo se ha empleado un tipo de letra Times Roman el cual es el utilizado en todas las partes del texto que corresponden a comentarios al reglamento. Los números de sección en el comentario están precedidos por la letra R para facilitar su distinción del texto del reglamento. En el comentario se han omitido también las líneas verticales en el margen indicando con respecto a la versión anterior que aparecen en la versión en inglés.

INTRODUCCIÓN

Este comentario introductorio discute algunas de las consideraciones del Comité 318 en la redacción de los requisitos contenidos en “Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05)” el cual en adelante se llamará el reglamento o el reglamento del 2005. Se ha hecho énfasis en las explicaciones sobre el material nuevo o que fue revisado, acerca del cual los usuarios pueden no estar familiarizados. Además, se hacen comentarios sobre algunos aspectos que ya existían en versiones anteriores con el fin de independizar el presente comentario del comentario de las versiones anteriores. Los comentarios acerca de requisitos específicos se hacen en el capítulo y sección correspondiente.

El comentario no se redactó con el fin de dar una visión histórica del desarrollo del reglamento del ACI*, ni la intención fue resumir detalladamente las investigaciones y estudios, ni los datos contenidos en ellos, que fueron estudiadas por el comité para redactar los requisitos contenidos en el reglamento. No obstante, en algunos casos se indican las referencias bibliográficas de las investigaciones con el fin de quienes deseen estudiar en detalle el material de respaldo, lo puedan hacer.

Tal como lo indica su título “Requisitos de reglamento para concreto estructural” el documento se redacta para ser incluido como parte de un reglamento de construcción adoptado legalmente y como tal difiere substancialmente de otros documentos que presentan especificaciones, procedimientos recomendados, o ayudas y manuales de diseño.

El reglamento se redacta para que cubra todos los tipos usuales de edificaciones, grandes y pequeñas. Puede ser deseable utilizar requisitos más estrictos que los contenidos en el reglamento para construcciones poco comunes. El reglamento y su comentario no pueden reemplazar los conocimientos de ingeniería, la experiencia, ni el buen criterio.

Un reglamento para edificaciones prescribe únicamente los requisitos mínimos para proteger la salud y la seguridad del público. El reglamento se sustenta sobre este principio. Para cualquier estructura, el propietario o el diseñador estructural pueden exigir materiales o procedimientos constructivos mejores que los mínimos requeridos por el reglamento para proteger al público en general; no obstante, no se permiten inferiores.

* La historia del reglamento del ACI se presenta en Kerekes, Frank, and Reid, Harold B., Jr., “Fifty Years of Development in Building Code Requirements for Reinforced Concrete,” ACI JOURNAL, Proceedings V. 50, No. 6, Feb. 1954, p. 441. La filosofía de reglamento se discute en: Siess, Chester P., “Research, Building Codes, and Engineering Practice,” ACI JOURNAL, Proceedings V. 56, No. 5, May 1960, p. 1105.

El comentario llama la atención acerca de documentos diferentes los cuales sugieren procedimientos para cumplir los requisitos y objetivos del reglamento. No obstante, estos documentos y el comentario no hacen parte del reglamento.

El reglamento no tiene ninguna fuerza legal a menos que sea adoptado por la autoridad competente que regula y vigila el diseño y construcción de edificaciones. Donde no se haya adoptado, el reglamento sirve como una referencia de buena práctica a pesar de que no tenga ninguna fuerza jurídica.

El reglamento establece una base por medio de la cual se pueden formular los procedimientos para que la autoridad competente apruebe los diseños y la construcción. El reglamento y su comentario no se redactaron para ser utilizados en la solución de diferencias entre propietario, ingeniero, arquitecto, contratista, o sus delegados, subcontratistas, suministradores de materiales, o laboratorios de ensayos de materiales. Por esta razón, el reglamento no puede definir las responsabilidades contractuales de todas las partes que intervienen en un proyecto de construcción. En las especificaciones del proyecto deben evitarse las referencias generales que exigen cumplimiento del reglamento dado que el contratista de construcción generalmente no está en la posición de aceptar responsabilidad sobre detalles de diseño o requisitos constructivos que dependen en un conocimiento íntimo del proceso de diseño. En los contratos de construcción de proyecto diseño-construcción, sin embargo, comúnmente se combinan las responsabilidades del diseño y la construcción. En general, los planos, especificaciones, y documentos contractuales deben contener, por si solos, todas las indicaciones necesarias para asegurar que el reglamento se cumpla. Esto se puede lograr, parcialmente, haciendo referencia en las especificaciones a requisitos específicos del reglamento. Otras publicaciones, tales como “Specifications for Structural Concrete (ACI 301)”, se redactan específicamente para ser incluidas en los documentos contractuales de construcción.

Es deseable que todos los participantes en un proyecto que deban realizar trabajos regulados por el reglamento definan programas de ensayos y certificación. Existen para este propósito los programas de certificación de plantas del Precast/Prestressed Concrete Institute y la National Ready Mixed Concrete Association, los programas de certificación de personal del American Concrete Institute y el Post-Tensioning Institute, y el programa de certificación voluntaria para plantas que aplican recubrimientos epóxicos adheridos por fusión del Concrete Reinforcing Steel Institute. Además, la norma “Standard Specification for Agencies Engaged in the Testing and/or Inspection of Materials Used in Construction” (ASTM E 329-03) especifica requisitos de desempeño para organizaciones que realicen supervisión y ensayos en las construcciones.

Se puede obtener material descriptivo acerca de la aplicación del reglamento en los siguientes documentos, los cuales pueden adquirirse en la organización que los publica.

Guías y ayudas de diseño:

“ACI Design Handbook,” ACI Committee 340, Publication SP-17(97), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1997, 482 pp. (Contiene tablas y gráficos para el diseño por el método de diseño por resistencia de columnas cargadas excéntricamente. Incluye ayudas de diseño para ser utilizado en el diseño por parte de ingenieros de sistemas de losas en dos direcciones de concreto reforzado. Contiene ayudas de diseño para la selección del espesor de losa y del refuerzo requerido para controlar las deflexiones y asegurar una resistencia a la flexión y al cortante adecuada.)

“ACI Detailing Manual—2004,” ACI Committee 315, Publication SP-66(04), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2004, 212 pp. (Incluye la norma ACI 315-99 y el informe ACI 315R-04. Presenta métodos recomendados y las normas para preparar planos, detalles típicos, y planos de colocación del acero de refuerzo en estructuras de concreto reforzado. Los diferentes capítulos definen las responsabilidades tanto del ingeniero como de quien dobla y figura el acero de refuerzo.)

“Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R-92),” ACI Committee 201, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1992, 41 pp. (Describe las clases de deterioro del concreto. Contiene una descripción de los mecanismos asociados con el deterioro y los requisitos recomendados para los componentes del concreto, consideraciones acerca de la calidad de las mezclas de concreto, procedimientos constructivos, y la influencia de la exposición al medio ambiente. La sección R4.4.1 discute la diferencia en los límites requeridos para el ión cloruro en ACI 201.2R-92 y el reglamento.)

“Guide for the Design of Durable Parking Structures (362.1R-97 (reapproved 2002)),” ACI Committee 362, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1997, 40 pp. (Resume información práctica para el diseño por durabilidad de estructuras de estacionamiento de vehículos. Incluye, además, información sobre asuntos relacionados con la construcción y el mantenimiento de estructuras de estacionamiento.)

“CRSI Handbook,” Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, Ill., 9th Edition, 2002, 648 pp. (Contiene diseños tabulados de elementos estructurales y sistemas de losas. Incluye ejemplos de diseño que muestran las bases y la forma de utilizar la información tabulada. Contiene diseños tabulados de vigas; columnas de sección cuadradas, circular y rectangular; losas en una dirección; y sistemas de viguetas en una dirección. Las tablas de diseño de losas en dos direcciones incluyen placas planas, losas planas, y sistemas reticulares. Los capítulos para cimentaciones contienen tablas de diseño para zapatas cuadradas, zapatas con pilotes, pilas preexcavadas (caissons), y muros de contención en voladizo. Se presentan otras ayudas para control de la figuración, el desarrollo del refuerzo y los empalmes por traslapo.)

“Reinforcement Anchorages and Splices,” Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, Ill., 4th Edition, 1997, 100 pp. (Describe la práctica aceptada para empalmar el refuerzo. Incluye el uso de empalmes por traslapo, empalmes mecánicos, y empalmes soldados. La información de diseño cubre el desarrollo y los empalmes del refuerzo.)

“Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice,” Wire Reinforcement Institute, Hartford, CT, 6th Edition, Apr. 2001, 38 pp. (Describe los refuerzos electrosoldados de alambre, la nomenclatura empleada, incluyendo tablas de diámetros de los alambres y peso de las mallas. Enumera las normas, las propiedades y las limitaciones de fabricación. Incluye los últimos requisitos del reglamento que afectan las mallas electro soldadas. Contiene tablas de longitud de desarrollo y empalmes por traslapo. (Contiene tanto unidades inglesas y métricas.)

“Structural Welded Wire Reinforcement Detailing Manual,” Wire Reinforcement Institute, Hartford, CT, 1994, 252 pp. (Actualizado con información técnica vigente en páginas sueltas adicionales.) Este manual, además de incluir los requisitos de ACI 318 y ayudas de diseño, contiene además: instrucciones detalladas para el uso de malla electrosoldada en losas en una y dos direcciones; componentes preesforzados y/o prefabricados; columnas y vigas; muros vaciados en sitio; y losas sobre el terreno. Además, contiene tablas que comparan áreas de refuerzo y espaciamiento de alambre de alta resistencia soldado con acero de refuerzo convencional.

“Strength Design of Reinforced Concrete Columns,” Portland Cement Association, Skokie, Ill., 1978, 48 pp. (Incluye tablas de diseño de resistencia de columnas en términos de carga axial en kips [miles de libras] vs. momentos en ft-kip [pie-miles de libras] para resistencias del concreto de 5000 psi y acero de refuerzo Grado 60. Incluye ejemplos de diseño. Debe notarse que las tablas de diseño de la PCA no incluyen el factor de reducción de resistencia ϕ en los valores tabulados. Debe emplearse M_u/ϕ y P_u/ϕ cuando se use este manual.)

“PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete,” Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 5th Edition, 1999, 630 pp. (Incluye tablas de productos prefabricados y preesforzados industriales comunes, procedimientos de diseño y análisis para estos productos y para estructuras compuestas por ellos. Contiene ayudas de diseño y ejemplos.)

“Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete,” Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 2nd Edition, 1988, 270 pp. (Actualiza información disponible para el diseño de conexiones tanto para productos estructurales como arquitectónicos, y presenta una amplia gama de detalles típicos. Contiene ayudas de diseño y ejemplos.)

“PTI Post-Tensioning Manual,” Post-Tensioning Institute, Phoenix, 5th Edition, 1990, 406 pp. (Incluye un amplio cubrimiento de sistemas de postensado, especificaciones, ayudas de diseño de detalles constructivos.)

CONTENIDO

PARTE 1 – GENERALIDADES

CAPÍTULO 1 — REQUISITOS GENERALES	318-9
1.1 — Alcance	1.3 — Inspección
1.2 — Planos y especificaciones	1.4 — Aprobación de sistemas especiales de diseño o de construcción

CAPÍTULO 2 — NOTACIÓN Y DEFINICIONES	318-21
---	---------------

2.1 — Notación del Reglamento	2.2 — Definiciones
-------------------------------	--------------------

PARTE 2 – NORMAS PARA ENSAYOS Y MATERIALES

CAPÍTULO 3 — MATERIALES	318-43
--------------------------------------	---------------

3.1 — Ensayos de materiales	3.5 — Acero de refuerzo
3.2 — Cementos	3.6 — Aditivos
3.3 — Agregados	3.7 — Almacenamiento de materiales
3.4 — Agua	3.8 — Normas citadas

PARTE 3 – REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

CAPÍTULO 4 — REQUISITOS DE DURABILIDAD	318-55
---	---------------

4.1 — Relación agua-material cementante	4.3 — Exposición a sulfatos
4.2 — Exposición a congelamiento y deshielo	4.4 — Protección del refuerzo contra la corrosión

CAPÍTULO 5 — CALIDAD DEL CONCRETO, MEZCLADO Y COLOCACIÓN	318-61
---	---------------

5.1 — Generalidades	5.6 — Evaluación y aceptación del concreto
5.2 — Dosificación del concreto	5.7 — Preparación del equipo y del lugar de colocación
5.3 — Dosificación basada en la experiencia en obra y/o en mezclas de prueba	5.8 — Mezclado
5.4 — Dosificación cuando no se cuenta con experiencia en obra o mezclas de prueba	5.9 — Transporte
5.5 — Reducción de la resistencia promedio a la compresión	5.10 — Colocación
	5.11 — Curado
	5.12 — Requisitos para clima frío
	5.13 — Requisitos para clima cálido

CAPÍTULO 6 — CIMBRAS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN	318-79
--	---------------

6.1 — Diseño de cimbras	6.3 — Tuberías y ductos embebidos en el concreto
6.2 — Descimbrado, puntales y reapuntalamiento	6.4 — Juntas de construcción

CAPÍTULO 7 — DETALLES DEL REFUERZO	318-85
7.1 — Ganchos estándar	7.8 — Detalles especiales del refuerzo para columnas
7.2 — Diámetros mínimos de doblado	7.9 — Conexiones
7.3 — Doblado	7.10 — Refuerzo transversal para elementos a compresión
7.4 — Condiciones de la superficie del refuerzo	7.11 — Refuerzo transversal para elementos a flexión
7.5 — Colocación del refuerzo	7.12 — Refuerzo de retracción y temperatura
7.6 — Límites del espaciamiento del refuerzo	7.13 — Requisitos para la integridad estructural
7.7 — Protección de concreto para el refuerzo	

PARTE 4 – REQUISITOS GENERALES

CAPÍTULO 8 — ANÁLISIS Y DISEÑO — CONSIDERACIONES GENERALES	318-101
8.1 — Métodos de diseño	8.7 — Longitud del vano
8.2 — Cargas	8.8 — Columnas
8.3 — Métodos de análisis	8.9 — Disposición de la carga viva
8.4 — Redistribución de momentos negativos en elementos continuos sometidos a flexión	8.10 — Sistemas de vigas T
8.5 — Módulo de elasticidad	8.11 — Viguetas en losas nervadas
8.6 — Rigidez	8.12 — Acabado de piso separado

CAPÍTULO 9 — REQUISITOS DE RESISTENCIA Y FUNCIONAMIENTO	318-111
9.1 — Generalidades	9.4 — Resistencia de diseño para el refuerzo
9.2 — Resistencia requerida	9.5 — Control de deflexiones
9.3 — Resistencia de diseño	

CAPÍTULO 10 — FLEXIÓN Y CARGAS AXIALES	318-125
10.1 — Alcance	10.10 — Efectos de esbeltez en elementos a compresión
10.2 — Suposiciones de diseño	10.11 — Momentos magnificados — Generalidades
10.3 — Principios y requisitos generales	10.12 — Momentos magnificados — Estructuras sin desplazamiento lateral
10.4 — Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión	10.13 — Momentos magnificados — Estructuras con desplazamiento lateral
10.5 — Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión	10.14 — Elementos cargados axialmente que soportan sistemas de losas
10.6 — Distribución del refuerzo de flexión en vigas y losas en una dirección	10.15 — Transmisión de cargas de las columnas a través de losas de entrapado
10.7 — Vigas de gran altura	10.16 — Elementos compuestos sometidos a compresión
10.8 — Dimensiones de diseño para elementos a compresión	10.17 — Resistencia al aplastamiento
10.9 — Límites para el refuerzo de elementos a compresión	

CAPÍTULO 11 — CORTANTE Y TORSIÓN	318-155
11.1 — Resistencia al cortante	11.6 — Diseño para torsión
11.2 — Concreto liviano	11.7 — Cortante por fricción
11.3 — Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados	11.8 — Vigas altas
11.4 — Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos preesforzados	11.9 — Disposiciones especiales para ménsulas y cartelas
11.5 — Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante	11.10 — Disposiciones especiales para muros
	11.11 — Transmisión de momentos a las columnas
	11.12 — Disposiciones especiales para losas y zapatas

CAPÍTULO 12 — LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO 318-203

12.1 — Desarrollo del refuerzo — Generalidades	12.11 — Desarrollo del refuerzo para momento positivo
12.2 — Desarrollo de barras corrugadas y de alambres corrugados a tracción	12.12 — Desarrollo del refuerzo para momento negativo
12.3 — Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión	12.13 — Desarrollo del refuerzo del alma
12.4 — Desarrollo de paquetes de barras	12.14 — Empalmes del refuerzo — Generalidades
12.5 — Desarrollo de ganchos estándar en tracción	12.15 — Empalmes de alambres y barras corrugadas a tracción
12.6 — Anclaje mecánico	12.16 — Empalmes de barras corrugadas a compresión
12.7 — Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado a tracción	12.17 — Requisitos especiales de empalmes para columnas
12.8 — Desarrollo de refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción	12.18 — Empalmes de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado a tracción
12.9 — Desarrollo de tonos de preesforzado	12.19 — Empalmes de refuerzo electrosoldado de alambre liso a tracción
12.10 — Desarrollo del refuerzo de flexión — Generalidades	

PARTE 5 – SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES**CAPÍTULO 13 — SISTEMAS DE LOSA EN DOS DIRECCIONES 318-231**

13.1 — Alcance	13.5 — Procedimientos de diseño
13.2 — Definiciones	13.6 — Método de diseño directo
13.3 — Refuerzo de la losa	13.7 — Método del pórtico equivalente
13.4 — Aberturas en los sistemas de losas	

CAPÍTULO 14 — MUROS 318-251

14.1 — Alcance	14.5 — Método empírico de diseño
14.2 — Generalidades	14.6 — Muros no portantes
14.3 — Refuerzo mínimo	14.7 — Muros empleados como vigas de cimentación
14.4 — Muros diseñados como elementos en compresión	14.8 — Diseño alternativo para muros esbeltos

CAPÍTULO 15 — ZAPATAS 318-257

15.1 — Alcance	15.6 — Desarrollo del refuerzo en zapatas
15.2 — Cargas y reacciones	15.7 — Altura mínima de las zapatas
15.3 — Zapatas que soportan columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular	15.8 — Transmisión de fuerzas en la base de columnas, muros o pedestales reforzados
15.4 — Momentos en zapatas	15.9 — Zapatas inclinadas o escalonadas
15.5 — Cortante en zapatas	15.10 — Zapatas combinadas y losas de cimentación

CAPÍTULO 16 — CONCRETO PREFABRICADO 318-265

16.1 — Alcance	16.7 — Elementos embebidos después de la colocación del concreto
16.2 — Generalidades	16.8 — Marcas e identificación
16.3 — Distribución de fuerzas entre elementos	16.9 — Manejo
16.4 — Diseño de los elementos	16.10 — Evaluación de la resistencia de estructuras prefabricadas
16.5 — Integridad estructural	
16.6 — Diseño de las conexiones y apoyos	

CAPÍTULO 17 — ELEMENTOS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDOS A FLEXIÓN 318-273

- | | |
|-----------------------|---|
| 17.1 — Alcance | 17.4 — Resistencia al cortante vertical |
| 17.2 — Generalidades | 17.5 — Resistencia al cortante horizontal |
| 17.3 — Apuntalamiento | 17.6 — Estribos para cortante horizontal |

CAPÍTULO 18 — CONCRETO PREESFORZADO 318-277

- | | |
|---|--|
| 18.1 — Alcance | 18.12 — Sistemas de losas |
| 18.2 — Generalidades | 18.13 — Zona de anclaje de tendones postensados |
| 18.3 — Suposiciones de diseño | 18.14 — Diseño de las zonas de anclaje para tendones de un alambre o barras de 16 mm de diámetro |
| 18.4 — Requisitos de funcionamiento — Elementos sometidos a flexión | 18.15 — Diseño de las zonas de anclaje para tendones de varios torones |
| 18.5 — Esfuerzos admisibles en el acero de preesforzado | 18.16 — Protección contra la corrosión de tendones de preesforzado no adheridos |
| 18.6 — Pérdidas de preesfuerzo | 18.17 — Ductos para postensado |
| 18.7 — Resistencia a flexión | 18.18 — Mortero de inyección para tendones adheridos |
| 18.8 — Límites del refuerzo en elementos sometidos a flexión | 18.19 — Protección del acero de preesforzado |
| 18.9 — Refuerzo mínimo adherido | 18.20 — Aplicación y medición de la fuerza de preesfuerzo |
| 18.10 — Estructuras estáticamente indeterminadas | 18.21 — Anclajes y conectores para postensado |
| 18.11 — Elementos a compresión — Carga axial y flexión combinadas | 18.22 — Postensado externo |

CAPÍTULO 19 — CÁSCARAS Y LOSAS PLEGADAS 318-307

- | | |
|--|-------------------------------|
| 19.1 — Alcance y definiciones | 19.4 — Refuerzo de la cáscara |
| 19.2 — Análisis y diseño | 19.5 — Construcción |
| 19.3 — Resistencia de diseño de los materiales | |

PARTE 6 – CONSIDERACIONES ESPECIALES**CAPÍTULO 20 — EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES 318-315**

- | | |
|---|---|
| 20.1 — Evaluación de la resistencia — Generalidades | 20.5 — Criterio de aceptación |
| 20.2 — Determinación de las dimensiones y propiedades de los materiales | 20.6 — Disposiciones para la aceptación de cargas de servicio menores |
| 20.3 — Procedimiento para la prueba de carga | 20.7 — Seguridad |
| 20.4 — Criterio de carga | |

CAPÍTULO 21 — DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO..... 318-321

- | | |
|---|---|
| 21.1 — Definiciones | 21.8 — Muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado |
| 21.2 — Requisitos generales | 21.9 — Diafragmas y cerchas estructurales |
| 21.3 — Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento | 21.10 — Cimentaciones |
| 21.4 — Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento | 21.11 — Elementos no designados como parte del sistema resistente a fuerzas laterales |
| 21.5 — Nudos en pórticos especiales resistentes a momento | 21.12 — Requisitos para pórticos intermedios resistentes a momento |
| 21.6 — Pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado | 21.13 — Muros estructurales intermedios de concreto prefabricado |
| 21.7 — Muros estructurales especiales de concreto reforzado y vigas de acople | |

REGLAMENTO

COMENTARIO

PARTE 7 — CONCRETO ESTRUCTURAL SIMPLE

CAPÍTULO 22 — CONCRETO ESTRUCTURAL SIMPLE.....	318-363
22.1 — Alcance	22.7 — Zapatas
22.2 — Limitaciones	22.8 — Pedestales
22.3 — Juntas	22.9 — Elementos prefabricados
22.4 — Método de diseño	22.10 — Concreto simple en estructuras resistentes a sismos
22.5 — Diseño por resistencia	
22.6 — Muros	

APÉNDICES

APÉNDICE A — MODELOS PUNTAL-TENSOR 318-373

A.1 — Definiciones	A.4 — Resistencia de los tensores
A.2 — Procedimiento de diseño del modelo puntal-tensor	A.5 — Resistencia de las zonas nodales
A.3 — Resistencia de los puntales	

APÉNDICE B — DISPOSICIONES ALTERNATIVAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO Y PREESFORZADO SOMETIDOS A FLEXIÓN Y A COMPRESIÓN..... 318-387

B.1 — Alcance	B.18.1 — Alcance
B.8.4 — Redistribución de momentos negativos en elementos continuos no preesforzados en flexión	B.18.8 — Límites del refuerzo en elementos sometidos a flexión

APÉNDICE C — FACTORES DE CARGA Y REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA ALTERNATIVOS 318-395

C.1 — Generalidades	C.3 — Resistencia de diseño
C.2 — Resistencia requerida	

APÉNDICE D — ANCLAJE AL CONCRETO 318-401

D.1 — Definiciones	D.6 — Requisitos de diseño para solicitaciones de cortante
D.2 — Alcance	D.7 — Interacción de las fuerzas de tracción y cortante
D.3 — Requisitos generales	D.8 — Distancias al borde, espaciamientos y espesores requeridos para evitar las fallas por hendimiento
D.4 — Requisitos generales para la resistencia de los anclajes	D.9 — Instalación de los anclajes
D.5 — Requisitos de diseño para cargas de tracción	

APÉNDICE E — INFORMACIÓN ACERCA DEL ACERO DE REFUERZO 318-429**APÉNDICE F — EQUIVALENCIA ENTRE EL SISTEMA SI, EL SISTEMA MKS, Y EL SISTEMA INGLÉS DE LAS ECUACIONES NO HOMOGÉNEAS DEL REGLAMENTO 318-431****REFERENCIAS DEL COMENTARIO 318-437****GLOSARIO INGLÉS-ESPAÑOL 318-457****GLOSARIO ESPAÑOL-INGLÉS 318-471****ÍNDICE 318-485**

REGLAMENTO

COMENTARIO

PARTE 1 — GENERAL

CAPÍTULO 1 — REQUISITOS GENERALES

REGLAMENTO

COMENTARIO

1.1 — Alcance

1.1.1 — Este reglamento proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos de concreto estructural de cualquier estructura construida según los requisitos del reglamento general de construcción legalmente adoptado, del cual este reglamento forma parte. En lugares en donde no se cuente con un reglamento de construcción legalmente adoptado, este reglamento define las disposiciones mínimas aceptables en la práctica del diseño y la construcción.

Para el concreto estructural, f'_c no debe ser inferior a 17 MPa. No se establece un valor máximo para f'_c salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica del reglamento.

R1.1 — Alcance

Los “**Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-05)**” del American Concrete Institute, proporcionan los requisitos mínimos para cualquier diseño o construcción de concreto estructural.

El reglamento de 2005 revisa la versión anterior de “**Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-02)**”. Este reglamento incluye en un sólo documento las reglas para todo concreto usado con propósitos estructurales, incluyendo tanto al concreto simple como el concreto reforzado. El término “concreto estructural” se usa para referirse a todo concreto simple o reforzado usado con fines estructurales. Esto cubre el espectro de usos estructurales del concreto desde el concreto simple hasta el concreto con refuerzo no preesforzado, con acero de preesforzado, o secciones compuestas con perfiles de acero o tuberías. Los requisitos para el concreto simple se encuentran en el capítulo 22.

En el reglamento se incluye el concreto preesforzado dentro de la definición de concreto reforzado. Las disposiciones de este reglamento aplican al concreto preesforzado, excepto cuando se refiera explícitamente a concreto no preesforzado.

El capítulo 21 del reglamento contiene disposiciones especiales para el diseño y detallado de estructuras resistentes a sismos. Véase la sección 1.1.8.

En la edición 1999 del reglamento y en las anteriores, el Apéndice A contenía las disposiciones para un método alternativo de diseño para elementos de concreto no preesforzado empleando cargas de servicio (sin factores de carga) y esfuerzos admisibles de servicio. La intención del Método Alternativo de Diseño era dar resultados algo más conservadores que los diseños por el Método de Diseño por Resistencias del reglamento. El Método Alternativo de Diseño del reglamento de 1999 puede ser utilizado en lugar de las secciones que correspondan de este reglamento.

El Apéndice A de este reglamento contiene disposiciones para el diseño de regiones cercanas a discontinuidades geométricas o cambios abruptos en las cargas.

El Apéndice B de este reglamento contiene las disposiciones para los límites de refuerzo basados en la expresión $0.75\rho_b$, para la determinación de los factores de reducción de resistencia ϕ , y para la redistribución de momentos que se encontraban en el reglamento hasta la edición de 1999. Estas disposiciones son aplicables a los elementos de concreto tanto

REGLAMENTO**COMENTARIO**

reforzado como preesforzado. Los diseños que se hagan usando el Apéndice B son igualmente aceptables que los que

REGLAMENTO

COMENTARIOS

1.1.2 — Este reglamento complementa al reglamento general de construcción, y rige en todos los aspectos relativos al diseño y a la construcción de concreto estructural, excepto en los casos en que este reglamento entre en conflicto con el reglamento general de construcción legalmente adoptado.

1.1.3 — Este reglamento rige en todo lo concerniente al diseño, construcción y propiedades de los materiales en todos los casos en que entre en conflicto con los requisitos contenidos en otras normas a las que se haga referencia en él.

1.1.4 — Para estructuras especiales tales como arcos, tanques, estanques, depósitos y silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de este reglamento regirán cuando sean aplicables. Véase también 22.1.2.

se encuentran en el cuerpo del reglamento, siempre que las disposiciones del Apéndice B sean usadas en su totalidad.

El Apéndice C del reglamento del año 2002 permite el uso de las combinaciones de mayoración de carga con los factores de carga dados en el Capítulo 9 de la edición de 1999.

El Apéndice D contiene disposiciones para el anclaje al concreto.

R1.1.2 — El American Concrete Institute recomienda que el ACI 318 sea adoptado en su totalidad; sin embargo, se reconoce que cuando se incluye como parte de un reglamento general de construcciones legalmente adoptada, tal reglamento general puede modificar sus disposiciones.

R1.1.4 — Algunas estructuras especiales conllevan problemas particulares de diseño y construcción que no están cubiertos en el reglamento. No obstante, muchas de las disposiciones del reglamento, tales como calidad del concreto y principios de diseño, son aplicables a estas estructuras. En las siguientes publicaciones del ACI se dan recomendaciones detalladas para el diseño y la construcción de algunas estructuras especiales:

“Standard Practice for the Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys” presentada por el Comité ACI 307^{1.1} (proporciona requisitos para los materiales, el diseño y la construcción de chimeneas circulares de concreto reforzado construidas en sitio, incluyendo las cargas recomendadas para el diseño y los métodos para determinar esfuerzos en el concreto y en el refuerzo debido a estas cargas).

“Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials” presentada por el Comité ACI 313^{1.2} (proporciona los requisitos para los materiales, el diseño y la construcción de estructuras de concreto reforzado, tolvas, silos, depósitos subterráneos y silos construidos con dovelas para almacenar materiales granulares. Incluye criterios para el diseño y construcción basados en estudios analíticos y experimentales y en la experiencia mundial en el diseño y la construcción de silos.)

“Environmental Engineering Concrete Structures”, presentada por el comité ACI 350^{1.3} (proporciona recomendaciones para los materiales, el diseño y la construcción de tanques, estanques y otras estructuras comúnmente utilizadas en obras para el tratamiento de aguas y desechos, donde se requiere un concreto impermeable, denso, y con alta resistencia al ataque de productos químicos. Enfatiza un diseño estructural que reduzca al mínimo la

REGLAMENTO

COMENTARIO

1.1.5 — Este reglamento no controla el diseño e instalación de las porciones de pilotes de concreto, pilas excavadas y cajones de cimentación que quedan enterrados en el suelo, excepto para estructuras ubicadas en regiones de riesgo sísmico alto o a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico alto. En la sección 21.10.4 pueden verse los requisitos para pilotes de concreto, pilas excavadas y cajones de cimentación en estructuras ubicadas en regiones de riesgo sísmico alto o a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico alto.

1.1.6 — Este reglamento no rige para el diseño y construcción de losas apoyadas en el suelo, a menos que la losa transmita cargas verticales o laterales desde otras partes de la estructura al suelo.

posibilidad de fisuración y permita utilizar equipos que vibren y otras cargas especiales. Asimismo, se describe la dosificación del concreto, la colocación, el curado y la protección del concreto contra productos químicos. El diseño y el espaciamiento de las juntas reciben especial atención).

“**Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures**”, presentada por el Comité ACI 349^{1.4} (proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de aquellas estructuras de concreto que forman parte de una planta de energía nuclear, y que tienen funciones relacionadas con la seguridad nuclear. Este reglamento no cubre ni los recipientes para los reactores ni las estructuras de los contenedores hechas de concreto, las cuales están regidas por el ACI 359.)

“**Code for Concrete Reactor Vessels and Containments**”, presentada por el Comité ACI-ASME 359^{1.5} (proporciona los requisitos para el diseño, construcción y uso de concreto para los recipientes de reactores y estructuras de los contenedores de concreto para las plantas de energía nuclear.)

R1.1.5 — El reglamento general de construcciones debe regular el diseño y la instalación de pilotes totalmente enterrados en el suelo. Para los segmentos de pilotes que permanezcan en el aire o en el agua, o en suelos incapaces de proporcionar un soporte lateral adecuado a lo largo de toda la extensión del pilote a fin de evitar el pandeo, las disposiciones de diseño de este reglamento solamente rigen cuando sean aplicables.

En “**Recommendations for Design, Manufacture and Installation of Concrete Piles**”, presentada por el Comité ACI 543^{1.6} se dan recomendaciones detalladas para los pilotes de concreto. (Proporciona recomendaciones para el diseño y el uso de la mayoría de los tipos de pilote de concreto utilizados en diversas clases de estructuras).

En “**Design and Construction of Drilled Piers**”, presentada por el Comité ACI 336^{1.7} se dan recomendaciones detalladas para las pilas. (Proporciona recomendaciones para el diseño y la construcción de pilas de cimentación de 0.75 m de diámetro o más, donde el concreto se coloca directamente en la excavación realizada en el sitio.)

En “**Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling**”, preparado por el Comité del PCI sobre Pilotes Preesforzados de Concreto, se dan recomendaciones detalladas para estos elementos.^{1.8}

R1.1.6 — Se pueden encontrar recomendaciones detalladas para el diseño y construcción de losas y pisos apoyados en el suelo, que no transmiten cargas verticales o fuerzas laterales desde otras partes de la estructura al suelo, y para las losas de piso postensadas residenciales, en las siguientes publicaciones:

“**Design of Slab on Grade**” del Comité ACI 360^{1.9} (presenta información sobre el diseño de losas de piso, principalmente industriales y las losas adyacentes a ellas. El informe cubre la

REGLAMENTO

COMENTARIO

1.1.7 — Concreto sobre tableros permanentes de acero (steel form deck)

1.1.7.1 — El diseño y construcción de losas de concreto estructural, construidas sobre plataformas permanentes de acero consideradas como no compuestas, está regido por este reglamento.

1.1.7.2 — Este reglamento no rige para el diseño de losas de concreto estructural construidas sobre plataformas permanentes de acero consideradas como compuestas. El concreto usado en la construcción de tales losas debe estar regido por las partes 1, 2 y 3 de este reglamento, cuando sea aplicable.

1.1.8 — Disposiciones especiales para proporcionar resistencia sísmica

1.1.8.1 — En regiones de riesgo sísmico bajo o en estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico bajo no deben aplicarse las disposiciones del capítulo 21.

planificación, diseño y detallado de las losas. La información de respaldo sobre las teorías de diseño es seguida por la discusión sobre el sistema de soporte del suelo, cargas y tipos de losas. Se dan métodos de diseño para losas de concreto de retracción compensada y losas de concreto postensado).

“**Design of Post-Tensioned Slabs-on-Ground**”, PTI^{1.10} (incluye recomendaciones para losas de piso postensadas. Da guías para la exploración geotécnica, el diseño y construcción de losas residenciales postensadas y losas comerciales livianas sobre suelos expansivos o compresibles).

R1.1.7 — Concreto sobre tableros permanentes de acero (steel form deck)

En estructuras de acero, es práctica común construir las losas de piso de concreto sobre tableros permanentes de acero. En todos los casos, la plataforma sirve como encofrado y puede, en algunos casos, cumplir una función estructural adicional.

R1.1.7.1 — En su aplicación más básica, la plataforma de acero sirve como encofrado y el concreto cumple una función estructural y, por lo tanto, debe diseñarse para resistir todas las cargas.

R1.1.7.2 — Otro tipo de plataforma permanente de acero usado comúnmente desarrolla una acción compuesta entre el concreto y la plataforma de acero. En este tipo de construcción, la plataforma de acero sirve como refuerzo para momento positivo. El diseño de losas compuestas sobre plataformas de acero está regulada por “**Standard for the Structural Design of Composite Slabs**” (ANSI/ASCE 3)^{1.11}. Sin embargo, ANSI/ASCE 3 hace referencia a las secciones apropiadas del ACI 318 para el diseño y construcción de la parte de concreto del sistema compuesto. En “**Standard Practice for Construction and Inspection of Composite Slabs**”, (ANSI/ASCE 9)^{1.12} se dan guías para la construcción de losas compuestas sobre plataformas permanentes de acero.

R1.1.8 — Disposiciones especiales para proporcionar resistencia sísmica

En la edición 1971 del ACI 318 se introdujeron por primera vez, en el apéndice A de esa edición, disposiciones especiales para diseño sísmico, y se continuaron sin revisión en el ACI 318-77. Originalmente se pretendía que las disposiciones fueran aplicables sólo a estructuras de concreto reforzado ubicadas en regiones de mayor sismicidad.

En la edición 1983, las disposiciones especiales fueron extensivamente revisadas para incluir nuevos requisitos para ciertos sistemas resistentes a sismos en regiones de sismicidad moderada. En 1989 las disposiciones especiales fueron transferidas al Capítulo 21.

R1.1.8.1 — Para estructuras ubicadas en regiones de riesgo sísmico bajo, o en estructuras a las que se ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico bajo no se

REGLAMENTO

COMENTARIO

requiere diseño o detallado especial; son aplicables los requisitos generales del cuerpo principal del reglamento para

REGLAMENTO

1.1.8.2 — En regiones de riesgo sísmico moderado o alto o en estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico intermedio o alto deben satisfacerse las disposiciones del capítulo 21. Véase la sección 21.2.1

1.1.8.3 — El nivel de riesgo sísmico de una región, o el comportamiento sísmico o la categoría de diseño de una estructura, están regulados por el reglamento general de construcción legalmente adoptado, del cual este reglamento forma parte, o ser definido por las autoridades locales competentes.

COMENTARIO

diseñar y detallar estructuras de concreto reforzado. La intención del Comité 318 es que las estructuras de concreto diseñadas siguiendo la parte principal del reglamento suministren un nivel de tenacidad adecuado para sismos de baja intensidad.

R1.1.8.2 — Para las estructuras ubicadas en regiones de riesgo sísmico moderado, o en estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico intermedio, los pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado diseñados para resistir efectos sísmicos requieren detalles especiales de refuerzo como se especifica en la sección 21.12. Los detalles especiales se aplican sólo a las vigas, columnas y losas a las que se haya asignado fuerzas inducidas por sismo en el diseño. Los detalles especiales de refuerzo sirven para lograr un nivel adecuado de comportamiento inelástico si la estructura se ve afectada por un sismo de tal intensidad que requiera que se responda inelásticamente. Para estructuras situadas en regiones de riesgo sísmico moderado, o designadas como de comportamiento o categoría de diseño sísmico intermedio, no existen en el Capítulo 21 requisitos para muros estructurales construidos en sitio diseñados para resistir efectos sísmicos, o para otros elementos estructurales que no forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales. Para paneles de muro prefabricados, diseñados para resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos, los requisitos especiales para las conexiones entre paneles o entre los paneles y la cimentación se encuentran especificados en la sección 21.13. Los muros estructurales construidos en sitio diseñados cumpliendo con los requisitos de los Capítulos 1 al 18 y el Capítulo 22 se considera que tienen la tenacidad suficiente para los niveles de deriva esperados para estas estructuras.

Para estructuras ubicadas en regiones de riesgo sísmico alto, o en estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico alto, todos los elementos de la edificación que forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales, incluyendo la cimentación (excepto las cimentaciones de concreto simple como lo permite la sección 22.10.1) tienen que satisfacer los requisitos de la sección 21.2 a 21.10 del capítulo 21. Además, los elementos de la estructura que no se consideran en el diseño como parte integrante del sistema resistente a fuerzas laterales deben cumplir con la sección 21.11. Las disposiciones especiales de diseño y detallado del Capítulo 21 tienen la intención de producir una estructura monolítica de concreto reforzado o estructura de concreto prefabricado, con suficiente “tenacidad” para responder inelásticamente a movimientos sísmicos severos. Véase también la sección R21.2.1.

R1.1.8.3 — Los niveles de riesgo sísmico (mapas de zonificación sísmica) y las categorías de comportamiento o diseño sísmico están bajo la jurisdicción del reglamento general de construcción y no del ACI 318. Se realizaron cambios en la terminología de la edición del reglamento de 1999 para que fuese compatible con las últimas ediciones de los reglamentos modelo generales de construcción en uso en los Estados Unidos. Por ejemplo, se introdujo la frase

REGLAMENTO

CONTENIDORIO

“categorías de comportamiento sísmico o de diseño”. En la última década, la forma de expresar los niveles de riesgo sísmico en los reglamentos de construcción en los Estados Unidos ha cambiado. Primero se representaban en términos de zonas sísmicas. En las ediciones recientes de “BOCA National Building Code” (NBC)^{1.13} y de “Standard Building Code” (SBC)^{1.14}, que se basan en la edición de 1991 del NEHRP^{1.15}, el riesgo se encuentra expresado no solamente como una función de la intensidad esperada del movimiento del suelo sobre roca sólida, sino también de la naturaleza de la ocupación y uso de la estructura. Estos dos aspectos se encuentran considerados al asignarle a la estructura una Categoría de Comportamiento Sísmico (SPC – Seismic Performance Category), la que a su vez se utiliza para activar los diferentes niveles de exigencias de detallado para la estructura. El “International Building Code” (IBC)^{1.16, 1.17} del 2000 y 2003 y el NFPA 5000 “Building Construction and Safety Code”^{1.18}, edición 2003, también consideran los efectos de amplificación del movimiento del terreno debida al suelo subyacente al asignar el riesgo sísmico. Bajo los códigos IBC y NFPA, a cada estructura se le asigna una Categoría de Diseño Sísmico (SDC – Seismic Design Category). Entre sus diversos usos, el SDC activa los diferentes niveles de exigencias del detallado. En la tabla R1.1.8.3 se correlaciona el riesgo sísmico alto, moderado/intermedio y bajo, que ha sido la terminología usada en muchas ediciones de este reglamento, con los diversos métodos de asignación el riesgo actualmente en uso en los Estados Unidos por los diferentes reglamentos modelo generales de construcción, la Norma ASCE 7 y las disposiciones recomendadas por NEHRP.

TABLA R1.1.8.3 — CORRELACIÓN ENTRE LA TERMINOLOGÍA RELACIONADA CON LOS SISMOS EN LOS REGLAMENTOS MODELO

Reglamento, norma o documento de referencia y edición	Nivel de riesgo sísmico o, comportamiento sísmico o categorías de diseño asignadas como se definen en las secciones señaladas de este Reglamento		
	Bajo (21.2.1.2)	Moderado/ Intermedio (21.2.1.3)	Alto (21.2.1.4)
IBC 2000, 2003; NFPA 5000, 2003; ASCE 7-98, 7-02; NEHRP 1997, 2000	SDC ¹ A, B	SDC C	SDC D, E, F
BOCA National Building Code 1993, 1996, 1999; Standard Building Code 1994, 1997, 1999; ASCE 7-93, 7-95; NEHRP 1991, 1994	SPC ² A, B	SPC C	SPC D; E
Uniform Building Code 1991, 1994, 1997	Zona sísmica 0, 1	Zona sísmica 2	Zona sísmica 3, 4

¹SDC = *Categoría de Diseño Sísmico* (Seismic Design Category) como se define en el reglamento, norma o documento de referencia.

²SPC = *Categoría de Comportamiento Sísmico* (Seismic Performance Category) como se define en el reglamento, norma o documento de referencia.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

En ausencia de un reglamento general de construcción que considere las cargas sísmicas y la zonificación sísmica, es la intención del Comité 318 que las autoridades locales (ingenieros, geólogos y la autoridad competente) decidan sobre la necesidad y adecuada aplicación de las disposiciones especiales para el diseño sísmico. Los mapas de movimientos sísmicos del terreno o mapas de zonificación sísmica tales como los recomendados en las Referencias 1.17, 1.19 y 1.20 son adecuados para correlacionar el riesgo sísmico.

1.2 — Planos y especificaciones

1.2.1 — Las copias de los planos de diseño, de los detalles típicos y de las especificaciones para toda construcción de concreto estructural deben llevar la firma (o sello registrado) de un ingeniero registrado o arquitecto. Estos planos, detalles y especificaciones deben incluir:

- (a) Nombre y fecha de publicación del reglamento y sus suplementos de acuerdo con los cuales está hecho el diseño;
- (b) Carga viva y otras cargas utilizadas en el diseño;
- (c) Resistencia especificada a la compresión del concreto a las edades o etapas de construcción establecidas, para las cuales se diseñó cada parte de la estructura;
- (d) Resistencia especificada o tipo de acero del refuerzo;
- (e) Tamaño y localización de todos los elementos estructurales, refuerzo y anclajes;
- (f) Precauciones por cambios en las dimensiones producidos por flujo plástico, retracción y temperatura;
- (g) Magnitud y localización de las fuerzas de preesforzado;
- (h) Longitud de anclaje del refuerzo y localización y longitud de los empalmes por traslapo;
- (i) Tipo y localización de los empalmes soldados y mecánicos del refuerzo;
- (j) Ubicación y detallado de todas las juntas de contracción o expansión especificadas para concreto simple en el Capítulo 22;
- (k) Resistencia mínima a compresión del concreto en el momento de postensar;
- (l) Secuencia de tensionamiento de los tendones de postensado;
- (m) Indicación de si una losa apoyada en el suelo se ha diseñado como diafragma estructural, véase la

R1.2 — Planos y especificaciones

R1.2.1 — Las disposiciones respecto a la preparación de los planos de diseño y las especificaciones son, por lo general, congruentes con las de la mayoría de los reglamentos generales de construcción y pueden utilizarse como suplementarias.

El reglamento enumera algunos de los ítems de información más importante que deben incluirse en los planos, detalles o especificaciones de diseño. Sin embargo, no se pretende que el reglamento contenga una lista exhaustiva de ellos, además la autoridad competente puede requerir algunos ítems adicionales.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

sección 21.10.3.4.

1.2.2 — Los cálculos correspondientes al diseño se deben conservar junto con los planos cuando así lo requiera la autoridad competente. Se puede hacer el análisis y diseño por medio de programas de computación siempre que se entreguen las suposiciones de diseño, los datos de entrada y los resultados generados por el programa. Se puede usar análisis de modelos para complementar los cálculos.

1.2.3 — Por autoridad competente se entiende el funcionario o cualquier autoridad encargada de administrar y hacer cumplir este reglamento, o su representante debidamente autorizado.

1.3 — Inspección

1.3.1 — Las construcciones de concreto deben ser inspeccionadas según el reglamento general de construcción legalmente adoptado. En ausencia de tales

R1.2.2 — Los resultados computacionales documentados son aceptables en vez de los cálculos manuales. El alcance de la información de entrada y salida requerido varía de acuerdo con los requisitos específicos de la autoridad competente. Sin embargo, cuando el diseñador haya utilizado un programa de computación, normalmente sólo se requieren los datos básicos. Estos deben contener la suficiente información acerca de los datos de entrada y los resultados, así como cualquier otra información necesaria, con el fin de permitir a la autoridad competente efectuar una revisión detallada y hacer comparaciones utilizando otro programa o cálculos manuales. Los datos de entrada deben contener una identificación de la designación del elemento, las cargas aplicadas y las longitudes de los vanos. Los resultados correspondientes deben incluir la designación del elemento y los momentos, cortantes y reacciones en puntos relevantes del vano. Para el diseño de columnas se sugiere incluir los factores de amplificación de momentos en los datos de salida, cuando sean aplicables.

El reglamento permite emplear el análisis de modelos para complementar el análisis estructural y los cálculos de diseño. Debe proporcionarse la documentación del análisis de modelos con los cálculos respectivos. El análisis de modelos debe ser llevado a cabo por un ingeniero o arquitecto con experiencia en esta técnica.

R1.2.3 — “Autoridad Competente” es el término empleado por muchos reglamentos generales de construcción para identificar a la persona encargada de administrar y vigilar el cumplimiento de las disposiciones del reglamento de construcción. Sin embargo, términos tales como “Comisionado de Construcciones” o “Inspector de Construcciones” son variaciones del mismo título, y el término “Autoridad Competente”, utilizando en el ACI 318, pretende incluir esas variantes, así como otros que se usan en el mismo sentido.

R1.3 — Inspección

La calidad de las estructuras de concreto reforzado depende en gran medida de la mano de obra empleada en la construcción. Los mejores materiales y la mejor práctica de diseño carecen de efectividad, a menos que la construcción se haya realizado bien. La inspección es necesaria para confirmar que la construcción se ajusta a los planos de diseño y las especificaciones del proyecto. El comportamiento adecuado de la estructura depende de que la construcción represente correctamente al diseño y cumpla con los requisitos del reglamento, y se haya llevado a cabo dentro de las tolerancias permitidas. La calificación de los inspectores puede lograrse por medio de programas de certificación como el “ACI Certification Program for Concrete Construction Special Inspector”.

R1.3.1 — Debe considerarse la posibilidad de que la inspección de la construcción se lleve a cabo por o bajo la supervisión del profesional de diseño registrado, ya que la

REGLAMENTO**COMENTARIO**

requisitos de inspección, las construcciones de concreto deben ser inspeccionadas durante todas las etapas de la obra por, o bajo la supervisión de, un profesional de diseño registrado estructural o por un inspector calificado.

persona encargada del diseño es la mejor calificada para comprobar si la construcción está de acuerdo con los documentos de construcción. Cuando las condiciones no permitan esto, puede realizarse la inspección de la construcción a través de otros profesionales de diseño registrados, o mediante organismos independientes con capacidad demostrada para llevar a cabo la inspección.

Los inspectores calificados deben demostrar su competencia certificándose para inspeccionar y registrar los resultados de la construcción con concreto, incluyendo su preparación antes de la colocación, la colocación y las operaciones posteriores a la colocación a través del programa “ACI Inspector Certification Program: Concrete Construction Special Inspector”.

Cuando la inspección se hace en forma independiente del profesional de diseño registrado, es recomendable que el profesional de diseño registrado sea contratado al menos para supervisar la inspección y para observar el trabajo y ver que los requisitos de diseño se están ejecutando de manera adecuada.

En algunas jurisdicciones, la legislación ha establecido procedimientos especiales de registro o de licencias para personas que desempeñen ciertas funciones de inspección. Debe verificarse en el reglamento de construcción local, o con la autoridad competente, si existe alguno de esos requisitos en una jurisdicción específica.

Los registros de inspección deben ser rápidamente remitidos al propietario, al profesional de diseño registrado, al contratista y a los subcontratistas que corresponda, a los proveedores que corresponda y a la autoridad competente para permitir la identificación oportuna del cumplimiento o de la necesidad de tomar medidas correctivas.

La responsabilidad de la inspección y el grado de inspección requeridos deben establecerse en los contratos entre el propietario, arquitecto, ingeniero, contratista e inspector. Deben señalarse unos honorarios adecuados al trabajo, así como también el equipo necesario para realizar debidamente la inspección.

1.3.2 — El inspector debe exigir el cumplimiento de los planos y especificaciones de diseño. A menos que se especifique otra cosa en el reglamento general de construcción legalmente adoptado, los registros de inspección deben incluir:

- (a) Calidad y dosificación de los materiales del concreto y la resistencia del concreto;
- (b) Colocación y remoción de cimbras y apuntalamientos;
- (c) Colocación del refuerzo y anclajes;
- (d) Mezclado, colocación y curado del concreto;
- (e) Secuencia de montaje y conexión de elementos

R1.3.2 — Por inspección el reglamento no implica que el inspector deba supervisar las operaciones de construcción. Más bien significa que el encargado de la inspección debe visitar el proyecto con la frecuencia necesaria para observar las diversas etapas de la obra y asegurarse de que se está llevando a cabo de acuerdo con las especificaciones del contrato y los requisitos del reglamento. La frecuencia debe ser, al menos, suficiente para proporcionar un conocimiento general de cada operación, o sea, puede ser de varias veces al día o una vez cada varios días.

La inspección no libera en ninguna forma al contratista de su obligación de seguir los planos y las especificaciones, y de proporcionar la calidad y cantidad indicada de materiales y mano de obra necesaria para todas las etapas de la obra. El inspector debe estar presente con la frecuencia que estime

REGlamento**COMENTARIO**

- prefabricados;
- (f) Tensionamiento de los tendones de preesforzado;
- (g) Cualquier carga de construcción significativa aplicada sobre pisos, elementos o muros terminados;
- (h) Avance general de la obra.

necesaria para juzgar si la calidad y cantidades de los materiales y mano de obra cumplen con las especificaciones del contrato, asesorar sobre los posibles medios de obtener los resultados deseados, ver que el sistema general de cimbras y encofrados sea el adecuado (aunque es responsabilidad del contratista diseñar y construir las cimbras y encofrados adecuados y dejarlas en su sitio hasta que puedan retirarse con seguridad), ver que el refuerzo se haya colocado adecuadamente, observar si el concreto es de la calidad debida, si se coloca y se cura correctamente, y verificar que los ensayos de aseguramiento de la calidad se hagan como se ha especificado.

El reglamento establece los requisitos mínimos para la inspección de todas las estructuras comprendidas dentro de su alcance. No constituye una especificación de construcción, y cualquier usuario del reglamento puede requerir niveles de inspección más estrictos, si son necesarios algunos requisitos adicionales.

Los procedimientos recomendados para la organización y desarrollo de la inspección de concreto se ilustran con detalle en “**Guide for Concrete Inspection**”, del Comité ACI 311,^{1,21} (establece los procedimientos relacionados con las construcciones de concreto, a fin de que sirvan como guía en la organización de un programa de inspección para propietarios, arquitectos e ingenieros.)

En el “**Manual of Concrete Inspection (SP-2)**” del ACI, del Comité ACI 311,^{1,22} se proporcionan en detalle los métodos de inspección para la construcción con concreto. (Describe métodos de inspección de construcciones de concreto que, en términos generales, se aceptan como buena práctica. Está destinado a ser un suplemento para las especificaciones y una guía en aquellos aspectos que no cubren dichas especificaciones.)

1.3.3 — Cuando la temperatura ambiente sea menor que 5° C o mayor que 35° C, debe llevarse un registro de las temperaturas del concreto y de la protección dada al concreto durante su colocación y curado.

R1.3.3 — El término temperatura ambiente significa la temperatura del medio al cual está expuesto directamente el concreto. La temperatura del concreto mencionada en esta sección puede considerarse como la temperatura del aire que está en contacto con la superficie del concreto; sin embargo, durante el mezclado y la colocación, es práctico medir la temperatura de la mezcla.

1.3.4 — Los registros de inspección requeridos en 1.3.2 y 1.3.3 deben ser conservados por el ingeniero o arquitecto inspector durante los 2 años siguientes a la terminación del proyecto.

R1.3.4 — Se requiere un registro permanente de la inspección, en forma de libro diario de obra, para el caso de que posteriormente surgiesen problemas relacionados con el comportamiento o la seguridad de los elementos estructurales. También se recomienda seguir el avance de la obra con fotografías.

Los registros de inspección deben conservarse al menos durante dos años después de la terminación del proyecto. La terminación del proyecto es la fecha en la que el propietario lo acepta, o cuando se expide el certificado de ocupación, cualquiera que sea la fecha más tardía. El reglamento general de construcción u otros requisitos legales pueden exigir conservar los registros por períodos más largos.

REGLAMENTO

1.3.5 — Para pórticos especiales resistentes a momento que resisten fuerzas sísmicas en regiones de riesgo sísmico alto, o en estructuras asignadas como de comportamiento o categoría de diseño sísmico alto, debe hacerse una inspección continua de la colocación del refuerzo y del concreto, realizada por un inspector calificado. El inspector debe estar bajo la supervisión del ingeniero responsable del diseño estructural o bajo la supervisión de un ingeniero con una capacidad demostrada para supervisar la inspección de pórticos especiales resistentes a momento que resisten cargas sísmicas en regiones de riesgo sísmico alto, o en estructuras asignadas como de comportamiento o categoría de diseño sísmico alto.

1.4 — Aprobación de sistemas especiales de diseño o de construcción

Los promotores de cualquier sistema de diseño o de construcción dentro del alcance de este reglamento, cuya idoneidad ha sido demostrada por el éxito en su empleo o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de este reglamento o no esté explícitamente tratado en él, tienen derecho a presentar los datos en los que se basa su diseño a un grupo de examinadores designado por la autoridad competente. Este grupo debe estar compuesto por ingenieros competentes y debe tener autoridad para investigar los datos que se le presenten, solicitar ensayos y formular reglas que rijan el diseño y la construcción de tales sistemas a fin de cumplir con el propósito de este reglamento. Estas reglas, una vez aprobadas y promulgadas por la autoridad competente, tienen la misma validez y efecto que los requisitos de este reglamento.

COMENTARIO

R1.3.5 — El propósito de esta sección es asegurar que los detalles especiales requeridos para pórticos especiales resistentes a momento sean apropiadamente ejecutados, a través de la inspección por parte de personal calificado para hacer este trabajo. La calificación de los inspectores debe ser aceptable para la autoridad competente que exija el cumplimiento del reglamento general de construcciones.

R1.4 — Aprobación de sistemas especiales de diseño o de construcción

Los métodos de diseño novedosos, los materiales recientemente desarrollados y los usos novedosos de éstos deben pasar por un período de desarrollo antes de ser específicamente incluidos en un reglamento. Por consiguiente, el empleo de sistemas o materiales nuevos apropiados puede quedar excluido de no disponerse de medios para obtener su aceptación.

Para los sistemas especiales considerados en esta sección, el grupo de examinadores debe establecer los ensayos específicos, los factores de carga, los límites de deformaciones y otros requisitos pertinentes, de acuerdo con la intención del reglamento.

Las disposiciones de esta sección no se aplican a los ensayos de modelos utilizados para complementar los cálculos, de los que se habla en la sección 1.2.2, ni a la evaluación de la resistencia de estructuras existentes mencionada en el capítulo 20.

REGLAMENTO

COMENTARIO

REGLAMENTO

CAPÍTULO 2 — NOTACIÓN Y DEFINICIONES

REGLAMENTO

2.1 — Notación del Reglamento

Los términos en esta lista se utilizan en el reglamento y cuando sea necesario en el comentario.

- a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos tal como se define en 10.2.7.1, mm, Capítulo 10
- a_v = luz de cortante, igual a la distancia del centro de una carga concentrada a (a) la cara del apoyo para elementos continuos o en voladizo, o (b) el centro del apoyo para elementos simplemente apoyados, mm, Capítulo 11, Apéndice A
- A_b = área de una barra o alambre individual, mm², Capítulos 10, 12
- A_{brg} = área de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, mm², Apéndice D
- A_c = área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante, mm², Capítulo 11
- A_{cf} = mayor área transversal bruta perteneciente a las franjas de viga-losa que corresponden a los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en una columna de una losa en dos direcciones, mm², Capítulo 18
- A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm², Capítulos 10, 21
- A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm², véase 11.6.1, Capítulo 11
- A_{cs} = área de la sección de un puntal en el extremo en un modelo puntal-tensor, medida perpendicularmente al eje del puntal, mm², Apéndice A
- A_{ct} = área de aquella parte de la sección transversal comprendida entre la cara en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta, mm², Capítulo 18
- A_{cv} = área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada, mm², Capítulo 21
- A_{cw} = área de la sección de concreto de un machón individual, segmento horizontal de muro, o viga de acople, que resiste cortante, mm², Capítulo 21
- A_t = área del acero de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste el momento mayorado, mm², véase 11.9, Capítulo 11
- A_g = área bruta de la sección, mm². Para una sección con vacíos, A_g es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos, véase 11.6.1, Capítulos 9-11, 14-16, 21, 22, Apéndices B, C
- A_h = área total de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo principal de tracción en una ménsula o cartela, mm², véase 11.9, Capítulo 11
- A_j = área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo medida en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera cortante en el nudo, mm², véase 21.5.3.1, Capítulo 21
- A_l = área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm², Capítulo 11
- $A_{l,min}$ = área mínima de refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm², véase 11.6.5.3, Capítulo 11
- A_n = área de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción N_{uc} , mm², véase 11.9, Capítulo 11
- A_{nz} = área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo, mm², Apéndice A
- A_{Nc} = área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a tracción, mm², véase D.5.2.1, mm², Apéndice D
- A_{Nco} = área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento, mm², véase D.5.2.1, Apéndice D
- A_o = área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, mm², Capítulo 11
- A_{oh} = área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión, mm², Capítulo 11
- A_{ps} = área de acero preesforzado en la zona de tracción por flexión, mm², Capítulo 18, Apéndice B
- A_s = área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción, mm², Capítulos 10-12, 14, 15, 18, Apéndice B

REGLAMENTO

A'_s = área del refuerzo longitudinal a compresión, mm², Apéndice A

A_{sc} = área de refuerzo principal a tracción en una ménsula o cartela, mm², véase 11.9.3.5, Capítulo 11

REGLAMENTO

- A_{se} = área efectiva de la sección transversal del anclaje, mm², Apéndice D
- A_{sh} = área total de refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocado dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión b_c , mm², Capítulo 21
- A_{si} = área total del refuerzo superficial con un espaciamiento s_i colocado en la fila i que atraviesa un puntal, formando un ángulo α_i con el eje del puntal, mm², Apéndice A
- $A_{s,min}$ = área mínima de refuerzo de flexión, mm², véase 10.5, Capítulo 10
- A_{st} = área total de refuerzo longitudinal no preesforzado (barras o perfiles de acero), mm², Capítulos 10, 21
- A_{sx} = área del perfil o tubo estructural de acero en una sección compuesta, mm², Capítulo 10
- A_t = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento s , mm², Capítulo 11
- A_{tp} = área de acero preesforzado en un tensor, mm², Apéndice A
- A_{tr} = área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado, mm², Capítulo 12
- A_{ts} = área de refuerzo no preesforzado en un tensor, mm², Apéndice A
- A_v = área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s , mm², Capítulos 11, 17
- A_{vc} = área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo o de un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia al cortante, mm², véase D.6.2.1, Apéndice D
- A_{vco} = área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a cortante, cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina, del espaciamiento, o del espesor del elemento, mm², véase D.6.2.1, Apéndice D
- A_{vd} = área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento con refuerzo en diagonal, mm², Capítulo 21
- A_{vf} = área de refuerzo de cortante por fricción, mm², Capítulo 11
- A_{vh} = área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión con un espaciamiento s_2 , mm², Capítulo 11
- $A_{v,min}$ = área mínima de refuerzo para cortante con un espaciamiento s , mm², véase 11.5.6.3 y 11.5.6.4, Capítulo 11
- A_1 = área cargada, mm², Capítulos 10, 22
- A_2 = el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal, mm², Capítulos 10, 22
- b = ancho de la cara en compresión del elemento, mm, Capítulo 10, Apéndice B
- b_c = dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área A_{sh} , mm, Capítulo 21
- b_o = perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas, mm, véase 11.12.1.2, Capítulos 11, 22
- b_s = ancho de un puntal, mm, Apéndice A
- b_t = ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, mm, Capítulo 11
- b_v = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por cortante horizontal, mm, Capítulo 17
- b_w = ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm, Capítulos 10-12, 21, 22, Apéndice B
- b_1 = dimensión de la sección crítica b_o medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm, Capítulo 13
- b_2 = dimensión de la sección crítica b_o medida en dirección perpendicular a b_1 , mm, Capítulo 13
- B_n = resistencia nominal al aplastamiento, N, Capítulo 22
- B_u = carga mayorada de aplastamiento, N, Capítulo 22
- c = distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm, Capítulos 9, 10, 14, 21
- c_{ac} = distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica del concreto al arrancamiento de un anclaje post instalado en concreto no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, mm,

V
e
a
s
e
D
:
8
6
,
A
p
e
n
d
i
c
e

REGLAMENTO

- $c_{a,máx}$ = máxima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, mm, Apéndice D
- $c_{a,mín}$ = mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, mm, Apéndice D
- c_{a1} = distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en una dirección, mm. Si se aplica cortante al anclaje, c_{a1} se mide en la dirección de la fuerza cortante aplicada. Si se aplica tracción al anclaje, c_{a1} es la mínima distancia al borde, Apéndice D
- c_{a2} = distancia desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en dirección perpendicular a c_{a1} , mm, Apéndice D
- c_b = la menor de (a) la distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto o (b) la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan, mm, Capítulo 12
- c_c = recubrimiento libre del refuerzo, mm, véase 10.6.4, Capítulo 10
- c_t = distancia desde la cara interior de la columna al borde de la losa, medida paralelamente a c_1 , pero sin exceder c_1 , mm, Capítulo 21
- c_1 = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm, Capítulos 11, 13, 21
- c_2 = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección perpendicular a c_1 , mm, Capítulo 13
- C = constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas, véase 13.6.4.2, Capítulo 13
- C_m = factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme, Capítulo 10
- d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm, Capítulos 7, 9-12, 14, 17, 18, 21, Apéndices B, C
- d' = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, mm, Capítulos 9, 18, Apéndice C
- d_b = diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, mm, Capítulos 7, 12, 21
- d_o = diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza, del tornillo con cabeza, o del perno con forma de gancho, mm, véase D.8.4, Apéndice D
- d'_o = valor que se substituye por d_o cuando se emplea un anclaje sobre dimensionado, mm, véase D.8.4, Apéndice D
- d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, mm, Capítulos 11, 18, Apéndice B
- d_{pile} = diámetro del pilote medido en la base de la zapata, mm, Capítulo 15
- d_t = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fila extrema de acero longitudinal en tracción, mm, Capítulos 9, 10, Apéndice C
- D = cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos 8, 9, 20, 21, Apéndice C
- e = base de los logaritmos neperianos, Capítulo 18
- e_h = distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o de L hasta la parte externa de la punta del perno en forma de J o L, mm, Apéndice D
- e'_N = distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción, mm; e'_N es siempre positiva, Apéndice D
- e'_V = distancia entre la carga resultante de cortante en un grupo de anclajes solicitados en cortante en la misma dirección y el centroide del grupo de anclajes cargados a cortante en la misma dirección, mm, e'_V es siempre positiva, Apéndice D
- E = efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos 9, 21, Apéndice C
- E_c = módulo de elasticidad del concreto, MPa, véase 8.5.1, Capítulos 8-10, 14, 19
- E_{cb} = módulo de elasticidad del concreto de la viga, MPa, Capítulo 13
- E_{cs} = módulo de elasticidad del concreto de la losa, MPa, Capítulo 13

REGLEMENTO

EI = rigidez a la flexión de un elemento en compresión, N-mm², véase 10.12.3, Capítulo 10

REGULAMENTO

- E_p = módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, MPa, véase 8.5.3, Capítulo 8
- E_s = módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural, MPa, véase 8.5.2, Capítulos 8, 10, 14
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa, Capítulos 4, 5, 8-12, 14, 18, 19, 21, 22, Apéndices A-D
- $\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa, Capítulos 8, 9, 11, 12, 18, 19, 21, 22, Apéndice D
- f_{ce} = resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal o zona de nodo, MPa, Capítulo 15, Apéndice A
- f'_{ci} = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del preesforzado inicial, MPa, Capítulos 7, 18
- $\sqrt{f'_{ci}}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto en el momento del preesforzado inicial, MPa, Capítulo 18
- f'_{cr} = resistencia promedio a la compresión requerida del concreto, empleada como base para la dosificación del concreto, MPa, Capítulo 5
- f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del concreto liviano, MPa, Capítulos 5, 9, 11, 12, 22
- f_d = esfuerzo debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas, MPa, Capítulo 11
- f_{dc} = esfuerzo de descompresión; esfuerzo en el acero de preesforzado cuando el esfuerzo en el concreto localizado al mismo nivel que el centroide del acero de preesfuerzo es igual a cero, MPa, Capítulo 18
- f_{pc} = esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, MPa. (En un elemento compuesto, f_{pc} es el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide se encuentra dentro del ala, debido tanto al preesforzado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente), Capítulo 11
- f_{pe} = esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del preesforzado (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por las cargas aplicadas externamente, MPa, Capítulo 11
- f_{ps} = esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión, MPa, Capítulos 12, 18
- f_{pu} = resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado, MPa, Capítulos 11, 18
- f_{py} = resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado, MPa, Capítulo 18
- f_r = módulo de ruptura del concreto, MPa, véase 9.5.2.3, Capítulos 9, 14, 18, Apéndice B
- f_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, MPa, Capítulos 10, 18
- f'_s = esfuerzo en el refuerzo en compresión bajo cargas mayoradas, MPa, Apéndice A
- f_{se} = esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado), MPa, Capítulos 12, 18, Apéndice A
- f_t = esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta, MPa, véase 18.3.3, Capítulo 18
- f_{uta} = resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje, MPa, Apéndice D
- f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa, Capítulos 3, 7, 9-12, 14, 17-19, 21, Apéndices A-C
- f_{ya} = resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje, MPa, Apéndice D
- f_{yt} = resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal, MPa, Capítulos 10-12, 21
- F = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9, Apéndice C
- F_n = resistencia nominal de un puntal, tensor o zona de nodo, N, Apéndice A
- F_{nn} = resistencia nominal de una cara de una zona de nodo, N, Apéndice A
- F_{ns} = resistencia nominal de un puntal, N, Apéndice A
- F_{nt} = resistencia nominal de un tensor, N, Apéndice A

REGLEMENTO

- F_u = fuerza mayorada que actúa en un puntal, tensor, área de apoyo o zona de nodo en un modelo puntal tensor, N, Apéndice A
- h = espesor total o altura de un elemento, mm, Capítulos 9-12, 14, 17, 18, 20-22, Apéndices A, C
- h_a = espesor de un elemento en el que se coloca un anclaje, medido paralelamente al eje del anclaje, mm, Apéndice D
- h_{ef} = profundidad efectiva de embebido del anclaje, mm, véase D.8.5, Apéndice D
- h_v = altura de la sección transversal de una cabeza de cortante, mm, Capítulo 11
- h_w = altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior o altura del segmento de muro considerado, mm, Capítulos 11, 21
- h_x = espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna, mm, Capítulo 21
- H = cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9, Apéndice C
- I = momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4 , Capítulos 10, 11
- I_b = momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4 , véase 13.2.4, Capítulo 13
- I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto, mm^4 , Capítulos 9, 14
- I_e = momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones, mm^4 , véase 9.5.2.3, Capítulos 9, 14
- I_g = momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo, mm^4 , Capítulo 9, 10
- I_s = Momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide definido para el cálculo de α y β_t , mm^4 , Capítulo 13
- I_{se} = momento de inercia del refuerzo con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento, mm^4 , Capítulo 10
- I_{sx} = momento de inercia de un perfil o tubo de acero estructural, con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento compuesto, mm^4 , Capítulo 10
- k = factor de longitud efectiva para elementos en compresión, Capítulos 10, 14
- k_c = coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción, Apéndice D
- k_{cp} = coeficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje, Apéndice D
- K = coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón de preesforzado, Capítulo 18
- K_{tr} = índice de refuerzo transversal, véase 12.2.3, Capítulo 12
- A = luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo, mm, véase 8.7, Capítulo 9
- A_a A_t
- A_c
- A_d
- A_{dc}
- A_{dh}
- A_e
- A_n
- A_o
- A_{px}

REGLEMENTO

- = longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado, o torones de preesfuerzo, mm, Capítulos 7, 12, 19, 21
- = longitud de desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en compresión, mm, Capítulo 12
- = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el concreto entre la sección crítica y el inicio del gancho [punto de tangencia] más el radio interno del dobléz y un diámetro de barra), mm, véanse 12.5 y 21.5.4, Capítulo 12, 21
- = longitud de apoyo de la carga de un anclaje para cortante, mm, véase D.6.2.2, Apéndice D
- = luz libre medida entre caras de los apoyos, mm, Capítulos 8-11, 13, 16, 18, 21
- = longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial, mm, Capítulo 21
- = distancia desde el extremo del gato de un elemento de acero de preesfuerzo al bajo consideración, m, véase 18.6.2, Capítulo 18
- = luz del elemento sometido a la prueba de carga (tomada como la luz menor en sistemas de losas en dos direcciones), mm. La luz es la menor entre (a) la distancia entre los centros de los apoyos, y (b) la distancia

=
 lon
 gitu
 d
 de
 ancl
 aje
 adic
 ion
 al
 má
 s
 allá
 del
 cen
 tro
 del
 apo
 yo
 o
 pun
 to
 de
 infle
 xión
 ,
 mm
 ,
 Cap
 ítul
 o
 12
 =
 l
 o
 n
 g
 i
 t
 u
 d
 d
 e
 l
 e
 l
 e
 m
 e
 n
 t
 o

REGULAMENTO

libre entre los apoyos más el espesor h del elemento. La luz de un voladizo debe tomarse como el doble de la distancia entre la cara del apoyo y el extremo del voladizo, mm, Capítulo 20

- A_u = longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión, mm, véase 10.11.3.1, Capítulo 10
- A_v = longitud del brazo de la cabeza de cortante medida desde el centroide de la carga concentrada o reacción, mm, Capítulo 11
- A_w = longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante, mm, Capítulos 11, 14, 21
- A_1 = luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos, mm, Capítulo 13
- A_2 = luz medida en la dirección perpendicular a A_1 , medida centro a centro de los apoyos, mm, véanse 13.6.2.3 y 13.6.2.4, Capítulo 13
- L = cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos 8, 9, 20, 21, Apéndice C
- L_r = cargas vivas de cubierta, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9
- M = máximo momento no mayorado debido a cargas de servicio, incluyendo los efectos $P\Delta$, N·mm, Capítulo 14
- M_a = momento máximo no mayorado presente en el elemento en la etapa para la que se calcula la deflexión, N·mm, Capítulos 9, 14
- M_c = momento mayorado amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión, N·mm, véase 10.12.3, Capítulo 10
- M_{cr} = momento de fisuración, N·mm, véase 9.5.2.3, Capítulos 9, 14
- M_{cre} = momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente, N·mm, Capítulo 11
- M_m = momento mayorado modificado para tener en cuenta el efecto de compresión axial, N·mm, véase 11.3.2.2, Capítulo 11
- M_{max} = máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, N·mm, Capítulo 11
- M_n = resistencia nominal a flexión en la sección, N·mm, Capítulos 11, 12, 14, 18, 21, 22
- M_{nb} = resistencia nominal a flexión de la viga, incluyendo el efecto de la losa cuando está en tracción, que llega a un nudo, N·mm, véase 21.4.2.2, Capítulo 21
- M_{nc} = resistencia nominal a flexión de la columna que llega a un nudo, calculada para la carga axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la menor resistencia a flexión, N·mm, véase 21.4.2.2, Capítulo 21
- M_o = momento estático total mayorado, N·mm, Capítulo 13
- M_p = momento plástico resistente requerido en la sección transversal de una cabeza de cortante, N·mm, Capítulo 11
- M_{pr} = resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25f_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1.0, N·mm, Capítulo 21
- M_s = momento mayorado debido a cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable, N·mm, Capítulo 10
- M_{sa} = máximo momento no mayorado aplicado debido a las cargas de servicio, sin incluir los efectos $P\Delta$, N·mm, Capítulo 14
- M_{slab} = fracción del momento mayorado de la losa que es equilibrada por el momento en el apoyo, N·mm, Capítulo 21
- M_u = momento mayorado en la sección, N·mm, Capítulos 10, 11, 13, 14, 21, 22
- M_{ua} = momento en una sección a media altura del muro debido a las cargas mayoradas laterales y verticales excéntricas, N·mm, Capítulo 14
- M_v = resistencia a momento contribuida por la cabeza de cortante, N·mm, Capítulo 11
- M_1 = el menor momento mayorado de uno de los extremos de un elemento en compresión, debe tomarse como positivo si el elemento presenta curvatura simple y negativo si tiene curvatura doble, N·mm, Capítulo 10
- M_{1ns} = momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1 , y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm, Capítulo 10

REGULAMENTO

- M_{1s} = momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1 , y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm, Capítulo 10
- M_2 = el mayor momento mayorado de uno de los extremos de un elemento en compresión, siempre positivo, N·mm, Capítulo 10
- $M_{2,min}$ = valor mínimo de M_2 , N·mm, Capítulo 10
- M_{2ns} = momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2 , y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm, Capítulo 10
- M_{2s} = momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2 , y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N·mm, Capítulo 10
- n = número de unidades, tales como ensayos de resistencia, barras, alambres, dispositivos de anclaje para torones individuales, anclajes, o brazos de una cabeza de cortante, Capítulos 5, 11, 12, 18, Apéndice D
- N_b = resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, N, véase D.5.2.2, Apéndice D
- N_c = fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no mayoradas, N, Capítulo 18
- N_{cb} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje, N, véase D.5.2.1, Apéndice D
- N_{cbg} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes, N, véase D.5.2.1, Apéndice D
- N_n = resistencia nominal en tracción, N, Apéndice D
- N_p = resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, N, véanse D.5.3.4 y D.5.3.5, Apéndice D
- N_{pn} = resistencia nominal a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje, N, véase D.5.3.1, Apéndice D
- N_{sa} = resistencia nominal de un solo anclaje o de un grupo de anclajes en tracción determinado por la resistencia del acero, N, véanse D.5.1.1 y D.5.1.2, Apéndice D
- N_{sb} = resistencia al desprendimiento lateral de un solo anclaje, N, Apéndice D
- N_{sbg} = resistencia al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes, N, Apéndice D
- N_u = carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, N, Capítulo 11
- N_{ua} = fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o grupo de anclajes, N, Apéndice D
- N_{uc} = fuerza horizontal de tracción mayorada que actúa simultáneamente con V_u en la parte superior de una ménsula o cartela, para ser tomada como positiva para la tracción, N, Capítulo 11
- p_{cp} = perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm, véase 11.6.1, Capítulo 11
- p_h = perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado dispuesto para torsión, mm, Capítulo 11
- P_b = resistencia axial nominal en condiciones de deformación unitaria balanceada, N, véase 10.3.2, Capítulos 9, 10, Apéndices B, C
- P_c = carga crítica a pandeo, N, véase 10.12.3, Capítulo 10
- P_n = resistencia axial nominal de la sección transversal, N, Capítulos 9, 10, 14, 22, Apéndices B, C
- $P_{n,max}$ = máximo valor permitido de P_n , N, véase 10.3.6, Capítulo 10
- P_o = resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, N, Capítulo 10
- P_{pj} = fuerza de preesforzado en el extremo del gato, N, Capítulo 18
- P_{pu} = fuerza mayorada de preesforzado en el dispositivo de anclaje, N, Capítulo 18
- P_{px} = fuerza de preesforzado evaluada a una distancia A_{px} del extremo del gato, N, Capítulo 18

REGLEMENTO

- P_s = carga axial no mayorada en la sección de diseño (media altura), incluyendo los efectos de peso propio, N, Capítulo 14
- P_u = fuerza axial mayorada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, N, Capítulos 10, 14, 21, 22

REGULAMENTO

- q_{Du} = carga muerta mayorada por unidad de área, Capítulo 13
 q_{Lu} = carga viva mayorada por unidad de área, Capítulo 13
 q_u = carga mayorada por unidad de área, Capítulo 13

 Q = índice de estabilidad de un piso, véase 10.11.4, Capítulo 10
 r = radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión, mm, Capítulo 10
 R = cargas por lluvia, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9
 s = espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, mm, Capítulos 10-12, 17-21, Apéndice D
 s_i = espaciamiento centro a centro del refuerzo en la fila i adyacente a la superficie de un elemento, mm, Apéndice A
 s_o = espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud A_o , mm, Capítulo 21
 s_s = desviación estándar de la muestra, MPa, Capítulo 5, Apéndice D
 s_2 = espaciamiento centro a centro del refuerzo longitudinal de cortante o torsión, mm, Capítulo 11
 S = cargas por nieve, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos 9, 21
 S_e = momento, fuerza cortante o carga axial en la conexión correspondiente al desarrollo de la resistencia probable en los lugares seleccionados para que ocurra fluencia, basados en el mecanismo dominante de la deformación inelástica lateral, considerando tanto los efectos de carga por gravedad como por sismo, Capítulo 21
 S_m = módulo elástico de la sección, mm^3 , Capítulo 22
 S_n = resistencia nominal a la flexión, al cortante o a la carga axial de la conexión, Capítulo 21
 S_y = resistencia a la fluencia de la conexión, basada en f_y , para fuerza axial, momento o cortante, Capítulo 21
 t = espesor de una pared de una sección con vacíos, mm, Capítulo 11
 T = efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del concreto de retracción compensada, Capítulo 9, Apéndice C
 T_n = resistencia nominal a torsión, N·mm, Capítulo 11
 T_u = torsión mayorada en la sección, N·mm, Capítulo 11
 U = resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9, Apéndice C
 v_n = esfuerzo resistente nominal de cortante, MPa, véase 11.12.6.2, Capítulos 11, 21
 V_b = resistencia básica al arrancamiento por cortante de un solo anclaje en concreto fisurado, N, véanse D.6.2.2 y D.6.2.3, aApéndice D
 V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, N, Capítulos 8, 11, 13, 21
 V_{cb} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante de un solo anclaje, N, véase D.6.2.1, Apéndice D
 V_{cbg} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto al cortante de un grupo de anclajes, N, véase D.6.2.1, Apéndice D
 V_{ci} = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de la combinación de cortante y momento, N, Capítulo 11
 V_{cp} = resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo de un anclaje solo, N, véase D.6.3, Apéndice D
 V_{cpg} = resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes, N, véase D.6.3, Apéndice D
 V_{cw} = resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de esfuerzos principales de tracción altos en el alma, N, Capítulo 11
 V_d = fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada, N, Capítulo 11
 V_e = fuerza cortante de diseño correspondiente al desarrollo de la resistencia probable a momento del elemento, N, véanse 21.3.4.1 y 21.4.5.1, Capítulo 21
 V_i = fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con $M_{máx}$, N, Capítulo 11
 V_n = resistencia nominal a cortante, N, Capítulos 8, 10, 11, 21, 22, Apéndice D
 V_{nh} = resistencia nominal a cortante horizontal, N, Capítulo 17

REGULAMENTO

- V_p = componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado en una sección, N, Capítulo 11
 V_s = resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, N, Capítulo 11
 V_{sa} = resistencia nominal a cortante de un solo anclaje o de un grupo de anclajes determinada por la resistencia del acero, N, véanse D.6.1.1 y D.6.1.2, Apéndice D
 V_u = fuerza cortante mayorada en la sección, N, Capítulos 11-13, 17, 21, 22
 V_{ua} = fuerza cortante mayorada aplicada a una anclajes solo o aun grupo de anclajes, N, Apéndice D.
 V_{us} = cortante horizontal mayorado en un piso, N, Capítulo 10
 w_c = densidad del concreto, kg/m^3 , Capítulos 8, 9
 w_u = carga mayorada por unidad de longitud de viga, o losa en una dirección, Capítulo 8

 W = carga por viento, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9, Apéndice C
 x = menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm, Capítulo 13
 y = mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm, Capítulo 13
 y_t = distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo, mm, Capítulos 9, 11
 α = ángulo que define la orientación del refuerzo, Capítulos 11, 21, Apéndice A
 α_c = coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro, véase 21.7.4.1, Capítulo 21
 α_f = relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga, véase 13.6.1.6, Capítulos 9, 13
 α_{fm} = valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel, Capítulo 9

 α_{f1} = α_f en la dirección de A_1 , Capítulo 13
 α_{f2} = α_f en la dirección de A_2 , Capítulo 13

 α_i = ángulo entre el eje de un puntal y las barras en la fila i del refuerzo que atraviesa ese puntal, Apéndice A
 α_{px} = cambio angular total de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto bajo consideración, radianes, Capítulo 18
 α_s = constante usada para calcular V_c en losas y zapatas, Capítulo 11
 α_v = relación de rigidez a la flexión entre el brazo de una cabeza de cortante y la sección de losa compuesta que lo rodea, véase 11.12.4.5, Capítulo 11
 β = relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones, véanse 9.5.3.3 y 22.5.4; de los lados de una columna; del área de carga concentrada o de reacción, véase 11.12.2.1; o de los lados de una zapata, véase 15.4.4.2, Capítulos 9, 11, 15, 22
 β_b = relación entre el área del refuerzo terminado en una sección y el área total del refuerzo en tracción de la sección, Capítulo 12
 β_d = relación utilizada para calcular los momentos magnificados en columnas debidos a las cargas permanentes, véase 10.11.1 y 10.13.6, Capítulo 10
 β_n = factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo, Apéndice A
 β_p = factor usado para calcular V_c en losas preesforzadas, Capítulo 11
 β_s = factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal, Apéndice A
 β_t = relación entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de una franja de losa cuyo ancho es igual a la longitud de la luz de la viga medida centro a centro de los apoyos, véase 13.6.4.2, Capítulo 13
 β_1 = factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, véase 10.2.7.3, Capítulos 10, 18, Apéndice B
 γ_f = factor utilizado para determinar el momento no balanceado transmitido por flexión en las conexiones losa-columna, véase 13.5.3.2, Capítulos 11, 13, 21

REGLEMENTO

γ_p = factor por tipo de acero de preesforzado, véase 18.7.2, Capítulo 18.

REGLEMENTO

- $\gamma_s \gamma$ = factor utilizado para determinar la porción del refuerzo que se debe localizar en la banda central de una zapata, véase 15.4.4.2, Capítulo 15
- $\nu \delta$ = factor que se utiliza para determinar el momento no balanceado transmitido por excentricidad del cortante en las conexiones losa columna, véase 11.12.6.1, Capítulo 11
- $\eta_s \delta$ = factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión, Capítulo 10
- η_s = factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja el desplazamiento lateral causado por las cargas gravitacionales y laterales, Capítulo 10
- δ_u = desplazamiento de diseño, mm, Capítulo 21
- Δf_p = aumento en el esfuerzo en los aceros de preesforzado debido a las cargas mayoradas, MPa, Apéndice A
- Δf_{ps} = esfuerzo en el acero de preesforzado bajo cargas de servicio menos el esfuerzo de descompresión, MPa, Capítulo 18
- Δ_o = desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debida a las fuerzas laterales, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden utilizando valores de rigidez que cumplan con 10.11.1, mm, Capítulo 10
- Δ_r = diferencia entre las deflexiones inicial y final (después de la remoción de la carga) en una prueba de carga o la repetición de la prueba de carga, mm, Capítulo 20
- Δ_s = máxima deflexión en o cerca de la media altura del muro debido a las cargas de servicio, mm, Capítulo 14
- Δ_u = deflexión a media altura del muro debida a las cargas mayoradas, mm, Capítulo 14
- Δ_1 = deflexión máxima medida durante la primera prueba de carga, mm, véase 20.5.2, Capítulo 20
- Δ_2 = deflexión máxima medida durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba, mm, véase 20.5.2, Capítulo 20
- ϵ_t = deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, excluyendo las deformaciones unitarias causadas por el preesfuerzo efectivo, flujo plástico, retracción de fraguado, y variación de temperatura, Capítulos 8-10, Apéndice C
- θ = ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión, o campo de compresión y la cuerda de tracción de un elemento, Capítulo 11, Apéndice A
- λ = factor de modificación relacionado con la densidad del concreto, Capítulos 11, 12, 17-19, Apéndice A
- λ_{Δ} = factor para deflexiones adicionales debidas a efectos de largo plazo, véase 9.5.2.5, Capítulo 9
- μ = coeficiente de fricción, véase 11.7.4.3, Capítulo 11
- μ_p = coeficiente de fricción por curvatura en postensado, Capítulo 18
- ξ = factor que depende del tiempo para cargas sostenidas, véase 9.5.2.5, Capítulo 9
- ρ = cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd , Capítulos 11, 13, 21, Apéndice B
- ρ' = cuantía del refuerzo A'_s evaluada sobre el área bd , Capítulo 9, Apéndice B
- ρ_b = cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria, véase 10.3.2, Capítulos 10, 13, 14, Apéndice B
- ρ_A = relación entre el área de refuerzo longitudinal distribuido al área bruta de concreto perpendicular a este refuerzo, Capítulos 11, 14, 21
- ρ_p = cuantía de refuerzo A_{ps} evaluada sobre el área bd_p , Capítulo 18
- ρ_s = relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral (medido hasta el diámetro exterior de la espiral), Capítulos 10, 21
- ρ_t = cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular a este refuerzo, Capítulos 11, 14, 21
- ρ_v = relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto, véase 17.5.3.3, Capítulo 17
- ρ_w = cuantía del área de refuerzo A_s evaluada sobre el área $b_w d$, Capítulo 11
- ϕ = factor de reducción de resistencia, véase 9.3, Capítulos 8-11, 13, 14, 17-22, Apéndices A-D
- $\Psi_{c,N}$ $\Psi_{c,P}$

REGLEMENTO

= es con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto, véase D.5.2.6, Apéndice D

f = factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto, véase D.5.3.6, Apéndice D

a
c
t
o
r
d
e
m
o
d
i
f
i
c
a
c
i
ó
n
p
a
r
a
l
a
r
e
s
i
s
t
e
n
c
i
a
a
t
r
a
c
c
i
ó
n
d
e
a
n
cl
aj

REGULAMENTO

- $\Psi_{c,V}$ = factor de modificación para resistencia a cortante de anclajes con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario, véase D.6.2.7 para anclajes sometidos a cortante, Apéndice D
- $\Psi_{cp,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes postinstalados utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario, véase D.5.2.7, Apéndice D
- Ψ_e = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el revestimiento del refuerzo, véase 12.2.4, Capítulo 12
- $\Psi_{ec,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas, véase D.5.2.4, Apéndice D
- $\Psi_{ec,V}$ = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas, véase D.6.2.5, Apéndice D
- $\Psi_{ed,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la proximidad a los bordes del elementos de concreto, véase D.5.2.5, Apéndice D
- $\Psi_{ed,V}$ = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la proximidad a los bordes del elementos de concreto, véase D.6.2.6, Apéndice D
- Ψ_t = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tamaño del refuerzo, véase 12.2.4, Capítulo 12
- Ψ_t = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo, véase 12.2.4, Capítulo 12
- ω = índice del refuerzo a tracción, véase 18.7.3, Capítulo 18, Apéndice B
- ω' = índice del refuerzo a compresión, véase 18.7.3, Capítulo 18, Apéndice B
- ω_p = índice de acero de preesfuerzo, véase B.18.8.1, Apéndice B
- ω_{pw} = índice de acero de preesfuerzo para secciones con alas, véase B.18.8.1, Apéndice B
- ω_w = índice de refuerzo a tracción para secciones con alas, véase B.18.8.1, Apéndice B
- ω'_w = índice de refuerzo a compresión para secciones con alas, véase B.18.8.1, Apéndice B

REGLAMENTO

COMENTARIO

COMENTARIO

2.1 — Notación del Reglamento

Los términos en esta lista se utilizan en el comentario y no en el reglamento.

Las unidades de medida se dan en la Notación para ayudar al usuario y su intención no es impedir el uso de otras unidades empleadas correctamente para el mismo símbolo, tal como m o kN.

- c'_{a1} = valor límite de c_{a1} cuando los anclajes están localizados a menos de $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes (véase la Fig. RD.6.2.4)
- C = fuerza de compresión que actúa en una zona de nodo, N, Apéndice A
- f_{si} = esfuerzo en la fila i del refuerzo superficial, MPa, Apéndice A
- h_{anc} = dimensión del dispositivo de anclaje o grupo individual de dispositivos colocados cerca en la dirección de estallido bajo consideración, mm, Capítulo 18
- h'_{ef} = valor límite de h_{ef} cuando los anclajes están localizados a menos de $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes (véase la Fig. RD.5.2.3), Apéndice D
- K_t = rigidez torsional de un elemento a torsión, momento por unidad de rotación, véase R13.7.5, Capítulo 13
- K_{05} = coeficiente asociado con el percentil del 5 por ciento, Apéndice D
- A_{anc} = longitud a lo largo de la cual debe presentarse el anclaje de un tensor, mm, Apéndice A
- A_b = ancho del apoyo, mm, Apéndice A
- R = reacción, N, Apéndice A
- T = fuerza de tracción que actúa sobre una zona de nodo, N, Apéndice A
- w_s = ancho efectivo de un puntal perpendicular a su eje, mm, Apéndice A
- w_t = altura efectiva del concreto concéntrico con un tensor, utilizado para dimensionar la zona nodal, mm, Apéndice A
- $w_{t,max}$ = máxima altura efectiva del concreto concéntrico con un tensor, mm, Apéndice A
- Δf_{pt} = f_{ps} en la sección de máximo momento menos el esfuerzo en el acero de preesfuerzo causado por el preesfuerzo y los momentos flectores mayorados en la sección bajo consideración, MPa, véase R11.6.3.10, Capítulo 11
- ϕ_K = factor de reducción de rigidez, véase R10.12.3, Capítulo 10
- Ω_o = factor de amplificación para tener en cuenta la sobrerresistencia del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas, especificado en documentos tales como NEHRP^{21.1}, SEI/ASCE^{21.48}, IBC^{21.5}, y UBC^{21.2}, Capítulo 21

LA SECCIÓN 2.2, DEFINICIONES, COMIENZA EN LA SIGUIENTE PÁGINA

REGLAMENTO

2.2 — Definiciones

A continuación se definen los términos de uso general en este reglamento. Las definiciones especializadas aparecen en los capítulos correspondientes.

Ábaco (*Drop panel*) — Proyección debajo de la losa de por lo menos una cuarta parte del espesor de la losa fuera del ábaco.

Acero de preesforzado (*Prestressing steel*) — Elemento de acero de alta resistencia como alambre, barra, torón, o un paquete (tendón) de estos elementos, utilizado para aplicar fuerzas de preesforzado al concreto.

Acero extremo en tracción (*Extreme tension steel*) — Refuerzo (preesforzado o no preesforzado) más alejado de la fibra extrema en compresión.

Aditivo (*Admixture*) — Material distinto del agua, de los agregados o del cemento hidráulico, utilizado como componente del concreto, y que se añade a éste antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.

Agregado liviano (*Lightweight aggregate*) — Agregado con una densidad cuando está seco y suelto de 1120 kg/m³ o menos.

Agregado (*Aggregate*) — Material granular, como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio cementante para formar concreto o mortero hidráulicos.

Altura útil de la sección (*d*) (*Effective depth of section*) — La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tracción.

Autoridad Competente (*Building official*) — Véase 1.2.3.

Carga de servicio (*Service load*) — La carga, especificada por el reglamento general de construcción de la cual este reglamento forma parte (sin factor de carga).

Carga mayorada (*Factored Load*) — La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de este reglamento. Véanse 8.1.1 y 9.2.

Carga muerta (*Dead load*) — Cargas muertas soportadas por un elemento, según se definen en el reglamento general de construcción de la cual forma parte este reglamento (sin factores de carga).

Carga viva (*Live load*) — Carga viva especificada en el reglamento general de construcción de la cual forma parte este reglamento (sin factores de carga).

COMENTARIO

R2.2 — Definiciones

Para la aplicación congruente de este reglamento es necesario que los términos se definan según el significado particular que tienen en él. Las definiciones dadas son para emplearse en este reglamento y no siempre corresponden a la terminología común. En la publicación “**Cement and Concrete Terminology**”, del Comité ACI 116,^{2,1} se presenta un glosario en inglés con los términos más utilizados que se relacionan con la fabricación del cemento, y con el diseño, construcción e investigación sobre el concreto.

En la versión en español del ACI 318 se presenta, al final, un glosario inglés-español y español-inglés.

Cargas — Se dan varias definiciones para las cargas, ya que el reglamento contiene los requisitos que se deben cumplir a diversos niveles de carga. Los términos “carga muerta” y “carga viva” se refieren a las cargas sin factores de carga (cargas de servicio) definidas o especificadas en el reglamento de construcción local. Las cargas de servicio (cargas sin factores de carga) deben emplearse donde lo establece el reglamento, para diseñar o verificar elementos de manera que tengan un adecuado funcionamiento, como se indica en 9.5, Control de Deflexiones. Las cargas utilizadas para diseñar un elemento para una resistencia adecuada se definen como “cargas mayoradas”. Las cargas mayoradas son cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados, especificados en 9.2, para obtener la resistencia requerida. El término “cargas de diseño”, como se empleaba en la edición 1971 del ACI 318 para referirse a las cargas multiplicadas por factores de cargas apropiados, se discontinuó en la edición de 1977 para evitar confusión con la terminología de carga de diseño, empleada en reglamentos generales de construcción

REGLAMENTO

COMENTARIO

Columna (Column) — Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que 3 usado principalmente para resistir carga axial de compresión.

para denotar cargas de servicio o cargas anunciadas (posted loads) en edificios. La terminología de carga mayorada fue adoptada inicialmente en la edición de 1977 del ACI 318, y tal como se emplea en el reglamento aclara cuándo se aplican los factores de carga a una carga particular, momento, o valor de cortante.

Columna — La expresión “elemento sometido a compresión” se emplea en el reglamento para definir cualquier elemento en el cual el esfuerzo principal es el de compresión longitudinal. Tal elemento no necesita ser vertical, sino que puede tener cualquier dirección en el espacio. Los muros de carga, las columnas y los pedestales también están comprendidos bajo la designación de elementos sometidos a compresión.

La diferencia entre columnas y muros en el reglamento se basa en su uso principal, más que en la relación arbitraria de altura y dimensiones de la sección transversal. Sin embargo, el reglamento permite que los muros se diseñen utilizando los principios establecidos para el diseño de columnas (14.4), así como por el método empírico (14.5).

Un muro siempre separa o circunda espacios, y también puede utilizarse para resistir fuerzas horizontales, verticales o flexión. Por ejemplo, un muro de contención o un muro de sótano, también soporta varias combinaciones de cargas.

Una columna normalmente se utiliza como elemento vertical principal que soporta cargas axiales combinadas con flexión y esfuerzo cortante; sin embargo, también puede formar una pequeña parte del cerramiento de un espacio o de una separación.

Concreto (Concrete) — Mezcla de cemento pórtland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Concreto estructural (Structural concrete) — Todo concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo al concreto simple y al concreto reforzado.

Concreto estructural liviano (Structural lightweight concrete) — Concreto con agregado liviano que cumple con lo especificado en 3.3, y tiene una densidad de equilibrio, determinada por “Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete” (ASTM C 567), que no excede 1840 kg/m^3 . En este reglamento, un concreto liviano sin arena natural se llama “concreto liviano en todos sus componentes” (*all-lightweight concrete*), y un concreto liviano en el que todo el agregado fino sea arena de peso normal se llama “concreto liviano con arena de peso normal” (*sand-lightweight concrete*).

Concreto estructural liviano — En el año 2000, ASTM C 567 adoptó el término “densidad de equilibrio” como la medida para determinar el cumplimiento de los requisitos de densidad de servicio especificada. De acuerdo con ASTM C 657, la densidad de equilibrio puede determinarse por medición o aproximadamente por cálculo usando ya sea la densidad del material secado en horno o la densidad del material secado en horno determinada de las proporciones de la mezcla. A menos que se especifique de otra manera, ASTM C 567 requiere que la densidad de equilibrio se obtenga por cálculo. Según la definición del reglamento, el “concreto liviano con arena de peso normal” es el concreto liviano estructural en el cual todo el agregado fino ha sido sustituido por arena. Esta definición quizás no concuerde con la costumbre de algunos proveedores de materiales o de algunos contratistas, quienes sustituyen por arena casi todos los finos de peso liviano, aunque no todos. A fin que las disposiciones de este reglamento se apliquen de la manera apropiada, deben

REGULAMENTO

COMENTARIO

Concreto prefabricado (Precast concrete) — Elemento de concreto estructural construido en un lugar diferente de su ubicación final en la estructura.

Concreto preesforzado (Prestressed concrete) — Concreto estructural al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas.

Concreto reforzado (Reinforced concrete) — Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero de preesforzado o refuerzo no preesforzado especificado en los Capítulos 1 al 21 y en los Apéndices A al C.

Concreto simple (Plain concrete) — Concreto estructural sin refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

Deformación unitaria neta de tracción (Net tensile strain) — Deformación unitaria de tracción cuando se alcanza la resistencia nominal, excluidas las deflexiones unitarias debidas al preesforzado efectivo, flujo plástico, retracción y temperatura.

Dispositivo básico de anclaje para un torón (Basic monostrand anchorage device) — Dispositivo de anclaje usado con cualquier torón individual o barra individual de 16 mm o menos de diámetro, que satisfaga 18.21.1 y los requisitos para elementos de anclaje fabricados industrialmente del ACI 423.6 "Specification for Unbonded Single Strand Tendons".

Dispositivo básico de anclaje para varios torones (Basic multistrand anchorage device) — Dispositivo de anclaje usado con varios torones, barras o alambres, o con barras mayores a 16 mm de diámetro, que satisface 18.21.1 y los requisitos para los esfuerzos de aplastamiento y la rigidez mínima de platina de la especificación para puentes de AASHTO, División I, Artículos 9.21.7.2.2 al 9.21.7.2.4

Dispositivo de anclaje (Anchorage device) — En postensado, el dispositivo usado para transferir la fuerza de postensado desde el acero de preesforzado al concreto.

especificarse los límites de sustitución empleando la interpolación cuando se utilice una sustitución parcial de arena.

Concreto preesforzado — El concreto reforzado se define de manera tal que incluye el concreto preesforzado. Aunque el comportamiento de un elemento de concreto preesforzado con tendón de preesfuerzo no adherido puede variar con relación al de los elementos con tendones continuamente adheridos, el concreto preesforzado con tendones de preesfuerzo adheridos y sin adherir, junto con el concreto reforzado de manera convencional, se han agrupado bajo el término genérico de "concreto reforzado". Las disposiciones comunes al concreto preesforzado y al reforzado convencional se integran con el fin de evitar repetición parcial o contradicción entre las disposiciones.

Dispositivos básicos de anclaje — Dispositivos que se diseñan de tal manera que se puede verificar analíticamente el cumplimiento de los requisitos de esfuerzos de aplastamiento y rigidez sin tener que realizar los ensayos de aceptación necesarios para los dispositivos especiales de anclaje.

Dispositivo de anclaje — La mayoría de los dispositivos de anclaje para postensado son dispositivos estándar fabricados disponibles en forma comercial. En algunos casos, los diseñadores o constructores desarrollan detalles o conjuntos "especiales" que combinan diversas cuñas o platinas de cuñas para el anclaje de aceros de preesforzado con platinas o

REGLAMENTO

COMENTARIO

Dispositivo especial de anclaje (*Special anchorage device*) — Dispositivo de anclaje que satisface 18.15.1 y los ensayos de aceptación normalizados de AASHTO “Standard Specifications for Highway Bridges”, División II, Artículo 10.3.2.3.

Ducto de Postensado (*Duct*) — Ducto (liso o corrugado) para colocar el acero preesforzado que se requiere para aplicar el postensado. Las exigencias para los ductos de postensado se encuentran en 18.17.

Elementos compuestos de concreto sometidos a flexión (*Composite concrete flexural members*) — Elementos prefabricados de concreto o elementos construidos en obra sometidos a flexión, fabricados en etapas separadas, pero interconectados de tal manera que todos los elementos responden a las cargas como una unidad.

Envoltura para tendones de preesfuerzo no adheridos (*Sheating*) — Material que encapsula el acero de preesforzado para impedir la adherencia del acero de preesforzado al concreto que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener la envoltura inhibidora de la corrosión.

Esfuerzo (*Stress*) — Fuerza por unidad de área.

Estribo (*Stirrup*) — Refuerzo empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural; por lo general barras, alambres o refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) ya sea sin dobleces o doblados en forma de L, de U o en formas rectangulares, y colocados perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal. (En inglés el término “stirrup” se aplica normalmente al refuerzo transversal de elementos sometidos a flexión y el término “tie” a los que están en elementos sometidos a compresión.) Véase también “Estribo (Tie)”.

Estribo (*Tie*) — Barra o alambre doblados que abraza el refuerzo longitudinal. Es aceptable una barra o alambre continuo doblado en forma de círculo, rectángulo, u otra forma poligonal sin esquinas reentrantes. Véase también “Estribo (Stirrup)”.

diafragmas especiales en el extremo. Estas designaciones informales como dispositivos de anclaje estándar o especiales no tienen relación directa con este reglamento ni con la clasificación de dispositivos de anclaje en dispositivos básicos de anclaje y dispositivos especiales de anclaje que aparece en “Standard Specifications for Highway Bridges” de AASHTO.

Dispositivo especial de anclaje — es cualquier dispositivo (para uno o varios torones) que no cumple con los esfuerzos de aplastamiento relevantes del PTI o AASHTO, y cuando son aplicables, con los requisitos de rigidez. La mayoría de los dispositivos de anclaje con varias superficies de apoyo ofrecidos comercialmente son Dispositivos Especiales de Anclaje. Según lo indicado en 18.15.1, dichos dispositivos pueden ser usados sólo cuando hayan demostrado experimentalmente que cumplen los requisitos de AASHTO. Esta demostración de cumplimiento normalmente será realizada por el fabricante del dispositivo.

Envoltura para tendones de preesfuerzo no adheridos — Generalmente es una envoltura sin costuras de polietileno de alta densidad extrudido directamente sobre el acero de preesforzado ya recubierto con la envoltura inhibidora de la corrosión.

REGULAMENTO

CONTENIDARIO

Fricción por curvatura (Curvature friction) — Fricción que resulta de los dobleces o la curvatura del trazado especificado de los tendones de preesforzado.

Fricción por desviación involuntaria (Wobble friction) — En concreto preesforzado, la fricción provocada por una desviación no intencional del ducto de preesforzado de su perfil especificado.

Fuerza del gato de tensionamiento (Jacking force) — En concreto preesforzado, la fuerza que temporalmente ejerce el dispositivo que se utiliza para tensionar el acero de preesforzado.

Junta de contracción (Contraction joint) — Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de concreto para crear un plano de debilidad y regular la ubicación del agrietamiento resultante de las variaciones dimensionales de diferentes partes de la estructura.

Junta de expansión (Isolation joint) — Separación entre partes adyacentes de una estructura de concreto, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones y evite la formación de fisuras en otro lugar del concreto y a través de la cual se interrumpe parte o todo el refuerzo adherido.

Límite de la deformación unitaria controlada por compresión (Compression controlled strain limit) — Deformación unitaria neta en tracción bajo condiciones de deformación unitaria balanceada. Véase 10.3.3.

Longitud embebida (Embedment length) — Longitud del refuerzo embebido en el concreto que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de desarrollo (Development length) — Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de preesforzado, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica. Véase 9.3.3.

Longitud de transferencia (Transfer length) — Longitud embebida del torón de preesforzado en el concreto que se requiere para transferir el preesfuerzo efectivo al concreto.

Luz (Span length) — Véase 8.7.

Materiales Cementantes (Cementitious materials) — Materiales que se especifican en el Capítulo 3, que tienen propiedades cementantes por sí mismos al ser utilizados en el concreto, tales como el cemento pórtland, los cementos hidráulicos adicionados y los cementos expansivos, o dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras puzolanas crudas o calcinadas, humo de sílice, y escoria granulada de alto horno o ambos.

REGULAMENTO

CONTENIDARIO

Módulo de elasticidad (Modulus of elasticity) — Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material. Véase 8.5.

Muro (Wall) — Elemento, generalmente vertical, empleado para encerrar o separar espacios.

Muros estructurales (Structural walls) — Muros diseñados para resistir combinaciones de cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por movimientos sísmicos. Un muro de cortante es un muro estructural. Los muros estructurales se pueden clasificar de la manera siguiente:

Muro estructural especial de concreto reforzado (Special reinforced concrete structural wall) — Un muro construido en sitio que cumple con los requisitos de 21.2 y 21.7 además de los requisitos para los muros estructurales ordinarios de concreto reforzado.

Muro estructural especial prefabricado (Special precast structural wall) — Muro prefabricado que cumple con los requisitos de 21.8. Además, satisface los requisitos del muro estructural ordinario de concreto reforzado y los requisitos de 21.2.

Muro estructural intermedio prefabricado (Intermediate precast structural wall) — Muro que cumple con todos los requisitos aplicables de los Capítulos 1 al 18, además de 21.13.

Muro estructural ordinario de concreto reforzado (Ordinary reinforced concrete structural wall) — Muro que cumple con los requisitos de los Capítulos 1 al 18.

Muro estructural ordinario de concreto simple (Ordinary structural plain concrete wall) — Muro que cumple con los requisitos del Capítulo 22.

Pedestal (Pedestal) — Elemento vertical en compresión que tiene una relación entre la altura sin apoyo y el promedio de la menor dimensión lateral no mayor a 3.

Pórtico resistente a momentos (Moment frame) — Pórtico en el cual los elementos y los nudos resisten las fuerzas a través de flexión, cortante y fuerza axial. Los pórticos resistentes a momentos se clasifican de la siguiente forma:

Pórtico especial resistente a momentos (Special moment frame) — Pórtico construido en sitio que cumple con los requisitos de 21.2 a 21.5, o un pórtico prefabricado que cumple con los requisitos de 21.2 a 21.6. Además, se deben cumplir los requisitos para pórticos ordinarios resistentes a momentos.

REGLAMENTO

CONTENIDARIO

Pórtico intermedio resistente a momentos (Intermediate moment frame) — Pórtico construido en sitio que cumple con los requisitos de 21.2.2.3 y 21.12 además de los requisitos para pórticos ordinarios resistentes a momentos.

Pórtico ordinario resistente a momentos (Ordinary moment frame) — Pórtico prefabricado o construido en sitio que cumple con los requisitos de los Capítulos 1 al 18.

Postensado (Post-tensioning) — Método de preesforzado en el cual el acero de preesforzado se tensiona después de que el concreto ha endurecido.

Profesional de diseño registrado (Registered design professional) — Un individuo que está registrado o posee un título que le permite practicar la profesión de diseño respectiva, como lo define la legislación de registros profesionales del estado o jurisdicción en que será construido el proyecto.

Preesforzado efectivo (Effective prestress) — Esfuerzo en el acero de preesforzado después de que han ocurrido todas las pérdidas.

Pretensado (Pretensioning) — Método en el cual el acero de preesforzado se tensiona antes de la colocación del concreto.

Puntales (Shores) — Elementos de apoyo verticales o inclinados diseñados para soportar el peso del encofrado, del concreto y de las cargas de construcción sobre ellos.

Puntales de reapuntalamiento (Reshores) — Puntales colocados ajustadamente bajo una losa de concreto u otro elemento estructural después que la cimbra y puntales originales han sido retirados de un área significativa, permitiendo así que la nueva losa o elemento estructural se deforme y soporte su propio peso y las cargas de construcción existentes antes de la instalación de los puntales de reapuntalamiento.

Refuerzo (Reinforcement) — Material que cumple con lo especificado en 3.5, excluyendo el acero de preesforzado, a menos que se incluya en forma explícita.

Refuerzo corrugado (Deformed reinforcement) — Barras de refuerzo corrugado, mallas de barras, alambre corrugado, refuerzo electrosoldado de alambre, que cumplan con 3.5.3.

Refuerzo corrugado — El refuerzo corrugado se define como aquel que cumple con las normas para refuerzo corrugado mencionadas en la sección 3.5.3.1, o las normas de 3.5.3.3, 3.5.3.4, 3.5.3.5, ó 3.5.3.6. No se aplica a otros tipos de refuerzo. Esta definición permite establecer con exactitud las longitudes de anclaje. Las barras o alambres que no cumplan con los requisitos de corrugado o con los requisitos de espaciamiento del refuerzo electrosoldado de alambre, son “refuerzo liso” para efectos del reglamento y solamente pueden utilizarse para espirales.

REGLAMENTO

CONTENIDARIO

Refuerzo electrosoldado de alambre (Welded wire reinforcement) — Elementos de refuerzo compuestos por alambres lisos o corrugados, que cumplen con ASTM A 82 o A 496, respectivamente, fabricados en forma de hojas de acuerdo con ASTM A 185 o A 497, respectivamente.

Refuerzo en espiral (Spiral reinforcement) — Refuerzo continuo enrollado en forma de hélice cilíndrica.

Refuerzo liso (Plain reinforcement) — Refuerzo que no cumple con la definición de refuerzo corrugado. Véase 3.5.4.

Resistencia a la fluencia (Yield strength) — Resistencia a la fluencia mínima especificada, o punto de fluencia del refuerzo. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las normas ASTM aplicables, según las modificaciones de 3.5 de este reglamento.

Resistencia a la tracción por hendimiento (f_{ct}) (Splitting tensile strength) — Resistencia a la tracción del concreto determinada de acuerdo con ASTM C 496, tal como se describe en “Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete” (ASTM C 330). Véase 5.1.4.

Resistencia de diseño (Design strength) — Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ . Véase 9.3.

Resistencia especificada a la compresión del concreto (f'_c) (Specified compressive strength of concrete) — Resistencia a la compresión del concreto empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones del Capítulo 5, expresada en megapascales (MPa). Cuando la cantidad f'_c esté bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en megapascales (MPa).

Resistencia nominal (Nominal strength) — Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de este reglamento, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia. Véase 9.3.1.

Resistencia requerida (Required strength) — Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en este reglamento. Véase 9.1.1.

Resistencia nominal — Se denomina “resistencia nominal” a la resistencia de la sección transversal de un elemento, calculada utilizando suposiciones y ecuaciones normales de resistencia, usando los valores nominales (especificados) de las resistencias y dimensiones de los materiales. El subíndice n se emplea para denotar las resistencias nominales; resistencia nominal a la carga axial (P_n), resistencia nominal a momento (M_n) y resistencia nominal al cortante (V_n). La “resistencia de diseño” o resistencia utilizable de un elemento o una sección transversal es la resistencia nominal reducida por el factor de reducción de resistencia ϕ .

Las resistencias requeridas a carga axial, momento y cortante que se emplean para diseñar elementos, se denominan ya sea como cargas axiales mayoradas, momentos mayorados y cortantes mayorados o como cargas axiales, momentos y

REGlamento

COMENTARIO

cortantes requeridos. Los efectos de las cargas mayoradas se calculan a partir de las fuerzas y cargas mayoradas aplicadas en combinaciones de carga como las estipuladas en el reglamento (véase 9.2).

El subíndice u se usa solamente para denotar las resistencias requeridas, la resistencia a carga axial requerida (P_u), la resistencia a momento requerida (M_u), y la resistencia a cortante requerida (V_u), calculadas a partir de las cargas y fuerzas mayoradas aplicadas.

El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\begin{aligned}\phi P_n &\geq P_u \\ \phi M_n &\geq M_u \\ \phi V_n &\geq V_u\end{aligned}$$

Para comentarios adicionales sobre los conceptos y la nomenclatura para el diseño por resistencia véanse los comentarios del Capítulo 9.

Sección controlada por compresión (Compression controlled section) — Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta por tracción en el acero extremo en tracción, a la resistencia nominal, es menor o igual al límite de deformación unitaria controlado por compresión.

Sección controlada por tracción (Tension controlled section) — Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, es mayor o igual que 0.005.

Tendón (Tendon) — En aplicaciones de preesforzado, el tendón es el acero preesforzado. En las aplicaciones de postensado, el tendón es el conjunto completo consistente en anclajes, acero preesforzado y ductos para aplicaciones no adheridas o ductos inyectados con mortero para aplicaciones adheridas.

Tendón de preesfuerzo adherido (Bonded tendon) — Tendón en el que el acero de preesforzado está adherido al concreto ya sea directamente o con mortero de inyección.

Tendón de preesfuerzo no adherido (Unbonded tendon) — Tendón en el que se impide que el acero de preesforzado se adhiera al concreto y quedando libre para moverse con respecto al concreto. La fuerza de preesforzado se transmite en forma permanente al concreto solamente en los extremos del tendón a través de los anclajes.

Transferencia (Transfer) — Operación de transferir los esfuerzos del acero de preesforzado desde los gatos o del banco de tensionamiento al elemento de concreto.

REGULAMENTO

COMENTARIO

Zona de anclaje (Anchorage zone) — En elementos postensados, la porción del elemento a través de la cual la fuerza de preesforzado concentrada se transfiere al concreto y es distribuida uniformemente en toda la sección. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión de su sección transversal. En elementos de anclaje localizados lejos del extremo de un elemento, la zona de anclaje incluye la zona perturbada adelante y atrás del dispositivo de anclaje.

Zona de tracción precomprimida (Precompressed tensile zone) — Porción de un elemento preesforzado donde ocurriría tracción producida por flexión si la fuerza de preesfuerzo no estuviera presente, calculada usando las propiedades de la sección bruta, bajo carga muerta y viva no mayoradas.

Zona de anclaje — La terminología “adelante” y “atrás” del dispositivo de anclaje se ilustra en la Fig. R18.13.1(b).

REGLAMENTO

COMENTARIO

PARTE 2 — NORMAS PARA ENSAYOS Y MATERIALES

CAPÍTULO 3 — MATERIALES

REGLAMENTO

COMENTARIO

3.1 — Ensayos de materiales**R3.1 — Ensayos de materiales**

3.1.1 — La autoridad competente tiene el derecho de ordenar el ensayo de cualquier material empleado en las obras de concreto, con el fin de determinar si corresponde a la calidad especificada.

3.1.2 — Los ensayos de materiales y del concreto deben hacerse de acuerdo con las normas indicadas en 3.8.

3.1.3 — Un registro completo de los ensayos de materiales y del concreto debe estar siempre disponible para revisión durante el desarrollo de la obra y por 2 años después de terminado el proyecto, y debe ser conservado para este fin por el inspector.

R3.1.3 — Los registros de ensayos de materiales y del concreto deben conservarse al menos durante 2 años después de la terminación del proyecto. La terminación del proyecto es la fecha en la que el propietario lo acepta, o cuando se emite el certificado de ocupación, la que sea posterior. Los requisitos legales locales pueden exigir conservar dichos registros por un período más largo.

3.2 — Cementos**R3.2 — Cementos**

3.2.1 — El cemento debe cumplir con alguna de las siguientes normas:

- (a) "Specification for Portland Cement" (ASTM C 150);
- (b) "Specification for Blended Hydraulic Cements" (ASTM C 595), se excluyen los Tipos S y SA ya que no pueden ser empleados como constituyentes cementantes principales en el concreto estructural;
- (c) "Specification for Expansive Hydraulic Cement" (ASTM C 845).
- (d) "Performance Specification for Hydraulic Cement" (ASTM C 1157)

3.2.2 — El cemento empleado en la obra debe corresponder al que se ha tomado como base para la selección de la dosificación del concreto. Véase 5.2.

R3.2.2 — Dependiendo de las circunstancias, el requisito de 3.2.2 puede requerir solamente el mismo tipo de cemento, o bien, cemento de una fuente idéntica. Este último es el caso si la desviación estándar^{3.1} de la muestra de los ensayos de resistencia, utilizada para establecer el margen de resistencia requerido se ha basado en cemento de una fuente en particular. Si la desviación estándar de la muestra está basada en ensayos relativos a un tipo de cemento obtenido de diversas fuentes, se puede aplicar la primera interpretación.

3.3 — Agregados**R3.3 — Agregados**

3.3.1 — Los agregados para concreto deben cumplir con una de las siguientes normas:

R3.3.1 — Los agregados que cumplen con las normas de la ASTM no siempre están disponibles económicamente y, en

REGLAMENTO**COMENTARIO**

ciertos casos, algunos materiales que no cumplen con ellas tienen una larga historia de comportamiento satisfactorio.

REGLAMENTO

(a) "Specification for Concrete Aggregates" (ASTM C 33);

(b) "Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete" (ASTM C 330).

Excepción: Agregados que han demostrado a través de ensayos especiales y por experiencias prácticas que producen concreto de resistencia y durabilidad adecuadas, y que han sido aprobados por la autoridad competente.

3.3.2 — El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

(a) 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado, ni a

(b) 1/3 de la altura de la losa, ni a

(c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Estas limitaciones se pueden omitir si a juicio del ingeniero, la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto se puede colocar sin la formación de hormigueros o vacíos.

3.4 — Agua

3.4.1 — El agua empleada en el mezclado del concreto debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias nocivas para el concreto o el refuerzo.

3.4.2 — El agua de mezclado para concreto preesforzado o para concreto que contenga elementos de aluminio embebidos, incluyendo la parte del agua de mezclado con la que contribuye la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de iones de cloruros. Véase 4.4.1.

3.4.3 — No debe utilizarse agua impotable en el concreto, a menos que se cumpla con las siguientes condiciones:

3.4.3.1 — La selección de la dosificación del concreto debe basarse en mezclas de concreto con agua de la misma fuente.

3.4.3.2 — Los cubos de mortero para ensayos, hechos con agua no potable, deben tener resistencias a los 7 y 28 días, de por lo menos 90% de la resistencia de muestras similares hechas con agua potable. La comparación de los ensayos de resistencia debe hacerse en morteros idénticos, excepto por el agua de mezclado, preparados y

COMENTARIO

Aquellos materiales que no cumplen con las normas pueden permitirse, mediante una aprobación especial, cuando se presente evidencia aceptable de comportamiento satisfactorio. Debe observarse, sin embargo, que el comportamiento satisfactorio en el pasado no garantiza buen comportamiento en otras condiciones y en otros lugares. Siempre que sea posible, deben utilizarse agregados que cumplan con las normas establecidas.

R3.3.2 — Las limitaciones al tamaño de los agregados se proporcionan con el fin de asegurar que el refuerzo quede adecuadamente embebido y para minimizar los hormigueros. Nótese que las limitaciones para el tamaño máximo del agregado pueden omitirse si, a juicio del ingeniero, la trabajabilidad y los métodos de compactación del concreto son tales que pueda colocarse sin que se formen hormigueros o vacíos.

R3.4 — Agua

R3.4.1 — Casi cualquier agua natural que se pueda beber (potable) y que no tiene un sabor u olor marcado, puede utilizarse como agua de mezclado en la elaboración de concreto. Cuando las impurezas en el agua de mezclado son excesivas, pueden afectar no sólo el tiempo de fraguado, la resistencia del concreto y la estabilidad volumétrica (variación dimensional), sino que también pueden provocar eflorescencia o corrosión en el refuerzo. Siempre que sea posible, debe evitarse el agua con altas concentraciones de sólidos disueltos.

Las sales u otras sustancias nocivas que provengan del agregado o de los aditivos, deben sumarse a la cantidad que puede contener el agua de mezclado. Estas cantidades adicionales deben tomarse en consideración al hacer la evaluación respecto a la aceptabilidad del total de impurezas que pueda resultar nocivo, tanto para el concreto como para el acero.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

ensayados de acuerdo con “Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or 50-mm Cube Specimens)” (ASTM C 109).

3.5 — Acero de refuerzo

3.5.1 — El refuerzo debe ser corrugado, excepto en espirales o acero de preesfuerzo en los cuales se puede utilizar refuerzo liso; y se puede utilizar refuerzo consistente en perfiles de acero estructural o en tubos y elementos tubulares de acero de acuerdo con las especificaciones de este reglamento.

3.5.2 — La soldadura de barras de refuerzo debe realizarse de acuerdo con “Structural Welding Code – Reinforcing Steel”, ANSI/AWS D1.4 de la American Welding Society. La ubicación y tipo de los empalmes soldados y otras soldaduras requeridas en las barras de refuerzo deben estar indicados en los planos de diseño o en las especificaciones del proyecto. Las normas ASTM para barras de refuerzo, excepto ASTM A 706, deben ser complementadas para requerir un informe de las propiedades necesarias del material para cumplir con los requisitos de ANSI/AWS D1.4.

R3.5 — Acero de refuerzo

R3.5.1 — Este reglamento no cubre refuerzo de polímeros reforzados con fibra (Fiber reinforced polymer – FRP). El comité ACI 440 ha desarrollado algunas guías para el uso de refuerzo de FRP.^{3.2, 3.3}

Los materiales permitidos para ser usados como refuerzo están especificados. Otros elementos metálicos, como insertos, pernos de anclajes, o barras lisas usadas como pasadores en juntas de expansión o contracción, no se consideran normalmente como refuerzo bajo las disposiciones de este reglamento.

R3.5.2 — Cuando sea necesario soldar el refuerzo, se requiere considerar la soldabilidad del acero y los procedimientos adecuados para la soldadura. Las disposiciones de “ANSI/AWS D1.4 Welding Code” cubren aspectos de la soldadura de barras de refuerzo, incluyendo criterios para calificar los procedimientos de soldadura.

La soldabilidad del acero está basada en su composición química o equivalente de carbono (CE). El Reglamento de Soldadura establece un precalentamiento y temperaturas de entrapado para un rango de equivalentes de carbono y tamaños de barra. El equivalente de carbono se calcula a partir de la composición química de las barras de refuerzo. El Reglamento de Soldadura tiene dos expresiones para calcular el equivalente de carbono. Una expresión relativamente corta, que considera sólo los elementos carbono y manganeso, la cual debe usarse en barras diferentes a las ASTM A 706. Una expresión más completa se da para barras ASTM A 706. La fórmula para el CE dada en el Reglamento de Soldadura para barras ASTM A 706 es idéntica a la fórmula para el CE dada en la norma ASTM A 706.

El ingeniero debe tener en cuenta que el análisis químico requerido para calcular el equivalente de carbono, para barras diferentes a las ASTM A 706, no es suministrado rutinariamente por el productor de barras de refuerzo. Por lo tanto, para la soldadura de barras de refuerzo diferentes a las ASTM A 706, los planos de construcción o las especificaciones de proyecto deben requerir específicamente que se suministren los resultados del análisis químico.

La norma ASTM A 706 cubre barras de refuerzo de acero de baja aleación las cuales pueden ser usadas para aplicaciones que requieren propiedades controladas de tracción o soldabilidad. La soldabilidad es lograda en la norma ASTM A 706 limitando o controlando la composición química y el equivalente de carbono^{3.4}. La norma ASTM A 706 requiere que el productor informe la composición química y el equivalente de carbono.

El Reglamento de Soldadura ANSI/AWS D1.4 requiere que el contratista prepare especificaciones escritas para los

REGLAMENTO**COMENTARIO**

procedimientos de soldadura, que se ajusten a los requisitos del Reglamento de Soldadura. El Apéndice A del Reglamento de Soldadura contiene un formulario que muestra la información requerida por dicha especificación para el procedimiento de soldadura de cada empalme.

A menudo es necesario soldar barras de refuerzo existentes en una estructura de las cuales no existen informes de ensayos de siderurgia de dichos refuerzos. Esta situación es particularmente común en la modificación o ampliación de edificios. ANSI/AWS D1.4 establece para tales barras que el análisis químico puede ser realizado en barras representativas. Si la composición química no es conocida ni puede ser obtenida, el Reglamento de Soldadura establece un precalentamiento mínimo. Para barras diferentes a las ASTM A 706, el precalentamiento mínimo requerido es 150° C para barras No. 19 o menores, y 200° C para barras No. 22 o mayores. El precalentamiento requerido para todos los tamaños de barras ASTM A 706 es la temperatura dada en la tabla del Reglamento de Soldadura, correspondiente al mínimo precalentamiento para el rango de CE “sobre 45 a 55 por ciento”. La soldadura de una barra en particular debe realizarse de acuerdo con ANSI/AWS D1.4. Debe también determinarse si debe tomarse precauciones adicionales, basadas en otras consideraciones como el nivel de esfuerzo en las barras, consecuencias de las fallas, y daño por calor en el concreto existente debido a las operaciones de soldadura.

El Reglamento ANSI/AWS D1.4 no cubre la soldadura de alambre con alambre y de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con barras de refuerzo o con elementos de acero estructural. Si en un determinado proyecto se requiere soldadura de este tipo, el ingeniero debe especificar los requisitos o los criterios de comportamiento para esta soldadura. Si van a soldarse alambres trabajados en frío, los procedimientos de soldadura deben tener en cuenta la pérdida potencial de resistencia a la fluencia y ductilidad, producida por el proceso del trabajo en frío (durante la fabricación), cuando tales alambres son calentados por la soldadura. La soldadura por máquina o por resistencia, tal como se usan en la fabricación de refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado, está cubierta por las normas ASTM A 185 y A 497, respectivamente, y no forman parte de esta preocupación.

3.5.3 — Refuerzo corrugado

3.5.3.1 — Las barras de refuerzo corrugado deben cumplir con los requisitos para barras corrugadas de una de las siguientes normas:

- (a) “Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement”(ASTM A 615M);
- (b) “Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement” (ASTM A 706M);
- (c) “Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement” (ASTM A

R3.5.3 — Refuerzo corrugado

R3.5.3.1 — La norma ASTM A 615M cubre barras corrugadas de acero al carbón, las cuales actualmente son las más utilizadas en la construcción de concreto reforzado en los Estados Unidos. La norma también exige que las barras sean marcadas con una letra S.

La norma ASTM A 706M cubre barras corrugadas de acero de baja aleación, destinadas a aplicaciones especiales donde se requiere de propiedades controladas de tracción, de restricciones a la composición química para mejorar la soldabilidad, o de ambas. La norma requiere que las barras sean marcadas con la letra W para determinar el tipo de acero.

REGLAMENTO

996M). Las barras de acero provenientes de rieles deben ser del Tipo R.

3.5.3.2 — Las barras corrugadas deben cumplir con una de las normas ASTM enumeradas en 3.5.3.1, excepto que para barras con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%. Véase 9.4.

3.5.3.3 — Las parrillas de refuerzo para concreto deben ajustarse a “Specification for Fabricated Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement” (ASTM A 184M). Las barras de refuerzo, utilizadas en las mallas de refuerzo, deben cumplir con una de las normas incluidas en 3.5.3.1.

3.5.3.4 — El alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con “Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement” (ASTM A 496), excepto que el alambre no debe ser menor que el tamaño MD26 (6 mm de diámetro), y para el alambre con f_y mayor de 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%.

3.5.3.5 — El alambre del refuerzo electrosoldado liso debe cumplir con “Specification for Steel Welded Wire Reinforcement, Plain, for Concrete” (ASTM A 185),

COMENTARIO

Las barras corrugadas, producidas para cumplir con tanto con ASTM A 615M como con A 706M deben ser marcadas con las letras W y S para determinar el tipo de acero.

Las barras de refuerzo de acero de riel usadas con este reglamento deben cumplir con las disposiciones de ASTM A 996M, incluyendo los requisitos para las barras Tipo R, y deben ser marcadas con la letra R para indicar el tipo de acero. Se requiere que las barras Tipo R cumplan con requisitos más estrictos para los ensayos de doblado.

R3.5.3.2 — La norma ASTM A 615M incluye disposiciones para barras Grado 520 en diámetros No. 19 a 57.

El límite de la deformación unitaria del 0.35% es necesario para asegurar que la suposición de una curva elastoplástica esfuerzo-deformación en 10.2.4 no conducirá a valores no conservadores de la resistencia del elemento.

El requisito del 0.35% de la deformación unitaria no se aplica a barras de refuerzo con resistencia especificada a la fluencia de 420 MPa o menos. Para aceros con resistencia especificada a la fluencia de 280 MPa, utilizadas ampliamente en el pasado, la suposición de una curva elastoplástica esfuerzo-deformación unitaria está perfectamente justificada de acuerdo con abundantes datos de ensayos. Para aceros con resistencia especificada a la fluencia hasta 420 MPa, la curva esfuerzo-deformación puede ser elastoplástica o no, como lo presume 10.2.4, dependiendo de las propiedades del acero y del proceso de fabricación. Sin embargo, cuando la curva esfuerzo-deformación unitaria no es elastoplástica, existe una evidencia experimental limitada que sugiere que el verdadero esfuerzo del acero, a la resistencia última, puede no ser suficientemente menor que la resistencia a la fluencia especificada como para justificar la realización de los ensayos con los criterios más estrictos aplicables a aceros con resistencia especificada a la fluencia mayor que 420 MPa. En esos casos, puede esperarse que el factor ϕ cubra una deficiencia en la resistencia.

R3.5.3.5 — El refuerzos electrosoldado de alambre liso deben fabricarse con alambre que cumpla “Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement” (ASTM A

REGLAMENTO**COMENTARIO**

excepto que para alambre con f_y mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas en más de 300 mm en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzo de alambre electrosoldado utilizado como estribos de acuerdo con 12.13.2.

3.5.3.6 — El refuerzo electrosoldado de alambre corrugado deben cumplir con “Specification for Steel Welded Wire Reinforcement Deformed, for Concrete”

(ASTM A 497), excepto que para alambres con f_y mayor

que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 400 mm, en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzos de alambre electrosoldado utilizados como estribos de acuerdo con 12.13.2.

3.5.3.7 — Las barras de refuerzo galvanizadas deben cumplir con “Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement” (ASTM A 767M). Las barras de refuerzo con recubrimiento epóxico deben cumplir con “Specifications for Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars” (ASTM A 775M) o con “Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars” (ASTM A 934M). Las barras que se vayan a galvanizar o a recubrir con epóxico deben cumplir con una de las normas citadas en 3.5.3.1.

3.5.3.8 — Los alambres y el refuerzo electrosoldado de alambre recubiertos con epóxico deben cumplir con “Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement” (ASTM A 884M). Los alambres que se vayan a recubrir con epóxico deben cumplir con 3.5.3.4 y el refuerzo electrosoldado de alambre que se vaya a recubrir con epóxico debe cumplir con 3.5.3.5 ó 3.5.3.6.

3.5.4 — Refuerzo liso

3.5.4.1 — Las barras lisas usadas en espirales deben cumplir con las normas de 3.5.3.1 (a) ó (b).

3.5.4.2 — Los alambres lisos para refuerzo en espiral deben cumplir con “Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement” (ASTM A 82), excepto que para

alambres con f_y superior a 420 MPa, la resistencia a la

fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%.

3.5.5 — Acero de preesfuerzo

82). ASTM A 82 indica una resistencia a la fluencia mínima de 490 MPa. En el reglamento se ha asignado un valor de resistencia a la fluencia de 420 MPa, pero tiene en cuenta el uso de una resistencia a la fluencia mayor si el esfuerzo corresponde a una deformación unitaria de 0.35%.

R3.5.3.6 — El refuerzo electrosoldado de alambre corrugado deben fabricarse con alambre que cumpla con “Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete

Reinforcement” (ASTM A 496). ASTM A 496 indica una

resistencia a la fluencia mínima de 482 MPa. En el reglamento se ha asignado un valor de resistencia a la fluencia de 420 MPa, pero tiene en cuenta el uso de resistencias a la fluencia mayores si el esfuerzo corresponde a una deformación unitaria de 0.35%.

R3.5.3.7 — Las barras de refuerzo galvanizadas (A 767M) y las recubiertas con epóxico (A 775M) fueron agregadas al ACI 318 en 1983, y las barras de refuerzo prefabricadas recubiertas con epóxico (A 934) fueron agregadas en 1995, reconociendo su uso especialmente para condiciones en que la resistencia a la corrosión del refuerzo es de particular importancia. Comúnmente se les ha utilizado en losas de estacionamientos y puentes y en ambientes altamente corrosivos.

R3.5.4 — Refuerzo liso

Las barras y alambres lisos sólo se permiten para refuerzo en espiral (ya sea como refuerzo transversal para elementos en compresión, para elementos en torsión o como refuerzo de confinamiento para empalmes).

3.5.5.1 — El acero preesforzado debe cumplir con una de las normas siguientes:

REGLAMENTO**COMENTARIO**

(a) Alambre que cumpla con "Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete" (ASTM A 421).

R3.5.5 — Acero de preesfuerzo

R3.5.5.1 — Puesto que el acero de baja relajación está cubierto en un suplemento de la norma ASTM A 421, que se aplica sólo cuando se especifica material de baja relajación, la referencia ASTM correspondiente se menciona separadamente.

REGLEMENTO**COMENTARIO**

(b) Alambre de baja relajación que cumpla con "Specification for Uncoated Stress — Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete" incluyendo el suplemento "Low-Relaxation Wire" (ASTM A 421).

(c) Torón que cumpla con "Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete" (ASTM A 416M).

(d) Barra que cumpla con "Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressed Concrete" (ASTM A 722).

3.5.5.2 — Los alambres, los torones y las barras que no figuran específicamente en las normas ASTM A 421, A 416M, ó A 722, se pueden usar, siempre que se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas normas, y que no tienen propiedades que los hagan menos satisfactorios que los de las normas ASTM A 421, A 416M, ó A 722.

3.5.6 — Acero estructural, tubos de acero o tuberías

3.5.6.1 — El acero estructural utilizado junto con barras de refuerzo en elementos compuestos sometidos a compresión que cumpla con los requisitos de 10.16.7 o 10.16.8, debe ajustarse a una de las siguientes normas:

(a) "Specification for Carbon Structural Steel" (ASTM A 36M).

(b) "Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel" (ASTM A 242M).

(c) "Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel" (ASTM A 572M).

(d) "Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel with 50 ksi, (345 MPa) Minimum Yield Point to 4 in. (100 mm) Thick" (ASTM A 588M).

(e) "Specification for Structural Steel Shapes" (ASTM A 992).

3.5.6.2 — Los tubos de acero o tuberías para elementos compuestos sometidos a compresión, que estén formados por un tubo de acero relleno de concreto, que cumpla con los requisitos de 10.16.6, deben cumplir con una de las siguientes normas:

(a) Grado B de "Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless" (ASTM A 53).

(b) "Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes" (ASTM A 500).

REGlamento**COMentarios**

(c) "Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing" (ASTM A 501).

3.6 — Aditivos

3.6.1 — Los aditivos que se usen en el concreto deben someterse a la aprobación previa del ingeniero.

3.6.2 — Debe demostrarse que el aditivo es capaz de mantener durante toda la obra, esencialmente la misma composición y comportamiento que el producto usado para establecer la dosificación del concreto de acuerdo con lo especificado en 5.2.

3.6.3 — El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no provengan de impurezas de los componentes del aditivo, no deben emplearse en concreto preesforzado, en concreto que contenga aluminio embebido o en concreto construido en encofrados permanentes de acero galvanizado. Véanse 4.3.2 y 4.4.1.

3.6.4 — Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con "Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete" (ASTM C 260).

3.6.5 — Los aditivos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, y reductores de agua y acelerantes, deben cumplir con "Specification for Chemical Admixtures for Concrete" (ASTM C 494) o "Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete" (ASTM C 1017).

3.6.6 — Las cenizas volantes u otras puzolanas que se empleen como aditivos deben cumplir con "Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixtures in Portland Cement Concrete" (ASTM C 618).

3.6.7 — La escoria molida granulada de alto horno utilizada como aditivo debe cumplir con "Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars" (ASTM C 989).

R3.6 — Aditivos

R3.6.3 — Los aditivos que contengan cualquier cloruro, que no sea impureza de los componentes del aditivo, no deben emplearse en concreto preesforzado o en concreto con elementos embebidos de aluminio. Las concentraciones de iones de cloruro pueden causar corrosión del aluminio embebido (por ejemplo en ductos), especialmente cuando el aluminio está en contacto con el acero embebido y el concreto se encuentra en ambiente húmedo. Se produce una severa corrosión en láminas de acero galvanizado y en encofrados permanentes de acero galvanizado, especialmente en ambientes húmedos o cuando el secado es inhibido por el espesor del concreto o por el revestimiento, o por láminas impermeables. Véanse en 4.4.1 los límites específicos sobre concentración de iones de cloruro en el concreto.

R3.6.7 — La escoria molida granulada de alto horno que cumple con la norma ASTM C 989 es empleada como un aditivo en el concreto de manera muy similar a como se emplea la ceniza volante. Generalmente, debe ser utilizada con cementos de tipo pórtland que cumplan con la norma ASTM C 150, y sólo en raras ocasiones es apropiado usar escoria ASTM C 989 con un cemento adicionado ASTM C 595, el cual ya tiene puzolana o escoria. Su uso con los cementos contemplados en la norma ASTM C 595 puede considerarse para concreto masivo donde es aceptable un

REGLAMENTO**COMENTARIO**

3.6.8 — Los aditivos usados en el concreto que contengan cemento expansivo ASTM C 845 deben ser compatibles con el cemento y no producir efectos nocivos.

3.6.9 — El humo de sílice usado como aditivo debe cumplir con ASTM C 1240.

3.7 — Almacenamiento de materiales

3.7.1 — El material cementante y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la introducción de materia extraña.

3.7.2 — Cualquier material que se haya deteriorado o contaminado no debe utilizarse en el concreto.

3.8 — Normas citadas

3.8.1 — Las normas de la American Society for Testing and Materials – ASTM que se mencionan en este reglamento se listan a continuación, con su designación de serie, incluyendo año de adopción o revisión y se consideran en lo sucesivo como parte de este reglamento, como si estuvieran totalmente reproducidas aquí:

A 36/ A 36M-04a	Standard Specification for Carbon Structural Steel
A 53/ A 53M-02	Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless
A 82-02	Standard Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement
A 184/ A 184M-01	Standard Specification for Fabricated Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement
A 185-02	Standard Specification for Steel Welded Wire Reinforcement, Plain, for Concrete
A 242/ 242M-04a	Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel
A 307-04	Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60.000 psi, Tensile Strength
A 416/ A416M-02	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete

incremento lento de la resistencia y en donde el bajo calor de hidratación es de particular importancia. La norma ASTM C 989 incluye apéndices en los que se discuten los efectos de la escoria de alto horno sobre la resistencia del concreto, su resistencia a sulfatos y la reacción álcali-agregado.

R3.6.8 — El uso de aditivos en concreto con cementos expansivos ASTM C 845 ha reducido los niveles de expansión o incrementado los valores de retracción. Véase ACI 223.^{3,5}

R3.8 — Normas citadas

Las normas ASTM mencionadas son las correspondientes a la última edición al momento de ser adoptadas las disposiciones de este reglamento. Dado que estas normas se revisan con frecuencia, generalmente sólo en detalles pequeños, el usuario de este reglamento debe verificar directamente con ASTM si es deseable hacer referencia a la última edición. Sin embargo, dicho procedimiento obliga al usuario de la norma a evaluar si los cambios introducidos en la última edición son significativos en el empleo de ésta.

Las especificaciones u otro material que se vaya a adoptar legalmente como referencia dentro de un reglamento de construcción, debe referirse a un documento específico. Esto puede hacerse simplemente utilizando la designación numérica completa, ya que la primera parte indica el tema y la segunda el año de adopción. En 3.8 se enumeran todas las normas a las que se hace referencia en este reglamento, con el título y la designación completa. En otras secciones del reglamento, las designaciones no incluyen la fecha, de tal modo que pueden mantenerse actualizadas simplemente revisando 3.8.

Las normas ASTM pueden obtenerse de ASTM, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

- A 421/ Standard Specification for Uncoated
A 421M-02 Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete
- A 496-02 Standard Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement
- A 497/ Standard Specification for Steel Welded Wire
A 497M-02 Reinforcement, Deformed, for Concrete
- A 500-03a Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes
- A 501-01 Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing
- A 572/ Standard Specification for High-Strength
A 572M-04a Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steels
- A 588/ Standard Specification for High-Strength
A 588M-04 Low-Alloy Structural Steel With 50 ksi (345 MPa) Minimum Yield Point to 4 in (100 mm) Thick
- A 615/ Standard Specification for Deformed and
A 615M-04a Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement.
- A 706/ Standard Specification for Low- Alloy Steel
A 706M-04a Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement
- A 722/ Standard Specification for Uncoated
A 722M-98 High-Strength Steel Bar for Prestressing
(2003) Concrete
- A 767/ Standard Specification for Zinc- Coated
A 767M-00b (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A 775/ Standard Specification for Epoxy- Coated
A 775M-04a Steel Reinforcing Bars
- A 884/ Standard Specification for Epoxy-Coated
A 884M-04 Steel Wire and Welded Wire Reinforcement
- A 934/ Standard Specification for Epoxy- Coated
A 934M-04 Prefabricated Steel Reinforcing Bars
- A 992/ Standard Specification for Structural Steel
A 992M-04 Shapes
- A 996/ Standard Specification for Rail-Steel and
A 996M-04 Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement

En este reglamento, cuando se haga referencia a ASTM A 996, las barras de acero para rieles Tipo R se consideran obligatorias.

REGLEMENTO**CONTENIDARIO**

- C 31/
C 31M-03a Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field
- C 33-03 Standard Specification for Concrete Aggregates
- C 39/
C 39M-03 Standard Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C 42/
C 42M-04 Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
- C 94/
C 94M-04 Standard Specification for Ready-Mixed Concrete
- C 109/
C 109M-02 Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or 50-mm Cube Specimens)
- C 144-03 Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar
- C 150-04a Standard Specification for Portland Cement
- C 172-04 Standard Method of Sampling Freshly-Mixed Concrete
- C 192/
C 192M-02 Standard Method for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory
- C 260-01 Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete
- C 330-04 Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete
- C 494/
C 494M-04 Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete
- C 496/
C 496M-04 Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C 567-04 Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete.
- C 595M-03 Standard Specification for Blended Hydraulic Cements
- C 618-03 Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Concrete
- C 685/
C 685M-01 Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing
- C 845-04 Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement

REGLAMENTO**COMENTARIO**

C 989-04 Standard Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars

C 1017/ Standard Specification for Chemical
C 1017M-03 Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

C 1157-03 Standard Performance Specification for Hydraulic Cement

C 1218/ Standard Test Method for Water-Soluble
C 1218M-99 Chloride in Mortar and Concrete

C 1240-04 Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures

3.8.2 — Se declara que el “Structural Welding Code—Reinforcing Steel” (ANSI/AWS D1.4-98) del American Welding Society forma parte de este reglamento, como si estuviera totalmente reproducido aquí.

3.8.3 — Se declara que la Sección 2.3.3 Combinaciones de Cargas Incluyendo Cargas por inundación, y 2.3.4 Combinaciones de Cargas incluyendo Cargas por Hielo Atmosférico de “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” (SEI/ASCE 7-02) forman parte de este reglamento, como si estuvieran totalmente reproducidas aquí, para los fines citados en 9.2.4.

3.8.4 — Se declara que “Specification for Unbonded Single Strand Tendons (ACI 423.6-01) y Comentarios (423.6R-01)” es parte de este reglamento como si estuviera completamente reproducido aquí.

3.8.5 — Se declara que los artículos 9.21.7.2 y 9.21.7.3 de la División I y el artículo 10.3.2.3 de la División II de AASHTO “Standard Specification for Highway Bridges” (AASHTO 17ª Edición, 2002) forman parte de este reglamento como si estuvieran completamente reproducidos aquí, para los fines citados en 18.15.1.

3.8.6 — Se declara que “Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete (ACI 355.2-04)” es parte de este reglamento como si estuviera completamente reproducido aquí, para los fines citados en el Apéndice D.

3.8.7 — Se declara que “Structural Welding Code - Steel (AWS D 1.1/D.1.1M:2004)” del American Welding Society es parte de este reglamento como si estuviera completamente reproducido aquí.

3.8.8 — Se declara que “Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI T1.1-01)” es parte de este reglamento como si estuviera completamente reproducido aquí.

R3.8.3 — El documento ASCE 7 se puede obtener en: ASCE Book Orders, Box 79404, Baltimore, MD, 21279 - 0404.

R3.8.5 — La 17ª Edición de 2002 de AASHTO “Standard Specification for Highway Bridges” se puede obtener a través de AASHTO, 444 North Capitol Street, N.W., Suite 249, Washington, D.C., 20001.

R3.8.6 — Paralelamente al desarrollo de los requisitos para anclajes en el concreto del ACI 318-05, el ACI 355 desarrolló un método de ensayo para definir los niveles de comportamiento requeridos para los anclajes post-instalados. Este método de ensayo, el ACI 355.2, contiene los requisitos para el ensayo y evaluación de los anclajes post-instalados tanto para las aplicaciones en concreto fisurado como no fisurado.

REGLAMENTO

COMENTARIO

PARTE 3 — REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

CAPÍTULO 4 — REQUISITOS DE DURABILIDAD

REGLAMENTO

COMENTARIO

4.1 — Relación agua-material cementante

R4.1 — Relación agua-material cementante

Los capítulos 4 y 5 de las ediciones anteriores fueron reorganizados en 1989 para enfatizar la importancia de considerar los requisitos de durabilidad antes de que el diseñador seleccione f'_c y el recubrimiento del refuerzo.

Las relaciones agua-material cementante máximas de 0.40 a 0.50 que pueden requerirse para concretos expuestos a condiciones de congelamiento y deshielo, a suelos y aguas con sulfatos, o para prevenir la corrosión del refuerzo, típicamente son equivalentes a requerir un valor de f'_c de 35

a 28 MPa, respectivamente. Generalmente, las resistencias promedio a la compresión requeridas, f_{cr} , son 3.5 a 5.0 MPa más altas que la resistencia especificada a la compresión, f'_c .

Dado que es difícil determinar con precisión la relación agua-material cementante del concreto durante la producción, el valor de f'_c especificado debe ser razonablemente congruente

con la relación agua-material cementante requerida por durabilidad. La selección de un valor de f'_c que sea

congruente con la relación agua-material cementante seleccionada por durabilidad ayuda a asegurarse que la relación agua-material cementante requerida pueda obtenerse efectivamente en la obra. Debido a que usualmente el énfasis en una inspección se centra en la resistencia, los resultados de ensayos substancialmente más altos que la resistencia especificada pueden conducir a un descuido en el interés por la calidad y a la producción de concreto que exceda la relación agua-material cementante máxima. Así, para una estructura de estacionamiento no debe especificarse un valor de f'_c de 20 MPa y una relación agua-material cementante

máxima de 0.45 si esta quedará expuesta a sales descongelantes.

El reglamento no incluye disposiciones para condiciones de exposición especialmente severas, tales como la exposición a ácidos o a altas temperaturas, ni sobre condiciones estéticas tales como acabado de superficies. Estos puntos están fuera del alcance del reglamento y deben estar específicamente cubiertos en las especificaciones del proyecto. Los componentes y sus proporciones en el concreto deben seleccionarse de manera que se pueda cumplir con los requisitos mínimos establecidos por el reglamento, y con los requisitos adicionales de los documentos del contrato.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

4.1.1 — Las relaciones agua-material cementante especificadas en las Tablas 4.2.2 y 4.3.1 se calculan usando el peso de un cemento que cumpla con ASTM C150, C595, C845 o C1157 más el peso de las cenizas volantes y otras puzolanas que cumplan con ASTM C618, escoria que cumpla con ASTM C989, y humo de sílice

R4.1.1 — Para concreto expuesto a productos químicos descongelantes, la cantidad de ceniza volante, otras puzolanas, humo de sílice, escoria o cementos adicionados utilizada para calcular la relación agua-material cementante está sujeta a los límites en porcentaje de 4.2.3. Además, en la sección 4.3 sobre exposición a sulfatos^{4.1}, se indica que la

REGLAMENTO

que cumpla con ASTM C1240, si las hay, excepto que cuando el concreto esté expuesto a productos químicos descongelantes, 4.2.3 adicionalmente limita la cantidad de ceniza volante, puzolana, humo de sílice, escoria o la combinación de estos materiales.

4.2 — Exposición a congelamiento y deshielo

4.2.1 — El concreto de peso normal y de peso liviano expuesto a condiciones de congelamiento y deshielo o a productos químicos descongelantes, debe tener aire incorporado, con el contenido de aire indicado en la Tabla 4.2.1. La tolerancia en el contenido de aire incorporado

debe ser de $\pm 1.5\%$. Para un f'_c mayor de 35 MPa, se

puede reducir el aire incorporado indicado en la Tabla 4.2.1 en 1%.

TABLA 4.2.1 — CONTENIDO TOTAL DE AIRE PARA CONCRETO RESISTENTE AL CONGELAMIENTO

Tamaño máximo nominal del agregado*(mm)	Contenido de aire, porcentaje	
	Exposición severa	Exposición moderada
9.5	7.5	6
12.5	7	5.5
19.0	6	5
25.0	6	4.5
37.5	5.5	4.5
50 ⁺	5	4
75 ⁺	4.5	3.5

* Véase ASTM C 33 para las tolerancias de mayor tamaño para diversos tamaños nominales máximos.

⁺ Estos contenidos de aire se aplican a la mezcla total, al igual que para los tamaños indicados de agregado. Al ensayar estos concretos, sin embargo, se retira el agregado mayor de 37.5 mm sacándolo con la mano o mediante cribado, y se determina el contenido de aire en la fracción de la mezcla de menos de 37.5 mm. (La tolerancia en el contenido de aire incorporado se aplica a este valor). El contenido de aire de la mezcla total se calcula a partir del valor determinado en la fracción de menos de 37.5 mm.

4.2.2 — El concreto que va a estar expuesto a las condiciones dadas en la Tabla 4.2.2 debe cumplir con las correspondientes relaciones agua-material cementante

máximas y con el f'_c mínimo de esa tabla. Además, el

concreto que va a estar expuesto a productos químicos descongelantes debe cumplir con las limitaciones de 4.2.3.

4.2.3 — Para concretos que van a estar expuestos a productos químicos descongelantes, el peso máximo de cenizas volantes, otras puzolanas, humo de sílice, o escoria

COMENTARIO

puzolana debe ser clase F de ASTM C 618, o debe haber sido ensayada de acuerdo con ASTM C 1012^{4.2} o debe haberse determinado mediante un registro de su uso donde muestre que mejora la resistencia a los sulfatos.

R4.2 — Exposición a congelamiento y deshielo

R4.2.1 — En el reglamento se incluye una tabla con los contenidos de aire requeridos para concreto resistente al congelamiento, basada en “**Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete**” (ACI 211.1).^{4.3} Se indican valores para

exposiciones tanto severas como moderadas, dependiendo del

grado de exposición a la humedad o a sales descongelantes. El aire incorporado no protege a los concretos que contengan agregados gruesos que sufran cambios de volumen que los destruyan cuando se congelen en una condición saturada. En la tabla 4.2.1, una exposición severa es cuando, en clima frío el concreto puede estar en contacto casi constante con la humedad antes de congelarse, o cuando se emplean sales descongelantes. Algunos ejemplos de esto son pavimentos, tableros de puentes, aceras, estacionamientos, y tanques para agua. Una exposición moderada es cuando, en clima frío, el concreto esté expuesto ocasionalmente a humedad antes de congelarse, y cuando no se usen sales descongelantes. Ejemplos de lo anterior son algunos muros exteriores, vigas, vigas principales y losas que no están en contacto directo con el suelo. En 4.2.1 se permite un 1% menos de aire para concretos con f'_c mayor que 35 MPa. Estos concretos de alta

resistencia tienen relaciones agua-material cementante y porosidad menores y, por lo tanto, mejor resistencia al congelamiento.

R4.2.2 — Para el concreto liviano no se especifican las relaciones agua-material cementante máximas, dado que es incierta la determinación de la absorción del agregado, lo cual

hace incierto el cálculo de la relación agua-material

cementante. El uso de una resistencia especificada a la compresión mínima, f'_c , asegura el uso de pasta de cemento de alta calidad. Para concreto de peso normal el uso de ambas, resistencia mínima y relación agua-material cementante máxima, proporciona una seguridad adicional para cumplir este objetivo.

incluido en el concreto, no debe exceder los porcentajes respecto al peso total de materiales cementantes dados en la Tabla 4.2.3.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

R4.2.3 — La sección 4.2.3 y la Tabla 4.2.3 establecen limitaciones a la cantidad de ceniza volante, otras puzolanas, humo de sílice, y escoria que puede ser incluida en el concreto expuesto a productos químicos descongelantes.^{4.4-4.6}

Investigaciones recientes han demostrado que el uso de ceniza volante, escoria, y humo de sílice produce concretos con una estructura de poros más fina y, por lo tanto, con una menor permeabilidad.^{4.7-4.9}

REGLAMENTO

CONTENIDARIO

TABLA 4.2.2 — REQUISITOS PARA CONDICIONES DE EXPOSICIÓN ESPECIALES

Condición de exposición	Concreto de peso normal; relación* máxima agua-material cementante en peso	Concreto con agregado normal y ligero, f'_c mínima, MPa*
Concreto que se pretende tenga baja permeabilidad en exposición al agua.	0.50	28
Concreto expuesto a congelamiento y deshielo en condición húmeda ó a productos químicos descongelantes.	0.45	31
Para proteger el refuerzo en el concreto de la corrosión cuando está expuesto a cloruros de sales descongelantes, sal, agua salobre, o salpicaduras del mismo origen.	0.40	35

* Cuando se consideran ambas Tablas 4.3.1 y 4.2.2, se debe utilizar la menor relación máxima agua-material cementante aplicable y el mayor f'_c mínimo.

TABLA 4.2.3 — REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A PRODUCTOS QUÍMICOS DESCONGELANTES.

Materiales cementantes	Porcentaje Máximo sobre el Total de Materiales Cementantes en Peso*
Cenizas volantes u otras puzolanas que cumplan ASTM C 618	25
Escoria que cumple ASTM C 989	50
Humo de sílice que cumple ASTM C 1240	10
Total de cenizas volantes u otras puzolanas, escoria, y humo de sílice.	50 [†]
Total de cenizas volantes u otras puzolanas y humo de sílice	35 [†]

* El total de materiales cementantes también incluye cementos ASTM C 150, C 595, C 845 y C 1157.

Los porcentajes máximos anteriores incluyen:

- (a) Cenizas volantes u otras puzolanas presentes en cementos adicionados tipo IP o I(PM), según ASTM C 595 o ASTM 1157
- (b) Escoria usada en la fabricación de cementos adicionados tipo IS o I(SM), según ASTM C 595 o ASTM C 1157
- (c) Humo de sílice, según ASTM C 1240, presente en cementos adicionados

[†] Las cenizas volantes u otras puzolanas y el humo sílice no deben constituir más del 25 y 10 por ciento, respectivamente, del peso total de materiales cementantes.

4.3 — Exposición a sulfatos

4.3.1 — El concreto que va a estar expuesto a soluciones o suelos que contengan sulfatos debe cumplir con los requisitos de la Tabla 4.3.1, o debe estar hecho con un cemento que proporcione resistencia a los sulfatos y que tenga una relación agua-material cementante máxima y f'_c mínimo según la Tabla 4.3.1.

R4.3 — Exposición a sulfatos

R4.3.1 — El concreto expuesto a concentraciones perjudiciales de sulfatos, procedentes del suelo y el agua, debe fabricarse con cementos resistentes a los sulfatos. En la Tabla 4.3.1 se enumeran los tipos apropiados de cemento, la máxima relación agua-material cementante y la mínima resistencia a la compresión especificada para diversas condiciones de exposición. Al seleccionar un cemento para resistir sulfatos, la principal consideración es su contenido de aluminato tricálcico (C_3A). Para exposiciones moderadas, el cemento Tipo II está limitado a un contenido máximo de C_3A de 8% según ASTM C 150. Los cementos adicionados según ASTM C 595, con la designación MS, son adecuados para

REGlamento

COMentarios

usarse en exposiciones moderadas a los sulfatos. Los tipos apropiados según ASTM C 595 son los IP(MS), IS(MS), I(PM)(MS), e I(SM)(MS). Para exposiciones severas, se especifica cemento Tipo V con un contenido máximo de 5% de C_3A . En ciertas áreas, el contenido de C_3A de otros tipos de cemento disponibles como los Tipo III o Tipo I, pueden ser menores de 8% ó 5%, y se pueden utilizar en exposiciones a sulfatos moderadas o severas. Debe hacerse notar que el cemento resistente a los sulfatos no aumenta la resistencia del concreto a algunas soluciones químicamente agresivas, por ejemplo el nitrato de amonio. Las especificaciones del proyecto deben abarcar todos los casos especiales.

El empleo de ceniza volante (ASTMC 618, Clase F) ha demostrado que mejora la resistencia del concreto a los sulfatos^{4,9}. También ciertos cementos Tipo IP fabricados con puzolana Clase F y cemento pórtland con un contenido de aluminato tricálcico (C_3A) superior al 8% pueden proporcionar resistencia a los sulfatos en casos de exposición moderada.

Una nota a la Tabla 4.3.1 considera el agua de mar como “exposición moderada”, aún cuando generalmente contiene más de 1 500 ppm de SO_4 . Para exposiciones a agua de mar, pueden emplearse otros tipos de cemento con un contenido de C_3A hasta de 10% si se reduce la relación agua-material cementante máxima a 0.40.

El método de ensayo ASTM C 1012^{4,2} puede ser usado para evaluar la resistencia a los sulfatos de mezclas que contengan combinaciones de materiales cementantes.

TABLA 4.3.1 — REQUISITOS PARA CONCRETOS EXPUESTOS A SOLUCIONES QUE CONTIENEN SULFATOS

Exposición a sulfatos	Sulfato acuosoluble (SO_4) en suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO_4) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Concreto de peso normal, relación máxima agua-material cementante en peso*	Concreto de peso normal y ligero, f'_c mínimo, MPa*
Insignificante	$0.00 \leq SO_4 < 0.10$	$0 \leq SO_4 < 150$	—	—	—
Moderada [†]	$0.10 \leq SO_4 < 0.20$	$150 \leq SO_4 < 1\ 500$	II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0.50	28
Severa	$0.20 \leq SO_4 < 2.00$	$1\ 500 \leq SO_4 < 10\ 000$	V	0.45	31
Muy severa	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10\ 000$	V más puzolana [‡]	0.45	31

* Cuando se consideran las ambas Tablas 4.3.1 y 4.2.2, se debe usar la menor relación máxima agua-material cementante aplicable y el mayor f'_c mínimo.

[†] Agua de mar

[‡] Puzolana que se ha determinado por medio de ensayos o por experiencia que mejora la resistencia a sulfatos cuando se usa en concretos que contienen cemento tipo V.

Además de la selección apropiada del cemento, son esenciales otros requisitos para lograr concretos durables expuestos a concentraciones de sulfatos, tales como: baja relación agua-material cementante, resistencia, adecuado contenido de aire, bajo asentamiento, adecuada compactación, uniformidad, recubrimiento adecuado del refuerzo, y suficiente curado húmedo para desarrollar las propiedades potenciales del concreto.

4.3.2 — El cloruro de calcio no debe emplearse como aditivo en concretos sometidos a exposición a sulfatos severa o muy severa, como se definen en la tabla 4.3.1.

REGLAMENTO

CONTENIDARIO

4.4 — Protección del refuerzo contra la corrosión

4.4.1 — Para la protección contra la corrosión del refuerzo en el concreto, las concentraciones máximas de iones cloruro acuosolubles en concreto endurecido a edades que van de 28 a 42 días, provenientes de los ingredientes, incluyendo agua, agregados, materiales cementantes y aditivos, no deben exceder los límites de la Tabla 4.4.1. Cuando se lleven a cabo ensayos para determinar el contenido de iones cloruro solubles en agua, los procedimientos de ensayo deben cumplir los requisitos establecidos en ASTM C1218.

TABLA 4.4.1 — CONTENIDO MÁXIMO DE IONES CLORURO PARA LA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DEL REFUERZO

Tipo de elemento	Contenido máximo de iones de cloruro (Cl^-) solubles en agua en el concreto, porcentaje en peso de cemento
Concreto preesforzado	0.06
Concreto reforzado que en servicio estará expuesto a cloruros	0.15
Concreto reforzado que en servicio estará seco o protegido contra la humedad	1.00
Otras construcciones de concreto reforzado	0.30

4.4.2 — Cuando el concreto con refuerzo vaya a estar expuesto a cloruros de químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras de las mismas, deben cumplirse los requisitos de la Tabla 4.2.2 para la máxima relación agua-material cementante y mínimo f'_c , y los requisitos de recubrimiento mínimo del concreto de 7.7. Para tendones preesforzados sin adherencia, véase 18.16.

R4.4 — Protección del refuerzo contra la corrosión

R4.4.1 — Información adicional sobre los efectos de los cloruros en la corrosión del acero de refuerzo aparece en “**Guide to Durable Concrete**” del Comité ACI 201^{4.10} y en “**Corrosion of Metals in Concrete**” del comité ACI 222^{4.11}. Los procedimientos de ensayo deben ajustarse a los dados en ASTM C1218. Puede obtenerse una evaluación inicial ensayando los componentes individuales del concreto respecto a su contenido total de iones de cloruro. Cuando el contenido total de iones cloruro, calculado a partir de la dosificación del concreto, excede los valores permitidos en la Tabla 4.4.1, puede ser necesario ensayar muestras de concreto endurecido respecto al contenido de iones cloruro, acuosolubles, como se describe en la guía ACI 201. Parte del total de iones cloruro presentes en los componentes, o bien es insoluble, o reacciona con el cemento durante la hidratación y se vuelve insoluble, según los procedimientos de ensayo descritos en ASTM C1218.

Cuando se ensayan los concretos para obtener su contenido de iones cloruro solubles, los ensayos deben hacerse a una edad de 28 a 42 días. Los límites establecidos en la Tabla 4.4.1 deben aplicarse a los cloruros aportados por los componentes del concreto y no a los del ambiente que rodea al concreto.

Los límites para los iones cloruro de la Tabla 4.4.1 difieren de los recomendados en el ACI 201.2R^{4.10} y el ACI 222R^{4.11}. Para concreto reforzado que estará seco en servicio, se ha incluido un límite de 1% para controlar el total de cloruros solubles. La Tabla 4.4.1 comprende límites de 0.15% y 0.3% para concreto reforzado expuesto a cloruros, o que estará húmedo en servicio, respectivamente. Estos límites se comparan con los de 0.10 y 0.15 recomendados en el ACI 201.2R^{4.10}. El ACI 222R^{4.11} recomienda límites de 0.08% y 0.20% en peso de cemento, para cloruros en concreto preesforzado y reforzado, respectivamente, basados en ensayos para determinar cloruros solubles ácidos y no en las pruebas para cloruros solubles en agua requeridos aquí.

Cuando se emplean barras con envolturas epóxicas o de zinc, los límites de la Tabla 4.4.1 pueden ser más restrictivos de lo necesario.

R4.4.2 — Cuando el concreto está expuesto a fuentes externas de cloruros, la relación agua-material cementante y la resistencia especificada a compresión f'_c de 4.2.2 son los mínimos requisitos que deben considerarse. En estacionamientos donde los cloruros puedan ser llevados del exterior por los vehículos o en estructuras cercanas al agua de mar, el diseñador debe evaluar las condiciones bajo las cuales los cloruros puedan ser aplicados a la estructura. Puede ser deseable el uso de barras recubiertas con epóxico o con zinc o un recubrimiento mayor que el mínimo indicado en 7.7. El uso de escoria que cumpla con ASTM C989 o cenizas volantes que cumplan con ASTM C618 y un mayor nivel de resistencia

REGLAMENTO**COMENTARIO**

aumentan la protección. El uso de humo de sílice que cumpla con ASTM C1240 con un aditivo reductor de agua adecuado, ASTM C494, tipos F o G, o ASTM C1017 puede también proporcionar

REGlamento**COMENTARIO**

una protección adicional^{4.12}. La norma ASTM C 1202^{4.13} proporciona información adicional sobre el comportamiento de las mezclas de concreto propuestas.

REGLAMENTO

COMENTARIO

CAPÍTULO 5 — CALIDAD DEL CONCRETO, MEZCLADO Y COLOCACIÓN

REGLAMENTO

COMENTARIO

5.1 — Generalidades

5.1.1 — El concreto debe dosificarse para que proporcione una resistencia promedio a la compresión, f'_{cr} , según se establece en 5.3.2, y debe satisfacer los criterios de durabilidad del Capítulo 4. El concreto debe

producirse de manera que se minimice la frecuencia de resultados de resistencia inferiores a f'_c , como se

establece en 5.6.3.3. Para el concreto diseñado y construido de acuerdo con el reglamento, f'_c no puede ser inferior a 17.5 MPa.

5.1.2 — Los requisitos para f'_c deben basarse en ensayos de cilindros, hechos y ensayados como se establece en 5.6.3.

5.1.3 — A menos que se especifique lo contrario f'_c debe basarse en ensayos a los 28 días. Si el ensayo no es a los 28 días, la edad de ensayo para obtener f'_c debe

indicarse en los planos o especificaciones de diseño.

5.1.4 — Cuando los criterios de diseño de 9.5.2.3, 11.2 y 12.2.4 indiquen el empleo de un valor de resistencia a la tracción por hendimiento del concreto, deben realizarse ensayos de laboratorio de acuerdo con "Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete" (ASTM C 330) para establecer un valor de f_{ct} correspondiente a f'_c .

R5.1 — Generalidades

Los requisitos para la dosificación del concreto se basan en la filosofía de que el concreto debe tener una adecuada durabilidad (Capítulo 4) y resistencia. Los criterios para la aceptación del concreto se basan en la filosofía de que el reglamento pretende primordialmente proteger la seguridad pública. El capítulo 5 describe los procedimientos mediante los cuales puede obtenerse un concreto con la calidad adecuada, y propone los procedimientos para verificar la resistencia del concreto durante y después de su colocación en la obra.

El capítulo 5 también establece criterios mínimos para el mezclado y la colocación del concreto.

Las disposiciones de 5.2, 5.3 y 5.4, en conjunto con el Capítulo 4, establecen los requisitos para la dosificación de la mezcla. La base para determinar si la resistencia del concreto es adecuada se encuentra en 5.6.

R5.1.1 — Se presentan las premisas básicas que rigen la designación y evaluación de la resistencia del concreto. Se pone énfasis en que la resistencia promedio a la compresión del concreto producido debe exceder siempre el valor

especificado de f'_c utilizado en el diseño estructural. Esto se

basa en conceptos probabilísticos y pretende asegurar que se

desarrolle la resistencia adecuada en la estructura. Deben satisfacerse los requisitos de durabilidad establecidos en el Capítulo 4, además de la obtención de la resistencia promedio del concreto de acuerdo con 5.3.2.

R5.1.4 — Las secciones 9.5.2.3 (módulo de rotura), 11.2 (resistencia al cortante del concreto) y 12.2.4 (desarrollo del refuerzo) requieren modificaciones en los criterios de diseño para el empleo de concreto liviano. Se proporcionan dos procedimientos alternativos de modificación. Una alternativa se basa en ensayos de laboratorio para determinar la relación entre la resistencia promedio a la tracción por hendimiento f_{ct} y la resistencia especificada a la compresión f'_c para el concreto liviano. Se pretende que antes

REGLAMENTO

COMENTARIO

del diseño se obtengan los valores apropiados de f_{ct} para un agregado liviano de una determinada fuente.

REGLAMENTO

5.1.5 — Los ensayos de resistencia a la tracción por hendimiento no deben emplearse como base para la aceptación del concreto en obra.

5.2 — Dosificación del concreto

5.2.1 — La dosificación de los materiales para el concreto debe establecerse para lograr:

- (a) Trabajabilidad y consistencia que permitan colocar fácilmente el concreto dentro del encofrado y alrededor del refuerzo bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse, sin segregación ni exudación excesiva.
- (b) Resistencia a exposiciones especiales, según lo requerido en el Capítulo 4.
- (c) Conformidad con los requisitos del ensayo de resistencia de 5.6.

5.2.2 — Cuando se empleen materiales diferentes para distintas partes de la obra propuesta, debe evaluarse cada una de las combinaciones.

5.2.3 — La dosificación del concreto debe establecerse de acuerdo con 5.3, o alternativamente con 5.4, y debe cumplir con las exigencias correspondientes del Capítulo 4.

5.3 — Dosificación basada en la experiencia en obra y/o en mezclas de prueba

COMENTARIO

R5.1.5 — No se pretende que los ensayos de resistencia a la tracción por hendimiento del concreto (requeridos en 5.1.4) sean usados para el control o la aceptación de la resistencia del concreto en obra. Por medio de los requisitos de resistencia a la compresión proporcionados en 5.6 se mantiene un control indirecto.

R5.2 — Dosificación del concreto

Las recomendaciones para la dosificación del concreto se dan en detalle en “**Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavy Weight, and Mass Concrete**” (ACI 211.1).^{5.1} (Esta recomendación práctica proporciona dos métodos para seleccionar y ajustar la dosificación de un concreto de peso normal; el método del peso estimado y el del volumen absoluto. Se muestran ejemplos de cálculo para ambos métodos. En un apéndice se presenta la dosificación para concreto pesado — heavyweight concrete — dosificado por el método del volumen absoluto).

Las recomendaciones para concreto liviano se proporcionan en “**Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete**” (ACI 211.2).^{5.2} (En esta recomendación se describe un método para dosificar y ajustar el concreto estructural que contiene agregados livianos).

R5.2.1 — La relación agua/material cementante seleccionada debe ser lo suficientemente baja, o la resistencia a la compresión lo suficientemente alta, en el caso de concreto liviano, como para satisfacer tanto los criterios de resistencia (véase 5.3 ó 5.4) como los requisitos para exposición especial (Capítulo 4). El reglamento no incluye disposiciones sobre condiciones de exposición especialmente severas, tales como la exposición a ácidos o altas temperaturas, ni sobre consideraciones estéticas, tales como acabado de superficies. Estos puntos están fuera del alcance del reglamento y deben estar específicamente cubiertos en las especificaciones del proyecto. Los componentes y la dosificación del concreto deben seleccionarse de manera que puedan cumplir con los requisitos mínimos establecidos por el reglamento y con los requisitos adicionales de los documentos contractuales.

R5.2.3 — El reglamento hace hincapié en el empleo de la experiencia de obra o de mezclas de prueba de laboratorio (véase 5.3) como el método preferido para seleccionar la dosificación del concreto.

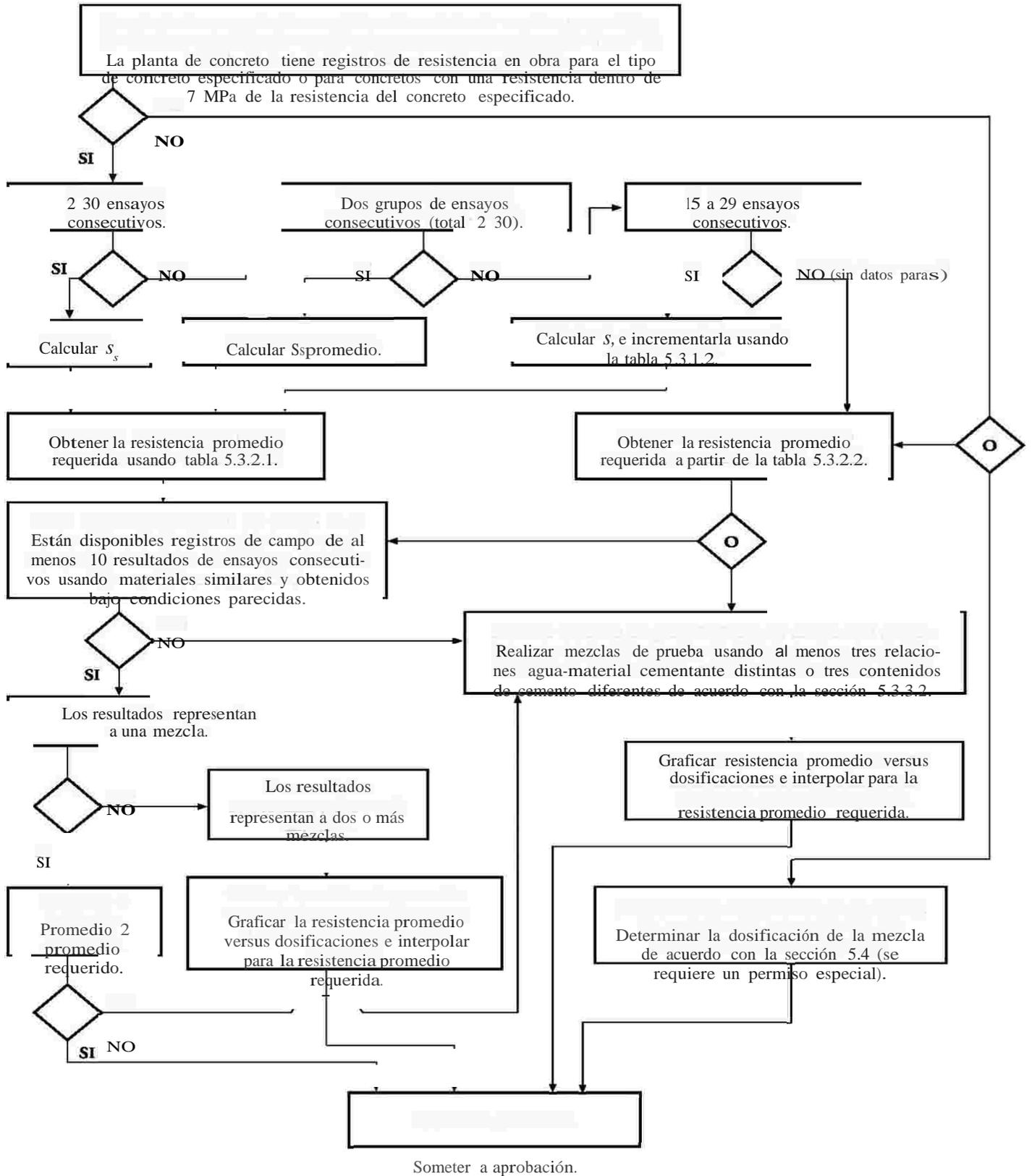
R5.3 — Dosificación basada en la experiencia en obra y/o en mezclas de prueba

Para seleccionar una mezcla adecuada de concreto, hay que seguir tres pasos básicos. El primero es determinar la desviación estándar de la muestra y el segundo determinar la resistencia promedio a la compresión requerida. El tercer paso

REGLAMENTO

COMENTARIO

COMENTARIO



REGLAMENTO

COMENTARIO

Fig. R5.3 — Diagrama de flujo para la selección y documentación de la dosificación del concreto

REGLAMENTO

COMENTARIO

5.3.1 — Desviación estándar

5.3.1.1 — Cuando una planta de concreto tiene registros de ensayos, debe establecerse una desviación estándar de la muestra, s_s , de la muestra. Los registros de ensayos a partir de los cuales se calcula s_s deben cumplir las siguientes condiciones:

(a) Representar materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a las esperadas, y las variaciones en los materiales y en las

proporciones dentro de la muestra no deben haber sido más restrictivas que las de la obra propuesta.

(b) Representar un concreto producido para que cumpla con una resistencia o resistencias especificadas, dentro de 7 MPa de f'_c .

(c) Consistir al menos de 30 ensayos consecutivos, o de dos grupos de ensayos consecutivos totalizando al menos 30 ensayos como se define en 5.6.2.4, excepto por lo especificado en 5.3.1.2.

5.3.1.2 — Cuando la instalación productora de concreto no tenga registros de ensayos que se ajusten a los requisitos de 5.3.1.1, pero sí tenga un registro basado en 15 a 29 ensayos consecutivos, se debe establecer la desviación estándar de la muestra s_s como el producto de la desviación estándar de la muestra calculada y el factor de modificación de la tabla 5.3.1.2. Para que sean aceptables, los registros de ensayos deben ajustarse a los requisitos (a) y (b) de 5.3.1.1, y deben representar un solo registro de ensayos consecutivos que abarquen un período no menor de 45 días calendario consecutivos.

es la dosificación de la mezcla requerida para producir esa resistencia promedio, ya sea mediante mezclas de prueba o un adecuado registro de experiencias. La Fig. 5.3 es un diagrama de flujo que resume la selección de mezclas y el procedimiento de documentación.

La mezcla seleccionada debe producir una resistencia promedio considerablemente más alta que la resistencia especificada f'_c . El nivel de sobre resistencia requerido

depende de la variabilidad de los resultados de los ensayos.

R5.3.1 — Desviación estándar

Cuando una planta de concreto tenga un registro adecuado de 30 ensayos consecutivos con materiales y condiciones similares a las esperadas, la desviación estándar de la muestra, s_s , se calcula a partir de dichos resultados de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$s_s = \left[\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{(n - 1)} \right]^{1/2}$$

donde:

s_s = desviación estándar de la muestra, MPa

x_i = ensayo individual de resistencia como se define en 5.6.2.4 del reglamento

\bar{x} = promedio de n resultados de ensayos de resistencia

n = número de ensayos consecutivos de resistencia

La desviación estándar de la muestra se emplea para determinar la resistencia promedio requerida en 5.3.2.1.

Cuando se emplean dos registros de ensayos para obtener como mínimo 30 ensayos, la desviación estándar de la muestra empleada debe ser el promedio estadístico de los valores calculados de cada registro de ensayos, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\bar{s}_s = \left[\frac{(n_1 - 1)(s_{s1})^2 + (n_2 - 1)(s_{s2})^2}{(n_1 + n_2 - 2)} \right]^{1/2}$$

donde:

\bar{s}_s = promedio estadístico de la desviación estándar cuando se emplean dos registros de ensayos para calcular la desviación estándar de la muestra.

s_{s1} , s_{s2} = desviaciones estándar de la muestra calculadas de dos registros de ensayos, 1 y 2, respectivamente.

n_1 , n_2 = número de ensayos en cada registro de ensayos, respectivamente.

REGLAMENTO

COMENTARIO

TABLA 5.3.1.2 — FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA CUANDO SE DISPONE DE MENOS DE 30 ENSAYOS

Número de ensayos*	Factor de modificación para la desviación estándar de la muestra [†]
Menos de 15	Emplee la tabla 5.3.2.2
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00

* Interpolar para un número de ensayos intermedios.

[†] Desviación estándar de la muestra modificada, s_s , para usar en la determinación de la resistencia promedio requerida f'_{cr} de 5.3.2.1.

Cuando se dispone de menos de 30 ensayos, pero con un mínimo de 15, la desviación estándar de la muestra calculada se incrementa por el factor indicado en la tabla 5.3.1.2. Este procedimiento da como resultado una resistencia promedio requerida más conservadora (mayor). Los factores de la Tabla 5.3.1.2 están basados en la distribución de muestreo de la desviación estándar de la muestra y proporcionan una protección (equivalente a la del registro de 30 ensayos) contra la posibilidad de que la muestra reducida subestime la verdadera desviación estándar de la población.

La desviación estándar de la muestra empleada en el cálculo de la resistencia promedio requerida debe ser obtenida para condiciones “similares a las esperadas” [véase 5.3.1.1(a)]. Este requisito es importante para obtener un concreto aceptable.

Se considera que el concreto de los ensayos usados para determinar la desviación estándar de la muestra es “similar” al requerido, cuando se hace con los mismos tipos generales de materiales, en condiciones de control de calidad de materiales y métodos de producción no más restrictivos que los del trabajo propuesto, y cuando su resistencia especificada no se desvía más de 7 MPa del valor de f'_c requerido [véase

5.3.1.1(b)]. Una variación en el tipo de concreto o un incremento importante en el nivel de resistencia puede aumentar la desviación estándar de la muestra. Esta situación puede ocurrir con una variación en el tipo de agregado (es decir, de agregado natural a agregado liviano, o viceversa) o una variación de concreto sin aire incorporado a concreto con aire incorporado. Así mismo, puede haber un incremento en la desviación estándar de la muestra cuando la resistencia promedio se aumenta apreciablemente, aunque el aumento de la desviación estándar debe ser algo menor que directamente proporcional al incremento de resistencia. Cuando existe una duda justificada, cualquier desviación estándar de la muestra estimada que se emplee para calcular la resistencia promedio requerida debe estar siempre del lado conservador (aumentada).

Nótese que el reglamento utiliza la desviación estándar de la muestra en MPa en vez del coeficiente de variación en porcentaje. Este último es semejante al primero, expresado como porcentaje de la resistencia promedio.

Aun cuando la resistencia promedio y la desviación estándar de la muestra tengan los niveles supuestos, habrá ensayos ocasionales que no cumplan con los criterios de aceptación de 5.6.3.3 (tal vez un ensayo en 100).

5.3.2 — Resistencia promedio requerida

5.3.2.1 — La resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr} , usada como base para la dosificación del concreto debe ser determinada según la Tabla 5.3.2.1, empleando la desviación estándar, s_s , calculada de acuerdo con 5.3.1.1 o con 5.3.1.2.

R5.3.2 — Resistencia promedio requerida

R5.3.2.1 — Una vez que se ha determinado la desviación estándar de la muestra, la resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr} , debe ser la mayor de las obtenidas con las ecuaciones (5-1) y (5-2) para un f'_c de 35 MPa psi o menos, o bien el mayor valor obtenido de las

REGlamento**COMENTARIO**

ecuaciones (5-1) y (5-3) para un f'_c mayor a 35 Mpa. La

REGLEMENTO

COMENTARIO

TABLA 5.3.2.1 — RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'_c \leq 35$	Usar el mayor valor obtenido de las ecuaciones (5-1) y (5-2) $f'_{cr} = f'_c + 1.34s_s$ (5-1) $f'_{cr} = f'_c + 2.33s_s - 3.5$ (5-2)
$f'_c > 35$	Usar el mayor valor obtenido con las ecuaciones (5-1) y (5-3) $f'_{cr} = f'_c + 1.34s_s$ (5-1) $f'_{cr} = 0.90f'_c + 2.33s_s$ (5-3)

5.3.2.2 — Cuando una instalación productora de concreto no tenga registros de ensayos de resistencia en obra para el cálculo de s_s que se ajuste a los requisitos

de 5.3.1.1 o de 5.3.1.2, f'_{cr} debe determinarse de la Tabla

5.3.2.2, y la documentación relativa a la resistencia promedio debe cumplir con los requisitos de 5.3.3.

TABLA 5.3.2.2 — RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO NO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'_c < 20$	$f'_{cr} = f'_c + 7.0$
$20 \leq f'_c \leq 35$	$f'_{cr} = f'_c + 8.5$
$f'_c > 35$	$f'_{cr} = 1.10f'_c + 5.0$

5.3.3 — Documentación de la resistencia promedio a la compresión

La documentación que justifique que la dosificación propuesta para el concreto produzca una resistencia promedio a la compresión igual o mayor que la resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr} , (véase 5.3.2),

debe consistir en un registro de ensayos de resistencia en obra, en varios registros de ensayos de resistencia, o en mezclas de prueba.

ecuación (5-1) se basa en una probabilidad de 1 en 100 que los promedios de tres ensayos consecutivos sean inferiores a la resistencia a la compresión f'_c especificada. La ecuación (5-2) se basa en una probabilidad similar, que un ensayo individual pueda ser inferior a la resistencia a la compresión f'_c especificada en más de 3.5 MPa. La ecuación (5-3) se basa en la misma probabilidad 1 en 100 que un ensayo individual puede ser inferior a $0.90f'_c$. Estas ecuaciones presuponen que la desviación estándar de la muestra empleada es igual al valor correspondiente a un número infinito o muy grande de ensayos. Por esta razón es deseable el empleo de desviaciones estándar de las muestras estimadas en registros de 100 o más ensayos. Cuando se dispone de 30 ensayos, la probabilidad de falla será quizá algo mayor que 1 en 100. Los refinamientos adicionales requeridos para lograr la probabilidad de 1 en 100 no se consideran necesarios, debido a la incertidumbre inherente al suponer que las condiciones imperantes cuando se acumularon los registros de ensayo serán similares a las condiciones imperantes cuando se vaya a producir el concreto.

R5.3.3 — Documentación de la resistencia promedio a la compresión

Una vez se conoce la resistencia promedio a la compresión

f'_{cr} el siguiente paso es determinar la dosificación que produzca una resistencia promedio al menos igual a la resistencia promedio requerida, y que también cumpla con los

requisitos especiales de exposición del Capítulo 4. La documentación puede consistir en un registro de resistencias, en varios registros de ensayos de resistencia, o en resultados de mezclas de prueba de laboratorio o de obra. Generalmente, si se utiliza un registro de ensayos, este debe ser el mismo que se empleó para calcular la desviación estándar. Sin embargo, cuando este registro de ensayos indica una resistencia promedio

REGLAMENTO**COMENTARIO**

a la compresión menor o mayor que la resistencia promedio a la compresión requerida, puede ser necesario o deseable usar dosificaciones diferentes. En estos casos, puede emplearse el promedio de una muestra con al menos 10 ensayos, o puede establecerse la dosificación por

REGLEMENTO

COMENTARIO

5.3.3.1 — Cuando se empleen registros de ensayos para demostrar que las dosificaciones propuestas para el concreto producirán f'_{cr} (véase 5.3.2), dichos registros

deben representar materiales y condiciones similares a las esperadas. Los cambios en los materiales, condiciones y dosificaciones dentro de los registros de ensayos no deben ser más restrictivos que los de la obra propuesta. Con el propósito de documentar la resistencia promedio potencial, pueden aceptarse registros de ensayos que consistan en menos de 30, pero no menos de 10 ensayos consecutivos siempre que abarquen un período no menor de 45 días. La dosificación requerida para el concreto puede establecerse por interpolación entre las resistencias y las dosificaciones de dos o más registros de ensayo, siempre y cuando cumpla con los otros requisitos de esta sección.

5.3.3.2 — Cuando no se dispone de un registro aceptable de resultados de ensayos en obra, se permite que la dosificación del concreto se establezca con mezclas de prueba que cumplan con las siguientes restricciones:

- (a) Los materiales deben ser los propuestos para la obra.
- (b) Las mezclas de prueba cuyas dosificaciones y consistencias son las requeridas para la obra propuesta deben prepararse empleando al menos tres relaciones agua-material cementante o contenidos de cemento diferentes que produzcan una gama de resistencias que abarquen f'_{cr} .
- (c) Las mezclas de prueba deben dosificar para producir un asentamiento de cono dentro de ± 20 mm del máximo permitido, y para concreto con aire incorporado, dentro de $\pm 0.5\%$ del máximo contenido de aire permitido.
- (d) Para cada relación agua-material cementante o contenido de material cementante deben hacerse y curarse al menos tres probetas cilíndricas para cada

interpolación entre las resistencias y dosificaciones de dos de tales muestras de ensayos consecutivos. Todos los registros de ensayos usados para establecer la dosificación necesaria para producir la resistencia promedio a la compresión deben cumplir con los requisitos de 5.3.3.1 para “materiales y condiciones similares”.

Para resistencias superiores a 35 MPa, cuando la información sobre la resistencia promedio a la compresión se basa en las mezclas de prueba de laboratorio, puede ser adecuado aumentar el f'_{cr} calculado en la Tabla 5.3.2.2 para tener en

cuenta una posible disminución de la resistencia obtenida en las pruebas de laboratorio con respecto a la obtenida en la producción real de concreto.

REGlamento

COMENTARIO

edad de ensayo de acuerdo con "Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Laboratory" (ASTM C 192). Las probetas deben ensayarse a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para determinar f'_c .

(e) A partir de los resultados de los ensayos de las probetas cilíndricas debe graficarse una curva que muestre la correspondencia entre la relación agua-material cementante o el contenido de material cementante, y la resistencia a compresión a la edad de ensayo determinada.

(f) La máxima relación agua-material cementante o el mínimo contenido de material cementante para el concreto que vaya a emplearse en la obra propuesta debe ser el que indique la curva para producir f'_{cr}

requerida por 5.3.2, a no ser que de acuerdo con el Capítulo 4 se indique una relación agua-material cementante inferior o una resistencia mayor.

5.4 — Dosificación cuando no se cuenta con experiencia en obra o mezclas de prueba

5.4.1 — Si los datos requeridos por 5.3 no están disponibles, la dosificación del concreto debe basarse en otras experiencias o información con la aprobación del profesional de diseño registrado. La resistencia promedio de compresión requerida f'_{cr} del concreto producido con materiales similares a aquellos propuestos para su uso debe ser al menos 8.5 MPa mayor que f'_c . Esta alternativa no debe ser usada si f'_c es mayor a 35 MPa.

5.4.2 — El concreto dosificado de acuerdo con esta sección debe ajustarse a los requisitos de durabilidad del Capítulo 4 y a los criterios para ensayos de resistencia a compresión de 5.6

5.5 — Reducción de la resistencia promedio a la compresión

En la medida que se disponga de más datos durante la construcción, se permite reducir la cantidad por la cual la resistencia promedio requerida, f'_{cr} , debe exceder f'_c , siempre que:

(a) Se disponga de 30 o más ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda el requerido por

R5.4 — Dosificación cuando no se cuenta con experiencia en obra o mezclas de prueba

R5.4.1 — Cuando no existen experiencias previas (5.3.3.1) o datos de mezclas de prueba (5.3.3.2) que cumplan con los requisitos de estas secciones, pueden usarse otras experiencias sólo con un permiso especial. Debido a que la combinación de diferentes materiales puede hacer variar considerablemente el nivel de resistencia, este método no se permite para f'_c mayor a 35 MPa y la resistencia promedio a la compresión requerida debe exceder a f'_c en 8.5 MPa. El propósito de esta disposición es permitir que el trabajo continúe cuando se produzca una interrupción inesperada del suministro de concreto y no exista tiempo suficiente para realizar ensayos y una evaluación, o en pequeñas estructuras donde no se justifica el costo de las mezclas de prueba.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

5.3.2.1, empleando una desviación estándar de la muestra calculada de acuerdo con la 5.3.1.1, o

(b) Se disponga de 15 a 29 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda al requerido por 5.3.2.1, utilizando una desviación estándar de la muestra calculada de acuerdo con 5.3.1.2, y

REGLAMENTO**COMENTARIO**

(c) Se cumpla con los requisitos de exposición especial del Capítulo 4.

5.6 — Evaluación y aceptación del concreto

5.6.1 — El concreto debe ensayarse de acuerdo con los requisitos de 5.6.2 a 5.6.5. Los ensayos de concreto fresco realizados en la obra, la preparación de probetas que requieran de un curado bajo condiciones de obra, la preparación de probetas que se vayan a ensayar en laboratorio y el registro de temperaturas del concreto fresco mientras se preparan las probetas de resistencia debe ser realizado por técnicos calificados en ensayos de campo. Todos los ensayos de laboratorio deben ser realizados por técnicos de laboratorio calificados.

5.6.2 — Frecuencia de los ensayos

5.6.2.1 — Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de concreto colocado cada día deben tomarse no menos de una vez al día, ni menos de una vez por cada 120 m³ de concreto, ni menos de una vez por cada 500 m² de superficie de losas o muros.

R5.6 — Evaluación y aceptación del concreto

Una vez que se ha seleccionado la dosificación y se ha iniciado la obra, los criterios para la evaluación y aceptación del concreto se pueden obtener de 5.6.

En el reglamento se han hecho esfuerzos para proporcionar una base clara y precisa para determinar la aceptabilidad del concreto, así como para indicar el curso de acción que debe seguirse cuando los resultados de los ensayos de resistencia no son satisfactorios.

R5.6.1 — Los técnicos de campo y laboratorio pueden establecer su calificación certificándose a través de programas de certificación. Los técnicos de campo a cargo del muestreo del concreto, de ensayos de asentamiento, peso unitario, rendimiento, contenido de aire y temperatura; y de la fabricación y curado de probetas deben estar certificados de acuerdo con los requisitos del programa de certificación ACI para Técnicos en Ensayos de campo — Grado 1, o según los requisitos de ASTM C 1077,^{5,3} o un programa equivalente. El personal de ensayo de laboratorio debiera estar certificado de acuerdo con los requisitos del ACI para Técnico en Ensayos de Concreto en Laboratorio, Técnico en Ensayo de Resistencia del Concreto, o de acuerdo con los requisitos de ASTM C 1077.

Los informes de ensayos deben ser rápidamente distribuidos al propietario, al profesional de diseño registrado responsable del diseño, al contratista, al subcontratista que corresponda, a los proveedores de materiales que corresponda, o la autoridad competente para permitir la identificación oportuna tanto de cumplimiento como de la necesidad de tomar acciones correctivas.

R5.6.2 — Frecuencia de los ensayos

R5.6.2.1 — Los siguientes tres criterios establecen la mínima frecuencia de muestreo requerida para cada clase de concreto:

- (a) Una vez cada día que se coloque determinada clase, pero no menos que
- (b) Una vez por cada 120 m³ de cada clase colocada cada día, ni menor que
- (c) Una vez por cada 500 m² de superficie de losa o muro construida cada día.

Sólo debe considerarse una cara de la losa o muro al calcular su superficie. Si el espesor promedio de la losa o del muro es menor que 250 mm, el criterio (c) requerirá de un muestreo mayor a una vez por cada 120 m³ colocados.

REGLAMENTO

5.6.2.2 — Cuando en un proyecto dado el volumen total de concreto sea tal que la frecuencia de ensayos requerida por 5.6.2.1 proporcione menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase dada de concreto, los ensayos deben hacerse por lo menos en cinco tandas de mezclado seleccionadas al azar, o en cada tanda cuando se empleen menos de cinco.

5.6.2.3 — Cuando la cantidad total de una clase dada de concreto sea menor que 40 m^3 , no se requieren ensayos de resistencia cuando la evidencia de que la resistencia es satisfactoria se envíe a la autoridad competente y sea aprobada por ella.

5.6.2.4 — Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de dos cilindros hechos de la misma muestra de concreto y ensayados a 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de f'_c .

5.6.3 — Probetas curadas en laboratorio

5.6.3.1 — Las muestras para ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con "Method of Sampling Freshly Mixed Concrete" (ASTM C 172).

5.6.3.2 — Los cilindros para los ensayos de resistencia deben ser fabricados y curados en laboratorio de acuerdo con "Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field" (ASTM C 31), y deben ensayarse de acuerdo con "Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", (ASTM C 39).

5.6.3.3 — El nivel de resistencia de una clase determinada de concreto se considera satisfactorio si cumple con los dos requisitos siguientes:

(a) Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a f'_c .

(b) Ningún resultado individual del ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros) es menor que f'_c por más de 3,5 MPa cuando f'_c es 35 MPa o menor; o por más de $0.10 f'_c$ cuando f'_c es mayor a 35 MPa.

COMENTARIO

R5.6.2.2 — Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse estrictamente al azar, si se pretende evaluar adecuadamente la aceptación del concreto. Para ser representativa, la elección del momento de muestreo o de las tandas de mezclado de concreto a muestrearse, debe hacerse al azar dentro del período de colocación. Las tandas de mezclado de donde se van a tomar las muestras no deben seleccionarse en base a la apariencia, la conveniencia, u otros criterios sesgados pues los conceptos estadísticos pierden su validez. No debe hacerse más de un ensayo (promedio de dos probetas hechas de la muestra, 5.6.2.4) de una sola tanda de mezclado, y no debe agregarse agua al concreto una vez que se haya tomado la muestra.

El método ASTM D 3665^{5.4} describe los procedimientos para la selección aleatoria de las tandas de mezclado a ensayar.

R5.6.3 — Probetas curadas en laboratorio

R5.6.3.3 — Se da un conjunto único de criterios para la aceptación de la resistencia, el cual es aplicable a todo concreto usado en estructuras diseñadas de acuerdo con el reglamento, sin tomar en cuenta el método de diseño utilizado. Se considera que la resistencia del concreto es satisfactoria si el promedio de cualquier conjunto de tres ensayos consecutivos permanece por encima de la resistencia f'_c especificada, y ningún ensayo individual de resistencia resulta menor que f'_c en más de 3,5 MPa si f'_c es de 35 Mpa o menor, o que sea menor que f'_c en más del 10% si el f'_c es superior a 35 MPa. La evaluación y aceptación del concreto se puede realizar inmediatamente a medida que los resultados de los ensayos se reciben durante el transcurso de la obra. En ocasiones se pueden dar ensayos de resistencia que no cumplan con estos criterios (probablemente cerca de uno en 100 ensayos), aun cuando el nivel de resistencia y la uniformidad del concreto sean satisfactorios. Debe haber

REGLEMENTO

CONTENIDARIO

5.6.3.4 — Cuando no se cumpla con cualquiera de los dos requisitos de 5.6.3.3, deben tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia. Cuando no se satisfagan los requisitos de 5.6.3.3(b) deben observarse los requisitos de 5.6.5.

tolerancia para tales desviaciones estadísticas previsibles al decidir si el nivel de resistencia que se produce es adecuado o no.

R5.6.3.4 — Cuando el concreto no cumple con cualquiera de los requisitos de resistencia de 5.6.3.3, deben tomarse medidas para incrementar el promedio de los resultados de los ensayos del concreto. Si se ha suministrado el suficiente concreto para acumular por lo menos 15 ensayos, éstos deben utilizarse a fin de establecer una nueva meta de resistencia promedio tal como se describe en 5.3.

Cuando se han hecho menos de 15 ensayos para la clase de concreto en cuestión, el nuevo nivel por alcanzar debe ser al menos igual al nivel promedio empleado en la dosificación inicial. Cuando el promedio con los ensayos disponibles hechos en el proyecto iguala o es mayor que el nivel empleado en la dosificación inicial, se requiere un incremento adicional en el nivel promedio.

Las medidas que se tomen con el fin de incrementar el nivel promedio de los resultados dependen de las circunstancias particulares, pero pueden incluir una o más de las siguientes alternativas:

- (a) Incremento en el contenido de cemento;
- (b) Variación en las dosificaciones;
- (c) Mejor control o reducción del asentamiento;
- (d) Reducción del tiempo de entrega;
- (e) Control más estricto del contenido de aire;
- (f) Mejoramiento de la calidad de los ensayos, lo que incluye un estricto cumplimiento de los procedimientos estándar de ensayo.

Tales variaciones en los procedimientos de ensayo y operación, o las variaciones en el contenido de material cementante o en el asentamiento, no requieren de una nueva autorización formal según los procedimientos de 5.3. No obstante, variaciones importantes en las fuentes de cemento, los agregados o los aditivos deben estar acompañados por evidencia de que se mejorará el nivel promedio de resistencia.

Los cilindros o núcleos para ensayos de laboratorio para determinar el cumplimiento de estos requisitos deben ser acreditados o inspeccionados para ver que se cumplan los requisitos de ASTM C 1077^{5.3} por una agencia reconocida tal como la American Association for Laboratory Accreditation, (A2LA), AASHTO Materials Reference Laboratory (AMRL), National Voluntary Laboratory Accreditation Program (NVLAP), Cement and Concrete Reference Laboratory (CCRL), o su equivalente.

REGLAMENTO**COMENTARIO****5.6.4 — Probetas curadas en obra**

5.6.4.1 — Si lo requiere la autoridad competente, deben proporcionarse ensayos de resistencia de cilindros curados en condiciones de obra.

5.6.4.2 — Los cilindros curados en obra deben curarse en condiciones de obra de acuerdo con “Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field” (ASTM C 31).

5.6.4.3 — Los cilindros de ensayo curados en obra deben fabricarse al mismo tiempo y usando las mismas muestras que los cilindros de ensayo curados en laboratorio.

5.6.4.4 — Los procedimientos para proteger y curar el concreto deben mejorarse cuando la resistencia de cilindros curados en la obra, a la edad de ensayo establecida para determinar f'_c , sea inferior al 85% de la resistencia de cilindros compañeros curados en laboratorio. La limitación del 85% no se aplica cuando la resistencia de aquellos que fueron curados en la obra exceda a f'_c en más de 3.5 MPa.

5.6.5 — Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

5.6.5.1 — Si cualquier ensayo de resistencia (véase 5.6.2.4) de cilindros curados en el laboratorio es menor que f'_c por más de los valores dados en 5.6.3.3(b), o si los ensayos de cilindros curados en la obra indican deficiencia de protección y de curado (véase 5.6.4.4), deben tomarse medidas para asegurar que no se pone en peligro la capacidad de carga de la estructura.

5.6.5.2 — Si se confirma la posibilidad que el concreto sea de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de carga redujo significativamente, deben permitirse ensayos de núcleos extraídos de la zona en cuestión de acuerdo con “Method of Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete” (ASTM C 42). En esos casos deben tomarse tres núcleos por cada resultado del ensayo de resistencia que sea menor que los valores señalados en 5.6.3.3 (b).

R5.6.4 — Probetas curadas en obra

R5.6.4.1 — Pueden requerirse ensayos de resistencia de probetas curadas bajo condiciones de obra para verificar la bondad del curado y protección del concreto en la estructura.

R5.6.4.4 — En el reglamento se proporcionan guías para la interpretación de los ensayos de probetas curadas en obra. Las investigaciones han demostrado que las probetas protegidas y curadas para representar una buena práctica en obra, no deben tener una resistencia menor a aproximadamente el 85% de la resistencia de probetas estándar con curado húmedo en laboratorio. Este porcentaje se ha establecido únicamente como una base racional para juzgar el curado en obra. La comparación se hace sobre las resistencias reales de probetas compañeras curadas en la obra y en laboratorio, y no entre probetas curadas en obra y el valor especificado de f'_c . Sin embargo, los resultados para las

probetas curadas en obra se consideran satisfactorios si exceden la resistencia f'_c especificada en más de 3.5 MPa,

aun cuando fallen en alcanzar el 85% de la resistencia de las probetas compañeras curadas en el laboratorio.

5.6.5.3 — Los núcleos deben prepararse para su traslado y almacenamiento, secando el agua de perforación de la superficie del núcleo y colocándolos

REGLAMENTO**COMENTARIO****R5.6.5 — Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia**

Se dan instrucciones respecto al procedimiento que debe seguirse cuando los ensayos de resistencia no cumplan con los criterios de aceptación especificados. Por razones obvias, estas instrucciones no pueden ser dogmáticas. La autoridad competente debe utilizar criterio acerca de la verdadera importancia de los resultados bajos y si se justifica preocuparse. Si se juzga necesario efectuar investigaciones adicionales, éstas pueden incluir ensayos no destructivos o, en casos extremos, ensayos de resistencia de núcleos tomados de la estructura.

Los ensayos no destructivos del concreto en obra, tales como: penetración de sonda, martillo de rebote (esclerómetro), velocidad de pulso ultrasónico, o arrancamiento, pueden ser útiles para determinar si una porción de la estructura realmente contiene o no concreto de baja resistencia. Dichos ensayos son valiosos principalmente si se realizan para hacer comparaciones dentro de la misma obra, más que como mediciones cuantitativas de resistencia. Para núcleos, si se requieren, se dan criterios de aceptación conservadores capaces de asegurar la capacidad estructural para casi cualquier tipo de construcción^{5.5-5.8}. Las resistencias bajas

REGLAMENTO

dentro de recipientes o bolsas herméticas inmediatamente después de su extracción. Los núcleos deben ser ensayados después de 48 horas y antes de los 7 días de extraídos, a menos que el profesional de diseño registrado apruebe algo diferente.

5.6.5.4 — El concreto de la zona representada por los núcleos se considera estructuralmente adecuado si el promedio de tres núcleos es por lo menos igual al 85% de f'_c , y ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75% de f'_c . Cuando los núcleos den valores erráticos, se debe permitir extraer núcleos adicionales de la misma zona.

5.6.5.5 — Si los criterios de 5.6.5.4 no se cumplen, y si la seguridad estructural permanece en duda, la autoridad competente está facultada para ordenar pruebas de carga de acuerdo con el Capítulo 20 para la parte dudosa de la estructura, o para tomar otras medidas según las circunstancias.

5.7 — Preparación del equipo y del lugar de colocación

5.7.1 — La preparación previa a la colocación del concreto debe incluir lo siguiente:

- (a) Todo equipo de mezclado y transporte del concreto debe estar limpio;
- (b) Deben retirarse todos los escombros y el hielo de los espacios que serán ocupados por el concreto;
- (c) El encofrado debe estar recubierto con un desmoldante adecuado.

COMENTARIO

pueden, por supuesto, tolerarse en muchas circunstancias, pero esto queda a juicio de la autoridad competente y del ingeniero diseñador. Cuando los ensayos de núcleos no demuestren con seguridad lo adecuado de la estructura, puede ser útil, especialmente en el caso de sistemas de cubierta o entepiso, que la autoridad competente solicite una prueba de carga (Capítulo 20). A falta de pruebas de carga, si el tiempo y las condiciones lo permiten, puede hacerse un esfuerzo para mejorar la resistencia del concreto, recurriendo a un curado húmedo suplementario. La efectividad de dicho tratamiento debe ser verificada mediante evaluaciones adicionales de resistencia, por medio de los procedimientos anteriormente expuestos.

Un núcleo obtenido mediante el empleo de una broca enfriada por agua tiene conduce a una diferencia de humedad entre el exterior y el interior del núcleo que se produce durante la perforación. Esto afecta en forma adversa la resistencia a compresión del núcleo^{5,9}. La restricción a la fecha más temprana de ensayo proporciona un tiempo mínimo para que el gradiente de humedad se disipe.

Debe observarse que los ensayos de núcleos que tengan un promedio del 85% de la resistencia especificada son realistas. No es realista esperar que los ensayos de núcleos den resistencias iguales a f'_c , ya que las diferencias en el tamaño

de las probetas, las condiciones para obtener las muestras y los procedimientos de curado no permiten que se obtengan valores iguales.

El reglamento, según lo establecido, se preocupa por garantizar la seguridad estructural; y las indicaciones de 5.6 están dirigidas a ese objetivo. No es función del reglamento asignar responsabilidades por deficiencias en la resistencia, sean o no de índole tal que necesiten medidas correctivas.

Bajo los requisitos de esta sección, los núcleos que se obtengan para confirmar la capacidad estructural usualmente serán tomados a edades posteriores a las especificadas para la determinación de f'_c .

R5.7 — Preparación del equipo y del lugar de colocación

- (d) Las unidades de albañilería de relleno en contacto con el concreto deben estar adecuadamente humedecidas;

REGLAMENTO**COMENTARIO**

En “**Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete**” del Comité ACI 304^{5,10}, se describen en detalle las recomendaciones para el mezclado, manejo, transporte y colocación del concreto. (Presenta métodos y procedimientos de control, manejo, almacenamiento de materiales, medición, tolerancias para la dosificación, mezclado, métodos de colocación, transporte y encofrado.)

La atención está dirigida a la necesidad de emplear equipo limpio y limpiar completamente el encofrado y el refuerzo antes de proceder a colocar el concreto. En particular deben eliminarse el aserrín, los clavos, los pedazos de madera y otros desechos que se acumulan dentro del encofrado. El refuerzo debe estar completamente libre de hielo, mugre,

REGLAMENTO**COMENTARIO**

(e) El refuerzo debe estar completamente libre de hielo o de otros recubrimientos perjudiciales;

(f) El agua libre debe ser retirada del lugar de colocación del concreto antes de depositarlo, a menos que se vaya a emplear un tubo para colocación bajo agua (tremie) o que lo permita la autoridad competente;

(g) La superficie del concreto endurecido debe estar libre de lechada y de otros materiales perjudiciales o deleznable antes de colocar concreto adicional sobre ella.

óxido suelto, escoria de fundición y otros recubrimientos. Debe retirarse el agua del encofrado.

5.8 — Mezclado

5.8.1 — Todo concreto debe mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales, y la mezcladora debe descargarse completamente antes de que se vuelva a cargar.

5.8.2 — El concreto premezclado debe mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de "Specification for Ready-Mixed Concrete" (ASTM C 94) o "Specification of Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing" (ASTM C 685).

5.8.3 — El concreto mezclado en obra se debe mezclar de acuerdo con lo siguiente:

(a) El mezclado debe hacerse en una mezcladora de un tipo aprobado;

(b) La mezcladora debe hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante;

(c) El mezclado debe prolongarse por lo menos durante 90 segundos después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio mediante ensayos de uniformidad de mezclado, según "Specification for Ready Mixed Concrete" (ASTM C 94).

(d) El manejo, la dosificación y el mezclado de los materiales deben cumplir con las disposiciones aplicables de "Specification for Ready Mixed Concrete" (ASTM C 94).

(e) Debe llevarse un registro detallado para identificar:

- (1) Número de tandas de mezclado producidas;
- (2) Dosificación del concreto producido;
- (3) Localización aproximada de depósito final en la estructura;
- (4) Hora y fecha del mezclado y de su colocación;

R5.8 — Mezclado

Un concreto de calidad uniforme y satisfactoria requiere que los materiales se mezclen totalmente hasta que tengan una apariencia uniforme y todos los componentes se hayan distribuido. Las muestras tomadas de distintas partes de una misma tanda de mezclado deben tener en esencia el mismo peso unitario, contenido de aire, asentamiento y contenido de agregado grueso. En la norma ASTM C 94 se especifican los métodos de ensayo para la uniformidad del mezclado. El tiempo necesario para el mezclado depende de muchos factores, que incluyen el volumen de la mezcla, su rigidez, tamaño y granulometría del agregado y la eficiencia de la mezcladora. Deben evitarse tiempos de mezclado excesivamente prolongados, ya que pueden moler los agregados.

REGLAMENTO**COMENTARIO****5.9 — Transporte**

5.9.1 — El concreto debe transportarse desde la mezcladora al sitio final de colocación empleando métodos que eviten la segregación o la pérdida de material.

5.9.2 — El equipo de transporte debe ser capaz de proporcionar un abastecimiento de concreto en el sitio de colocación sin segregación de los componentes, y sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre capas sucesivas de colocación.

5.10 — Colocación

5.10.1 — El concreto debe depositarse lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento.

5.10.2 — La colocación debe efectuarse a una velocidad tal que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre el refuerzo.

5.10.3 — No debe colocarse en la estructura el concreto que haya endurecido parcialmente, o que se haya contaminado con materiales extraños.

5.10.4 — No debe utilizarse concreto al que después de preparado se le adicione agua, ni que haya sido mezclado después de su fraguado inicial, a menos sea aprobado por el ingeniero.

5.10.5 — Una vez iniciada la colocación del concreto, ésta debe efectuarse en una operación continua hasta que se termine el llenado del panel o sección, definida por sus límites o juntas predeterminadas, excepto en lo permitido o prohibido por 6.4.

5.10.6 — La superficie superior de las capas colocadas entre encofrados verticales por lo general debe estar a nivel.

R5.9 — Transporte

Cada paso en el manejo y transporte del concreto necesita ser controlado a fin de mantener la uniformidad dentro de una tanda de mezclado determinada así como también entre tandas de mezclado. Es esencial evitar segregación entre el agregado grueso y el mortero o entre el agua y los demás componentes.

El reglamento requiere que el equipo de manejo y transporte del concreto sea capaz de suministrar continua y confiablemente concreto al lugar de colocación bajo todas las condiciones y para todos los métodos de colocación. Las disposiciones de 5.9 se aplican a todos los métodos de colocación, incluyendo bombas, cintas transportadoras, sistemas neumáticos, carretillas, vagonetas, cubos de grúa y tubos tremie.

Puede haber una pérdida considerable de resistencia del concreto cuando se bombea a través de una tubería de aluminio o de aleaciones de aluminio.^{5.11} Se ha demostrado que el hidrógeno que se genera por la reacción entre los álcalis del cemento y la erosión del aluminio de la superficie interior de la tubería provoca una reducción de la resistencia de hasta un 50%. Por consiguiente, no debe utilizarse equipo hecho de aluminio o de aleaciones de aluminio para tuberías de bombeo, tubos tremie o canales a menos que sean cortos tales como los que se emplean para descargar el concreto de un camión mezclador.

R5.10 — Colocación

La manipulación excesiva del concreto puede provocar la segregación de los materiales. Por consiguiente, en el reglamento se toman precauciones contra esta práctica. No debe permitirse la adición de agua para remezclar concreto parcialmente fraguado, a menos que se tenga autorización especial. Sin embargo, esto no excluye a la práctica (aprobada en la ASTM C 94) de agregar agua al concreto mezclado para alcanzar el rango especificado de asentamiento, siempre que no se violen los límites prescritos para tiempo máximo de mezclado y para la relación agua-material cementante.

La sección 5.10.4 de la edición de 1971 indicaba que “cuando las condiciones hagan difícil la compactación, o donde existan congestiones de refuerzo, se depositará primero en el encofrado una capa de mortero, de por lo menos 25 mm, que tenga la misma proporción de cemento, arena y agua que la usada en el concreto”. Este requisito fue eliminado en 1977, puesto que las condiciones para las que era aplicable no podían definirse con suficiente precisión para justificar su inclusión. No obstante, la práctica tiene sus méritos y puede incorporarse en las especificaciones de la obra si resulta apropiado, asignando de preferencia la responsabilidad de su aplicación al inspector de la obra. El uso de capas de mortero ayuda a prevenir la formación de hormigueros y la deficiente adherencia del concreto con el refuerzo. El mortero debe colocarse inmediatamente antes de depositar el concreto, y su estado debe ser plástico (ni rígido ni fluido) cuando se coloque el concreto.

REGLAMENTO

5.10.7 — Cuando se necesiten juntas de construcción, éstas deben hacerse de acuerdo con 6.4.

5.10.8 — Todo concreto debe compactarse cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación, y debe acomodarse por completo alrededor del refuerzo y de la instalaciones embebidas, y en las esquinas del encofrado.

5.11 — Curado

5.11.1 — A menos que el curado se realice de acuerdo con 5.11.3, el concreto debe mantenerse a una temperatura por encima de 10° C y en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después de la colocación (excepto para concreto de alta resistencia inicial).

5.11.2 — El concreto de alta resistencia inicial debe mantenerse por encima de 10° C y en condiciones de humedad por lo menos los 3 primeros días, excepto cuando se cure de acuerdo con 5.11.3.

5.11.3 — Curado acelerado

5.11.3.1 — El curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, u otro proceso aceptado, puede emplearse para acelerar el desarrollo de resistencia y reducir el tiempo de curado.

5.11.3.2 — El curado acelerado debe proporcionar una resistencia a la compresión del concreto, en la etapa de carga considerada, por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga.

5.11.3.3 — El procedimiento de curado debe ser tal que produzca un concreto con una durabilidad equivalente al menos a la que se obtienen usando los métodos de curado indicados en 5.11.1 ó 5.11.2.

5.11.4 — Cuando lo requiera el ingeniero o el arquitecto, deben realizarse ensayos complementarios de resistencia, de acuerdo con 5.6.4, para asegurar que el curado sea satisfactorio.

COMENTARIO

En “**Guide for Consolidation of Concrete**” del Comité ACI 309^{5.12}, se dan recomendaciones detalladas para la compactación del concreto. (Presenta información actualizada acerca del mecanismo de compactación, y da recomendaciones sobre las características del equipo y de los procedimientos para diversas clases de concreto).

R5.11 — Curado

En “**Standard Practice for Curing Concrete**”, del Comité ACI 308^{5.13} se dan recomendaciones para el curado del concreto. (Describe los principios básicos para el curado, al igual que diversos métodos, procedimientos y materiales para curar el concreto.)

R5.11.3 — Curado acelerado

Las disposiciones de esta sección se aplican siempre que se emplee un método de curado acelerado, ya sea para elementos prefabricados o construidos en obra. La resistencia a la compresión de un concreto curado con vapor no es tan alta como la de un concreto semejante curado continuamente en condiciones de humedad con temperaturas moderadas.

Asimismo, el módulo de elasticidad E_c de probetas curadas

con vapor puede diferir con respecto a probetas curadas con humedad a temperaturas normales. Cuando se use el curado con vapor, es aconsejable determinar la dosificación de la mezcla utilizando probetas curadas con vapor.

Los procedimientos de curado acelerado requieren una atención cuidadosa para obtener resultados uniformes y satisfactorios. Es esencial evitar la pérdida de humedad durante el proceso de curado.

R5.11.4 — Además de requerir una temperatura y tiempo mínimo de curado para el concreto normal y el de alta resistencia inicial, el reglamento proporciona en 5.6.4 un criterio específico para juzgar el curado en obra. A la edad de ensayo para la que se ha especificado la resistencia a la compresión (generalmente 28 días) las probetas curadas en obra deben tener resistencias no menores del 85% de las probetas compañeras curadas en el laboratorio. Para poder hacer una comparación razonablemente válida las probetas curadas en obra y las compañeras curadas en el laboratorio deben ser de la misma muestra. Las probetas curadas en obra deben curarse en condiciones idénticas a las de la estructura. Si ésta está protegida de la intemperie, la probeta debe protegerse en forma semejante.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Las probetas relacionadas con los elementos estructurales que no estén directamente expuestos a la intemperie deben curarse

REGLAMENTO**COMENTARIO****5.12 — Requisitos para clima frío**

5.12.1 — Debe disponerse de un equipo adecuado con el fin de calentar los materiales para la fabricación del concreto y protegerlo contra temperaturas de congelamiento o cercanas a ella.

5.12.2 — Todos los materiales componentes del concreto y todo el acero de refuerzo, el encofrado, los rellenos y el suelo con el que habrá de estar en contacto el concreto deben estar libres de escarcha.

5.12.3 — No deben utilizarse materiales congelados o que contengan hielo.

5.13 — Requisitos para clima cálido

En clima cálido debe darse adecuada atención a los materiales componentes, a los métodos de producción, al manejo, a la colocación, a la protección y al curado a fin de evitar temperaturas excesivas en el concreto o la evaporación del agua, lo cual podría afectar la resistencia requerida o el funcionamiento del elemento o de la estructura.

al lado de dichos elementos, y deben tener del mismo grado de protección y tipo de curado. Las probetas de obra no deben tratarse de manera más favorable que los elementos que representan. (Para información adicional véase 5.6.4). Si las probetas curadas en obra no proporcionan una resistencia satisfactoria en esta comparación, deben tomarse medidas para mejorar el curado de la estructura. Si los ensayos indican una posible deficiencia grave en la resistencia del concreto de la estructura, pueden requerirse ensayos de núcleos, con o sin un curado húmedo suplementario, a fin de verificar lo adecuado de la estructura, como lo dispone 5.6.5.

R5.12 — Requisitos para clima frío

En “**Cold Weather Concreting**” del Comité ACI 306^{5.14} se proporcionan recomendaciones detalladas para la colocación del concreto en tiempo frío. (Presenta los requisitos y métodos para producir concreto satisfactorio en clima frío).

R5.13 — Requisitos para clima cálido

En “**Hot Weather Concreting**”, del Comité ACI 305^{5.15} se dan recomendaciones para la colocación del concreto en clima cálido. (Define los factores del clima cálido que afectan las propiedades del concreto y las prácticas de construcción, y recomienda las medidas que se deben tomar a fin de eliminar o minimizar los efectos nocivos.)

REGLEMENTO

COMENTARIO

REGLAMENTO

COMENTARIO

CAPÍTULO 6 — CIMBRAS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

REGLAMENTO

COMENTARIO

6.1 — Diseño de cimbras

6.1.1 — El objeto de las cimbras y encofrados es obtener una estructura que cumpla con la forma, los niveles y las dimensiones de los elementos según lo indicado en los planos de diseño y en las especificaciones.

6.1.2 — Las cimbras deben ser esencialmente y suficientemente herméticas para impedir la fuga del mortero.

6.1.3 — Las cimbras deben estar adecuadamente arriostradas o amarradas entre si, de tal manera que conserven su posición y forma.

6.1.4 — Las cimbras y sus apoyos deben diseñarse de tal manera que no dañen la estructura previamente construida.

6.1.5 — El diseño de las cimbras debe tomar en cuenta los siguientes factores:

- (a) Velocidad y método de colocación del concreto;
- (b) Cargas de construcción, incluyendo cargas verticales, horizontales y de impacto;
- (c) Requisitos especiales de las cimbras para la construcción de cáscaras, losas plegadas, domos, concreto arquitectónico u otros tipos de elementos similares;

6.1.6 — Las cimbras para elementos de concreto preesforzado deben estar diseñadas y construidas de tal manera que permitan el desplazamiento del elemento sin causar daños durante la aplicación de la fuerza de preesforzado.

6.2 — Descimbrado, puntales y reapuntalamiento

6.2.1 — Descimbrado

Las cimbras y encofrados deben retirarse de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad o funcionamiento de la estructura. El concreto expuesto por el descimbrado debe tener suficiente resistencia para no ser dañado por las operaciones de descimbrado.

6.2.2 — Retiro de puntales y reapuntalamiento

R6.1 — Diseño de cimbras

En el Capítulo 6 se especifican solamente los requisitos mínimos de desempeño de las cimbras, necesarios para la seguridad y la salud pública. Las cimbras para el concreto, incluyendo su diseño, construcción y remoción exigen el mejor criterio y una acertada planificación, con el fin de lograr cimbras que sean tanto económicas como seguras. En “**Guide to Formwork for Concrete**” presentado por el Comité ACI 347^{6.1}, se da información detallada acerca de las cimbras para el concreto. (Presenta recomendaciones para el diseño, la construcción y los materiales de las cimbras, encofrados para estructuras especiales y cimbras para métodos especiales de construcción. Aunque están dirigidos principalmente a los contratistas, los criterios sugeridos sirven de ayuda a ingenieros y arquitectos en la preparación de las especificaciones de la obra.)

“*Formwork for Concrete*”^{6.2} preparado bajo la dirección del Comité ACI 347. (Instructivo para contratistas, ingenieros y arquitectos siguiendo las guías establecidas en ACI 347R. Se analiza la planificación, construcción y uso de las cimbras, incluyendo tablas, diagramas y fórmulas para las cargas de diseño de las cimbras.)

R6.2 — Descimbrado, puntales y reapuntalamiento

Los requisitos de 6.2.2.1 a 6.2.2.3 se deben cumplir en la construcción de vigas y losas excepto cuando se construyan sobre el terreno.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Para determinar el tiempo de descimbrado deben considerarse las cargas de construcción y las posibles deflexiones.^{6.3} Las cargas de construcción son, frecuentemente, por lo menos tan altas como las cargas vivas de diseño. A edades tempranas, una estructura puede ser capaz de soportar las cargas aplicadas, pero puede deflectarse lo suficiente para causar un daño permanente.

La evaluación de la resistencia del concreto durante la construcción puede llevarse a cabo utilizando probetas curadas en obra, o mediante otros procedimientos aprobados por la autoridad competente, tales como:

REGLAMENTO

6.2.2.1 — Con anterioridad al inicio de la construcción, el constructor debe definir un procedimiento y una programación para la remoción de los apuntalamientos y para la instalación de los reapuntalamientos, y para calcular las cargas transferidas a la estructura durante el proceso.

(a) El análisis estructural y los datos sobre resistencia del concreto empleados en la planificación e implementación del descimbrado y retiro de apuntalamientos deben ser entregados por el constructor a la autoridad competente cuando ésta lo requiera;

(b) Solamente cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con las cimbras y apuntalamiento aun existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, pueden apoyarse cargas de construcción sobre ella o descimbrarse cualquier porción de la estructura.

(c) La demostración de que la resistencia es adecuada debe basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de encofrado y cimbra, y la resistencia del concreto. La resistencia del concreto debe estar basada en ensayos de probetas curadas en obra o, cuando lo apruebe la autoridad competente, en otros procedimientos para evaluar la resistencia del concreto.

6.2.2.2 — No se pueden soportar en la estructura sin cimbra cargas de construcción que excedan la suma de las cargas muertas más vivas utilizadas en el diseño, a menos que por medio de un análisis estructural se demuestre que existe resistencia suficiente para sostener estas cargas adicionales.

6.2.2.3 — Las cimbras para elementos de concreto preesforzado no deben ser removidas hasta que se haya aplicado suficiente preesfuerzo para permitir que el elemento soporte su propio peso y las cargas de construcción previstas.

COMENTARIO

(a) Ensayos de cilindros fabricados en obra, de acuerdo con “Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast-in-Place in Cylindrical Molds” (ASTM C 873^{6.4}). (El empleo de este método está limitado a losas de concreto cuyo espesor sea de 125 a 300 mm.)

(b) Resistencia a la penetración de acuerdo con “Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete” (ASTM C 803^{6.5}).

(c) Resistencia a la extracción de acuerdo con “Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete” (ASTM C 900^{6.6}).

(d) Correlación y mediciones del factor de madurez, de acuerdo con ASTM C 1074^{6.7}

Los procedimientos (b), (c) y (d) requieren datos suficientes empleando materiales de la obra, para demostrar la correlación de las mediciones en la estructura con la resistencia a la comprensión de cilindros o de núcleos.

Cuando la estructura está debidamente apoyada en puntales, los encofrados laterales de vigas, vigas principales, columnas, muros y otras cimbras verticales semejantes se pueden remover generalmente después de 12 horas de tiempo de curado acumulado, siempre que los encofrados laterales no tengan cargas diferentes a las de la presión del concreto plástico. El término “tiempo de curado acumulado” representa la suma de períodos, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura del aire que rodea al concreto es de más de 10° C. Las 12 horas de tiempo de curado acumulado se basan en cementos normales y en condiciones ordinarias; el uso de cementos especiales o condiciones no usuales puede requerir un ajuste de los límites dados. Por ejemplo, en el concreto hecho con cementos Tipo II o V (ASTM C 150), o cementos especificados en la norma ASTM C 595, en concreto que contiene aditivos retardantes y en concreto al cual se le ha añadido hielo durante el mezclado (para bajar la temperatura del concreto fresco) puede no haberse desarrollado la resistencia suficiente en 12 horas y debe investigarse antes del descimbrado.

El descimbrado en construcciones de varios pisos debe formar parte de un procedimiento planificado, en el cual se toman en consideración el soporte temporal de la totalidad de la estructura al igual que el de cada uno de los elementos estructurales individuales. Dicho procedimiento debe planearse antes de iniciar la construcción y se debe basar en un análisis estructural, tomando en consideración, por lo menos, las siguientes condiciones:

(a) El sistema estructural que existe en las diversas etapas de la construcción y las cargas de construcción correspondientes a dichas etapas;

(b) La resistencia del concreto a diversas edades durante la construcción;

(c) La influencia de las deformaciones de la estructura y del

REGLAMENTO

CONTENIDARIO

6.3 — Tuberías y ductos embebidos en el concreto

6.3.1 — Se permite, previa aprobación del ingeniero, embeber en el concreto tuberías, ductos e insertos de cualquier material que no sea perjudicial para el concreto y que esté dentro de las limitaciones de 6.3, siempre y cuando se considere que ellos no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado, excepto en lo previsto en 6.3.6.

6.3.2 — No deben dejarse embebidos en el concreto estructural tuberías y ductos de aluminio, a menos que se recubran o se pinten adecuadamente para evitar la reacción concreto-aluminio, o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

6.3.3 — Los ductos, tuberías e insertos que pasen a través de losas, muros o vigas, no deben debilitar significativamente la resistencia de la estructura.

6.3.4 — Los ductos y tuberías, junto con sus conexiones, embebidas en una columna, no deben ocupar más del 4% del área de la sección transversal que se empleó para calcular su resistencia, o de la requerida para la protección contra el fuego.

6.3.5 — Excepto cuando los planos de los ductos y tuberías hayan sido aprobados por el ingeniero

sistema de apuntalamiento en la distribución de las cargas muertas y cargas de construcción, durante las diversas etapas de construcción;

(d) La resistencia y espaciamiento de los puntales o de los sistemas de apuntalamiento utilizados, al igual que el método de apuntalamiento, arriostamiento, descimbrado y reapuntalamiento, incluyendo los períodos mínimos entre las diversas operaciones;

(e) Cualquier otra carga o condición que afecte la seguridad o funcionamiento de la estructura durante la construcción.

Para construcciones de varios pisos, la resistencia del concreto durante las distintas etapas de construcción debe estar respaldada por probetas curadas en la obra o por otros métodos aprobados.

R6.3 — Tuberías y ductos embebidos en el concreto

R6.3.1 — Los ductos, tuberías e insertos que no sean perjudiciales para el concreto pueden embeberse en él, pero el trabajo debe realizarse de manera tal que la estructura no se ponga en peligro. En 6.3 se dan reglas empíricas para realizar instalaciones seguras en condiciones normales, pero deben hacerse diseños especiales para condiciones no usuales. Varios reglamentos generales de construcción han adoptado los reglamentos para tuberías ANSI/ASME, el B31.1 para tuberías a presión^{6,8} y B31.3 para tuberías químicas y de petróleo.^{6,9} El redactor de las especificaciones debe asegurarse que se empleen los reglamentos para tuberías apropiados en el diseño y las pruebas del sistema. No debe permitirse al contratista la instalación de ductos, tuberías, insertos, conductos o conexiones que no estén señalados en los planos, o no hayan sido aprobados por el ingeniero o el arquitecto.

Resulta importante para la integridad de la estructura que todas las uniones de los ductos y tuberías dentro del concreto estén cuidadosamente ensambladas, tal como se muestra en los planos o se requiera en las especificaciones de la obra.

R6.3.2 — El reglamento prohíbe el uso de aluminio en concreto estructural, a menos que esté perfectamente revestido o recubierto. El aluminio reacciona con el concreto y, en presencia de iones de cloruro, puede reaccionar electrolíticamente con el acero, provocando fisuración o descascaramiento del concreto. Los ductos de aluminio para instalaciones eléctricas presentan un problema especial, pues la corriente eléctrica acelera la reacción adversa.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

estructural, las tuberías y ductos embebidos en una losa, muro o viga (diferentes de los que sólo pasan a través de estos elementos) deben satisfacer 6.3.5.1 a 6.3.5.3.

6.3.5.1 — No deben tener dimensiones exteriores mayores que $1/3$ del espesor total de la losa, muro o viga, donde estén embebidos.

6.3.5.2 — No deben estar espaciados a menos de 3 veces su diámetro o ancho medido de centro a centro.

6.3.5.3 — No deben afectar significativamente la resistencia del elemento.

6.3.6 — Se puede considerar que los ductos, tuberías e insertos sustituyen estructuralmente en compresión al concreto desplazado si cumplen con 6.3.6.1 a 6.3.6.3.

6.3.6.1 — No estén expuestos a la corrosión o a otra causa de deterioro.

6.3.6.2 — Sean de acero o hierro sin revestimiento o galvanizado, de espesor no menor que el del tubo de acero calibre estándar número 40.

6.3.6.3 — Tengan un diámetro interior nominal no superior a 50 mm y estén separados no menos de 3 diámetros medido de centro a centro.

6.3.7 — Las tuberías y sus conexiones deben diseñarse para resistir los efectos del fluido, la presión y la temperatura a las cuales van a estar sometidas.

R6.3.7 — La edición 1983 del ACI 318 limitaba a 1.4 MPa la presión máxima en las tuberías embebidas, lo que se consideró demasiado restrictivo. Sin embargo, deben considerarse en el diseño del elemento los efectos de tales presiones y la expansión de dichas tuberías.

6.3.8 — Ningún líquido, gas o vapor, excepto el agua cuya temperatura y presión no excedan de 32° C ni de 0.35 MPa respectivamente, debe colocarse en las tuberías hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño.

6.3.9 — En losas macizas, las tuberías deben colocarse entre las capas de refuerzo superior e inferior, a menos que se requiera para irradiar calor o fundir nieve.

6.3.10 — El recubrimiento de concreto para las tuberías y sus conexiones no debe ser menor de 40 mm en superficies de concreto expuestas a la intemperie o en contacto con el suelo, ni menos de 20 mm en aquellas que no estén directamente en contacto con el suelo o expuestas a la intemperie.

6.3.11 — Debe colocarse refuerzo en dirección normal a la tubería, con un área no menor de 0.002 veces el área de la sección de concreto.

6.3.12 — Las tuberías y ductos deben fabricarse e instalarse de tal forma que no requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su posición apropiada.

REGlamento**COMENTARIO****6.4 — Juntas de construcción**

6.4.1 — La superficie de las juntas de construcción del concreto deben limpiarse y debe estar libre de lechada.

6.4.2 — Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación de concreto, deben mojarse todas las juntas de construcción y debe eliminarse el agua apozada.

6.4.3 — Las juntas de construcción deben hacerse y ubicarse de manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Deben tomarse medidas para la transferencia apropiada de cortante y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción. Véase 11.7.9.

6.4.4 — Las juntas de construcción en entrepisos deben estar localizadas dentro del tercio central del vano de las losas, vigas y vigas principales.

6.4.5 — Las juntas de construcción en las vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que las intersecten.

6.4.6 — Las vigas, vigas principales, o losas apoyadas sobre columnas o muros no deben construirse hasta que el concreto del apoyo vertical haya endurecido hasta el punto que haya dejado de ser plástico.

6.4.7 — Las vigas, vigas principales, capiteles de columnas y ábacos, deben considerarse como parte del sistema de losas y deben construirse monólicamente con las mismas, a menos que en los planos se indique la forma de hacerlo adecuadamente.

R6.4 — Juntas de construcción

Es importante, para la integridad de la estructura, que todas las juntas de construcción estén cuidadosamente definidas en los documentos de construcción y que se construyan según lo especificado. Cualquier variación debe ser aprobada por el ingeniero o el arquitecto.

R6.4.2 — Los requisitos de la edición 1977 del ACI 318 para el uso de mortero de cemento puro en las juntas verticales han sido eliminados, ya que rara vez son prácticos y pueden ser perjudiciales en zonas en las que la profundidad de los encofrados y la congestión del refuerzo impiden un acceso apropiado. A menudo un chorro de agua u otros procedimientos son más apropiados. Debido a que el reglamento sólo establece criterios mínimos, el ingeniero tendrá que especificar procedimientos especiales cuando las condiciones lo ameriten. El grado en que se necesite mortero al inicio de la colocación del concreto depende de la dosificación del concreto, de la congestión del refuerzo, del acceso del vibrador, así como de otros factores.

R6.4.3 — Las juntas de construcción deben estar situadas donde causen el menor debilitamiento de la estructura. Cuando el cortante debido a cargas gravitacionales no sea importante, como usualmente ocurre a mitad del vano de elementos en flexión, puede ser adecuada una junta vertical sencilla. El diseño para fuerzas laterales puede requerir un tratamiento especial del diseño de juntas de construcción. Pueden usarse llaves de cortante, llaves de cortante intermitentes, pasadores diagonales, o los métodos de transferencia de cortante indicados en 11.7, siempre que se requiera la transferencia de esfuerzos.

R6.4.6 — La espera en la colocación del concreto de elementos apoyados sobre columnas y muros es necesaria para evitar fisuración en la interfase de la losa y el elemento de soporte, causado por la exudación y asentamiento del concreto plástico en el elemento de apoyo.

R6.4.7 — La construcción por separado de losas y vigas, ménsulas, y elementos similares está permitida cuando se muestra en los planos y cuando se han tomado medidas para transferir esfuerzos como lo requiere 6.4.3.

REGLAMENTO

COMENTARIO

REGLAMENTO

COMENTARIO

CAPÍTULO 7 — DETALLES DEL REFUERZO

REGLAMENTO

COMENTARIO

7.1 — Ganchos estándar

R7.1 — Ganchos estándar

El término “gancho estándar” se emplea en este reglamento con uno de los siguientes significados:

Los métodos y normas recomendados para la preparación de los planos de diseño, detalles típicos y planos para la fabricación y colocación del refuerzo en estructuras de concreto reforzado, se describen en “**ACI Detailing**

7.1.1 — Doblez de 180° más una extensión de $4d_b$, pero no menor de 60 mm en el extremo libre de la barra.

Manual”, del Comité ACI 315^{7.1}.

7.1.2 — Doblez de 90° más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra.

En este reglamento todas las disposiciones relativas a los diámetros de las barras, los alambres o los torones (y su área) se basan en las dimensiones nominales del refuerzo, tal como se proporcionan en la norma correspondiente de la ASTM. Las dimensiones nominales equivalen a las de un área circular que tiene el mismo peso por metro que los tamaños de las barras, los alambres y los torones designados por la ASTM. El área de la sección transversal del refuerzo se basa en las dimensiones nominales.

7.1.3 — Para estribos y ganchos de estribo

R7.1.3 — Los ganchos estándar de estribos están limitados a barras No. 25 o menores, y el gancho de 90 grados con un extensión de $6d_b$ está limitado además a barras No. 16 o

(a) Barra No. 16 y menor, doblez de 90° más $6d_b$ de extensión en el extremo libre de la barra, o

menores, en ambos casos como resultado de investigaciones que demuestran que los tamaños mayores de barras con gancho de 90 grados y extensiones de $6d_b$, tienden a salirse bajo cargas elevadas.

(b) Barra No. 19, No. 22, y No. 25, doblez de 90° más extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra, o

(c) Barra No. 25 y menor, doblez de 135° más extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la barra.

7.1.4 — Ganchos sísmicos definidos en 21.1

7.2 — Diámetros mínimos de doblado

R7.2 — Diámetros mínimos de doblado

7.2.1 — El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros No. 10 a No. 16, no debe ser menor que los valores de la Tabla 7.2.

Los dobleces estándar de las barras de refuerzo se describen en términos del diámetro interior de doblado, ya que éste resulta más fácil de medir que el radio de dicho doblez. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de doblado son la capacidad del acero de doblarse sin romperse y la prevención del aplastamiento del concreto dentro del doblez.

7.2.2 — El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que $4d_b$ para barras No. 16 y menores.

R7.2.2 — El doblez mínimo de $4d_b$ para los tamaños de barras que comúnmente se utilizan para estribos, se basa en la

Para barras mayores que No. 16, el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la Tabla 7.2.

práctica aceptada de la industria en los Estados Unidos. El uso de una barra para estribos no mayor de No. 16, para los ganchos estándar de 90° o de 135° en estribos, permite doblar múltiples unidades con equipo normal para doblar estribos.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

7.2.3 — El diámetro interior de doblado en refuerzo electrosoldado de alambre (corrugado o liso) para estribos no debe ser menor que $4d_b$ para alambre corrugado mayor de MD39 (7 mm de diámetro), y $2d_b$ para los demás diámetros de alambre. Ningún doblado con diámetro

R7.2.3 — Puede utilizarse refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado para estribos. El alambre en las intersecciones soldadas no tiene la misma ductilidad uniforme y capacidad de doblado que en las zonas en que no se ha calentado. Estos efectos de la temperatura de soldadura, por lo general, se disipan a una distancia de aproximadamente cuatro

REGLAMENTO

interior menor de $8d_b$, debe estar a menos de $4d_b$ de la intersección soldada más cercana.

TABLA 7.2 — DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
No. 10 a No. 25	$6d_b$
No. 29, No. 32 y No. 36	$8d_b$
No. 43 y No. 57	$10d_b$

7.3 — Doblado

7.3.1 — Todo refuerzo debe doblarse en frío, a menos que el ingeniero permita otra cosa.

7.3.2 — Ningún refuerzo parcialmente embebido en el concreto puede doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el ingeniero.

7.4 — Condiciones de la superficie del refuerzo

7.4.1 — En el momento que es colocado el concreto, el refuerzo debe estar libre de polvo, aceite u otros recubrimientos no metálicos que reduzcan la adherencia. Se permiten los recubrimientos epóxicos de barras que cumplan con las normas citadas en 3.5.3.7 y 3.5.3.8.

COMENTARIO

diámetros del alambre. Los diámetros mínimos de doblado permitidos son, en la mayoría de los casos, los mismos que los requeridos en los ensayos de doblado para alambre de la ASTM. (ASTM A82 y A496)

R7.3 — Doblado

R7.3.1 — Por ingeniero debe entenderse el ingeniero o arquitecto diseñador, o el ingeniero o arquitecto empleado por el propietario para efectuar la inspección. Para dobleces poco usuales, con diámetros interiores menores a los requeridos en la prueba de doblado de la ASTM, puede necesitarse una fabricación especial.

R7.3.2 — Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras que se encuentran embebidas en el concreto. Tal doblez en la obra no se puede efectuar sin la autorización del ingeniero. El ingeniero debe determinar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces deben ser graduales y deben enderezarse a medida que se requiera.

Ensayos ^{7.2.7.3} han demostrado que las barras de refuerzo A615 de Grado 280 y Grado 420 pueden doblarse y enderezarse en frío hasta 90 grados en, o cerca del diámetro mínimo especificado en 7.2. Si se encuentran casos de agrietamiento o rotura, resulta benéfico el calentamiento a una temperatura máxima de 800° C para evitar esta condición para el resto de las barras. Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden empalmarse por traslapo fuera de la región de doblado.

El calentamiento debe efectuarse de manera que no ocasione daños al concreto. Si el área de doblado se encuentra a aproximadamente 150 mm del concreto, puede ser necesario utilizar algún sistema de protección. El calentamiento de las barras debe ser controlado por medio de crayones térmicos o cualquier otro medio adecuado. Las barras calentadas no deben enfriarse por medios artificiales (con agua o aire a presión) sino hasta que su temperatura haya descendido por lo menos a 300° C.

R7.4 — Condiciones de la superficie del refuerzo

7.4.2 — El refuerzo, excepto el acero de preesforzado, con óxido, escamas o una combinación de ambos, debe

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Los límites especificados de la oxidación se basan en los ensayos realizados^{7.4} y en la revisión de ensayos y recomendaciones anteriores. La referencia 7.4 proporciona una guía con respecto a los efectos de la oxidación y de la escamación sobre las características de adherencia de las barras de refuerzo corrugado. Investigaciones ha demostrado que una cantidad normal de óxido aumenta la adherencia. Generalmente, por medio del manejo brusco normal se pierde

REGLAMENTO

considerarse satisfactoria si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes del corrugado) y el peso de una muestra limpiada utilizando un cepillo de alambre de acero, cumple con las especificaciones ASTM aplicables indicadas en 3.5.

7.4.3 — El acero de preesforzado debe estar limpio y libre de óxido excesivo, aceite, mugre, escamas y picaduras. Es admisible una oxidación ligera.

7.5 — Colocación del refuerzo

7.5.1 — El refuerzo, incluyendo los tendones y los ductos de preesforzado, debe colocarse con precisión y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el concreto, y debe fijarse para evitar su desplazamiento dentro de las tolerancias aceptables dadas en 7.5.2.

7.5.2 — A menos que el profesional de diseño registrado especifique otra cosa, el refuerzo, incluyendo los tendones y ductos de preesforzado, debe colocarse en las posiciones especificadas dentro de las tolerancias indicadas en 7.5.2.1 y 7.5.2.2.

7.5.2.1 — La tolerancia para d y para el recubrimiento mínimo de concreto en elementos sometidos a flexión, muros y elementos sometidos a compresión debe ser la siguiente:

COMENTARIO

el óxido que está suelto y que puede perjudicar la adherencia entre el concreto y el refuerzo.

R7.4.3 — En la referencia 7.5 se presenta una guía para evaluar el grado de oxidación de un tendón.

R7.5 — Colocación del refuerzo

R7.5.1 — El refuerzo, incluyendo los tendones y los ductos de preesforzado, debe estar adecuadamente apoyado en el encofrado para prevenir que sea desplazado por la colocación del concreto o por los trabajadores. Los estribos de vigas deben estar apoyados en el fondo del encofrado de la viga por medio de apoyos activos, tales como soportes longitudinales continuos. Si solamente el refuerzo longitudinal inferior de la viga esta apoyado, el tráfico de construcción puede desplazar los estribos y también a cualquier tendón de preesforzado amarrado a dichos estribos.

R7.5.2 — La práctica generalmente aceptada, tal como se refleja en “**Standard Tolerances for Concrete Construction and Materials**” producido por el Comité ACI 117^{7,6}, ha establecido tolerancias para la altura total (encofrado o terminación) y para la fabricación de barras dobladas, al igual que para estribos cerrados, estribos y espirales. El ingeniero puede especificar tolerancias más restrictivas que las permitidas por el reglamento cuando sean necesarias para minimizar la acumulación de tolerancias que produzca una excesiva reducción de la altura efectiva o del recubrimiento.

Para la distancia libre mínima respecto a la parte inferior del elemento, se ha establecido una tolerancia más restrictiva, por su importancia en la durabilidad y protección contra el fuego. Por lo general, las barras están apoyadas de tal manera que resulta factible la aplicación de la tolerancia especificada.

Para concreto preesforzado pueden resultar útiles tolerancias más restrictivas que las que requiere el reglamento, a fin de controlar la contraflecha dentro de límites aceptables para el diseñador o propietario. En estos casos, el ingeniero debe especificar las tolerancias necesarias. En la referencia 7.7 se proporcionan recomendaciones.

R7.5.2.1 — El reglamento especifica una tolerancia para la altura d , un aspecto fundamental de la resistencia del elemento. Debido a que el acero del refuerzo se coloca con respecto a los bordes de los elementos y de las superficies de las cimbras, la altura d no siempre es convenientemente medida en el campo. Los ingenieros deben especificar tolerancias para la colocación de las barras, el recubrimiento y el tamaño del elemento. Véase ACI 117.^{7,6}

	Tolerancia en d	Tolerancia en el recubrimiento mínimo de concreto
$d \leq 200$ mm	± 10 mm	-10 mm
$d > 200$ mm	± 12 mm	-12 mm

REGlamento

COMENTARIO

excepto que la tolerancia para la distancia libre al fondo de las cimbras debe ser menos 6 mm, y la tolerancia para

REGlamentO**COMENTARIO**

el recubrimiento no debe exceder menos 1/3 del recubrimiento mínimo de concreto requerido en los planos de diseño y especificaciones.

7.5.2.2 — La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos del refuerzo debe ser de ± 50 mm, excepto en los extremos discontinuos de las ménsulas o cartelas donde la tolerancia debe ser ± 12 mm y en los extremos discontinuos de otros elementos donde la tolerancia debe ser ± 25 mm. La tolerancia para el recubrimiento mínimo de concreto de 7.5.2.1 también se aplica a los extremos discontinuos de los elementos.

7.5.3 — El refuerzo electrosoldado de alambre (fabricado con alambre cuyo tamaño no sea superior a MW32 o MD32 – 6.4 mm de diámetro) utilizada en losas con vanos menores de 3 m se puede doblar desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo, hasta otro punto localizado cerca de la cara inferior en el centro del vano, siempre y cuando este refuerzo sea continuo sobre el apoyo o esté debidamente anclado en él.

7.5.4 — No se permite soldar las barras que se intersecten con el fin de sujetar el refuerzo, a menos que lo autorice el ingeniero.

7.6 — Límites del espaciamiento del refuerzo

7.6.1 — La distancia libre mínima entre barras paralelas

de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.

7.6.2 — Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

7.6.3 — En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1.5d_b$, ni de 40 mm. Véase también 3.3.2.

7.6.4 — La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslapo y los empalmes o barras adyacentes.

7.6.5 — En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 mm.

R7.5.4 — La soldadura “por puntos” (se sueldan las barras donde se cruzan) puede debilitar seriamente una barra en el punto soldado, creando un efecto metalúrgico de muesca. Esta operación sólo se puede ejecutar con seguridad cuando el material soldado y las operaciones de soldadura están bajo un control competente continuo, como en el caso de la fabricación del refuerzo electrosoldado de alambre.

R7.6 — Límites del espaciamiento del refuerzo

Aunque los espaciamientos mínimos de las barras

permanecen sin cambio en esta edición, las longitudes de desarrollo dadas en el Capítulo 12 desde 1989 son una función de los espaciamientos entre las barras. Como resultado, puede ser deseable usar en algunos casos un espaciamiento de barras mayor que el mínimo requerido. Los límites mínimos se establecieron originalmente con el fin de permitir el flujo rápido del concreto dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el encofrado sin crear hormigueros, y con objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano que puede causar un agrietamiento por esfuerzo cortante o retracción. El uso del diámetro “nominal” de las barras para definir el espaciamiento mínimo permite un criterio uniforme para barras de todos los tamaños.

REGLAMENTO

CONTENIDARIO

7.6.6 — Paquetes de barras

7.6.6.1 — Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.

7.6.6.2 — Los paquetes de barras deben estar colocados dentro de estribos.

7.6.6.3 — En vigas las barras mayores a No. 36 no deben agruparse en paquetes.

7.6.6.4 — En elementos sometidos a flexión, cada una de las barras de un paquete que termina dentro del vano debe terminarse en lugares diferentes separados al menos $40d_b$.

7.6.6.5 — Cuando las limitaciones de espaciamiento y recubrimiento mínimo del concreto se basan en el

diámetro de las barras d_b , un paquete de barras debe considerarse como una sola barra de diámetro equivalente al que se deduzca del área total de las barras del paquete.

7.6.7 — Tendones y ductos de postensado

7.6.7.1 — El espaciamiento entre el extremo y el centro de los tendones de preesforzado a cada lado de un

elemento no debe ser menor que $4d_b$ para torones o

$5d_b$ para alambres, excepto que si la resistencia del

concreto a la compresión especificada al momento del preesforzado inicial, f'_{ci} , es de 28 MPa o más, el

espaciamiento mínimo, medido centro a centro, de los torones debe ser 45 mm para torones de 12.7 mm de diámetro nominal o menores, y de 50 mm para torones de 15.2 mm de diámetro nominal. Véase también 3.3.2. Se permite un espaciamiento más cercano o agrupar tendones en el sector central del vano.

7.6.7.2 — Se permite agrupar los ductos de postensado si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente, y se toman medidas para evitar que el acero de preesforzado rompa la separación entre ductos de postensado al tensionar los tendones.

R7.6.6 — Paquetes de barras

Investigaciones sobre adherencia^{7,8} indican que la terminación de barras de los paquetes debe ser escalonado. Los paquetes de barras deben atarse, amarrarse con alambre o sujetarse de alguna manera, con el fin de asegurar que permanezcan en su posición, vertical u horizontal.

La limitación de que las barras mayores a No. 36 pueden formar paquetes en vigas o vigas principales resulta práctica para elementos del tamaño de los que se utilizan en la construcción de edificios. (“**Standard Specification for Highway Bridges**”^{7,9} permite paquetes de dos barras No. 43 y No. 57 en las vigas de puentes.). El cumplimiento de los requisitos para el control de agrietamiento de 10.6 efectivamente evita los paquetes de barras mayores a No. 36 utilizados como refuerzo de tracción. La frase del reglamento “los paquetes que actúan como una unidad” pretende evitar los paquetes de más de dos barras en el mismo plano. Las

formas típicas de los paquetes son: triangular, cuadrada o en forma de L para paquetes de tres o cuatro barras. Como

precaución práctica, los paquetes de más de una barra colocadas en el plano de flexión no deben doblarse ni utilizarse para formar ganchos. Cuando se requieren ganchos en los extremos es preferible escalar los ganchos individuales dentro de un paquete.

R7.6.7 — Tendones y ductos de postensado

R7.6.7.1 — El menor espaciamiento permitido en esta sección para resistencias del concreto, al momento de realizar

la transferencia, de 28 MPa o más se basa en las referencias

7.10 y 7.11.

R7.6.7.2 — Cuando los ductos de postensado dentro de una viga estén colocados muy cerca verticalmente, deben tomarse precauciones para evitar que al tensionar el acero éste rompa el concreto entre los ductos. La ubicación horizontal de los ductos debe permitir la colocación adecuada del concreto. Generalmente, un espaciamiento libre de 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso, pero no menor que 25 mm ha probado ser satisfactorio. Cuando la concentración de tendones o de ductos tienda a crear un plano débil en el recubrimiento de concreto, debe proporcionarse refuerzo con el fin de controlar el agrietamiento.

REGlamento

CONTENIDARIO

7.7 — Protección de concreto para el refuerzo

R7.7 — Protección de concreto para el refuerzo

7.7.1 — Concreto construido en sitio (no preesforzado)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo siempre que no sea inferior al exigido por 7.7.5 y 7.7.7:

	Recubrimiento Mínimo, mm
(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	75
(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:	
Barras No. 19 a No. 57	50
Barras No. 16, alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores	40
(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, viguetas:	
Barras No. 43 y No. 57	40
Barras No. 36 y menores	20
Vigas, columnas:	
Armadura principal, estribos, espirales	40
Cáscaras y placas plegadas:	
Barra No. 19 y mayores	20
Barras No. 16, alambres MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores	15

El recubrimiento de concreto para protección del refuerzo sometido a la intemperie y otros efectos se mide desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero, para el cual se define el recubrimiento. Cuando se prescriba un recubrimiento mínimo para una clase de elemento estructural, éste debe medirse hasta el borde exterior de los estribos o espirales, si el refuerzo transversal abraza las barras principales; hasta la capa exterior de barras, si se emplea más de una capa sin estribos; hasta los dispositivos metálicos de los extremos o los ductos en el acero de postensado.

La condición “superficies de concreto en contacto con el suelo o expuestas a la intemperie” se refiere a exposiciones directas no sólo a cambios de temperatura sino también de humedad. Las superficies inferiores de cáscaras delgadas o de losas, por lo general no se consideran directamente “expuestas”, a menos que estén expuestas a humedecimiento y secado alternados, incluyendo el debido a las condiciones de condensación o de filtraciones directas desde la superficie expuesta, escorrentía, o efectos similares.

Pueden proporcionarse métodos alternos de protección del refuerzo de concreto a la intemperie si ellos son equivalentes al recubrimiento adicional requerido por el reglamento. Cuando sea aprobado por la autoridad competente según las disposiciones de 1.4, el refuerzo con una protección alterna para exposición a la intemperie puede tener un recubrimiento de concreto no menor que el recubrimiento requerido para refuerzo no expuesto a la intemperie.

Las longitudes de desarrollo dadas en el Capítulo 12 son ahora una función del recubrimiento de las barras. Como resultado, puede ser deseable en algunos casos usar recubrimientos más grandes que los mínimos.

7.7.2 — Concreto construido en sitio (preesforzado)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo preesforzado y no preesforzado, a los ductos de postensado y accesorios de los extremos, siempre que no sea inferior al exigido en 7.7.5, 7.7.5.1 y 7.7.7:

	Recubrimiento Mínimo, mm
(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	75
(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:	
Paneles de muros, losas, viguetas	25
Otros elementos	40
(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, viguetas	20

REGULAMENTO

CONTENIDARIO

Vigas, columnas:
 Refuerzo principal 40
 Estribos y espirales 25
 Cáscaras y losas plegadas:
 Barra No. 16, alambre MW200
 ó MD200 (16 mm de diámetro),
 y menores 10
 Otros refuerzos d_b
 pero no menos de 20

7.7.3 — Concreto prefabricado (fabricado bajo condiciones de control de planta)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo preesforzado y no preesforzado, a los ductos y accesorios extremos, siempre que no sea inferior al exigido en 7.7.5, 7.7.5.1 y 7.7.7:

	Recubrimiento Mínimo, mm
(a) Concreto expuesto al suelo o a la intemperie:	
Paneles de muros:	
Barras No. 44 y No. 57, tendones de preesforzado mayores de 40 mm de diámetro	40
Barras No. 36 y menores, tendones de preesforzado de 40 mm de diámetro y menores, alambres MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores	20
Otros elementos:	
Barras No. 43 y No. 57, tendones de preesforzado mayores de 40 mm de diámetro	50
Barras No. 19 al No. 36, tendones de preesforzado mayores de 16 mm de diámetro hasta 40 mm de diámetro	40
Barras No. 16 y menores, tendones de preesforzado de 16 mm de diámetro y menores, alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores.....	30
(b) Concreto no expuesto a la acción de la intemperie ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, viguetas:	
Barras No. 43 y No. 57, tendones de preesforzado mayores a 40 mm de diámetro	30
Tendones de preesforzado de 40 mm de diámetro y menores	20
Barras No. 36 y menores, alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores	15

R7.7.3 — Concreto prefabricado (fabricado bajo condiciones de control de planta)

Los espesores menores para la construcción de elementos prefabricados reflejan la mayor conveniencia del control de las dosificaciones, la colocación y el curado inherente a la prefabricación. El término “fabricados en condiciones de control de planta” no implica específicamente que los elementos prefabricados deban estar hechos en una planta. Los elementos estructurales prefabricados en la obra también se ubican dentro de esta sección si el control de las dimensiones de los encofrados, la colocación de refuerzos, el control de calidad del concreto y el procedimiento de curado son semejantes a aquellos que normalmente se esperan en una planta.

El recubrimiento de concreto para los torones preesforzados, como se describe en esta sección, proporciona la protección mínima contra la intemperie u otros efectos. Este recubrimiento puede no ser suficiente para transferir o desarrollar el esfuerzo en el torón, y puede ser necesario aumentar el recubrimiento.

REGLAMENTO

COMENTARIO

Vigas, columnas:

Refuerzo principal d_b
pero no menor de 16 mm y no
mayor de 40 mm

Estribos, espirales 10

Cáscaras, y losas plegadas:

Tendones de preesforzado 20

Barras No. 20 y mayores 15

Barras No. 16 y menores, Alambre

MW200 ó MD200 (16 mm de
diámetro) y menores 10

7.7.4 — Paquetes de barras

El recubrimiento mínimo para los paquetes de barras debe ser igual al diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor de 50 mm; excepto para concreto construido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, caso en el cual el recubrimiento mínimo debe ser de 75 mm.

7.7.5 — Ambientes corrosivos

En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, debe aumentarse adecuadamente el espesor del recubrimiento de concreto y debe tomarse en consideración su densidad y porosidad o debe disponerse de otro tipo de protección.

7.7.5.1 — Para elementos de concreto preesforzado expuestos a medios corrosivos o a otras condiciones severas de exposición, y que se encuentran clasificadas como Clase T ó C en 18.3.3, el recubrimiento mínimo para el refuerzo preesforzado deberá incrementarse un 50 por ciento. Este requisito puede obviarse si la zona precomprimida de tracción no se encuentra en tracción bajo la acción de las cargas permanentes.

7.7.6 — Ampliaciones futuras

El refuerzo expuesto, los insertos y las platinas que se pretendan unir con ampliaciones futuras deben protegerse contra la corrosión.

7.7.7 — Protección contra el fuego

Cuando el reglamento general de construcción (de la cual este reglamento forma parte) especifique un espesor de recubrimiento para protección contra el fuego mayor que el recubrimiento mínimo de concreto especificado en 7.7, debe usarse ese espesor mayor.

R7.7.5 — Ambientes corrosivos

Cuando el concreto vaya a estar expuesto a fuentes externas de cloruros, tales como sales descongelantes, agua salobre, agua de mar, o salpicaduras de estas fuentes, debe dosificarse para satisfacer los requisitos de exposición especial del Capítulo 4. Estos comprenden contenido mínimo de aire, relación agua-material cementante máxima, resistencia mínima para concreto de peso normal y concreto liviano, contenido máximo de iones cloruro en el concreto y tipo de cemento. Adicionalmente, como protección contra la corrosión se recomienda un recubrimiento mínimo del refuerzo de 50 mm para muros y losas y de 60 mm para otros elementos. Para concreto prefabricado en condiciones de control de la planta, se recomienda un recubrimiento mínimo de 40 a 50 mm, respectivamente.

R7.7.5.1 — Los ambientes corrosivos se encuentran definidos en 4.4.2 y R4.4.2. En ACI 362.1R-97,^{7,12} “Design of Parking Structures”, páginas 21 a 26, se puede encontrar más información sobre corrosión de estructuras para estacionamientos de automóviles.

REGlamento**COMentarios****7.8 — Detalles especiales del refuerzo para columnas****R7.8 — Detalles especiales del refuerzo para columnas****7.8.1 — Barras dobladas por cambio de sección**

Las barras longitudinales dobladas debido a un cambio de sección deben cumplir con lo siguiente:

7.8.1.1 — La pendiente de la parte inclinada de una barra de este tipo no debe exceder de 1 a 6 con respecto al eje de la columna.

7.8.1.2 — Las partes de la barra que estén arriba y debajo de la zona del doblez deben ser paralelas al eje de la columna.

7.8.1.3 — Debe proporcionarse soporte horizontal adecuado a la barra doblada por cambio de sección por medio de estribos transversales, espirales, o porciones del sistema de entrepiso. El soporte horizontal debe diseñarse para resistir 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra. Los estribos transversales o espirales, en caso de utilizarse, se deben colocar a una distancia no mayor de 150 mm de los puntos de doblado.

7.8.1.4 — Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en el encofrado. Véase 7.3.

7.8.1.5 — Cuando la cara de una columna está desalineada 70 mm o más por cambio de sección, las barras longitudinales no se deben doblar. Se deben proporcionar espigos (dowels) empalmados por traslapeo con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna. Los empalmes por traslapeo deben cumplir con lo especificado en 12.17.

7.8.2 — Núcleos de acero

La transmisión de cargas en los núcleos de acero estructural de elementos compuestos sometidos a compresión debe ser proporcionada de acuerdo con lo siguiente:

7.8.2.1 — Los extremos de los núcleos de acero estructural deben terminarse con precisión para poner en contacto los apoyos en los extremos, y deben tomarse medidas adecuadas para alinear un núcleo con respecto al otro en contacto concéntrico.

7.8.2.2 — La capacidad de transferencia de carga por apoyo en los empalmes de los extremos se debe considerar como máximo igual a un 50% del esfuerzo total de compresión en el núcleo de acero.

7.8.2.3 — La transmisión de esfuerzos entre la base de la columna y la zapata debe diseñarse de acuerdo con lo especificado en 15.8.

R7.8.2 — Núcleos de acero

El límite del 50% para la transmisión de esfuerzos de compresión por medio de apoyo en los extremos de los núcleos de acero estructural, está destinado a proporcionar cierta capacidad de tracción en dichas juntas (hasta el 50%), dado que el resto del esfuerzo total de compresión en el núcleo debe transmitirse por medio de espigos (dowels), platinas de empalme, soldadura, etc. Esta disposición asegura que las juntas en elementos compuestos sometidos a compresión cumplan, esencialmente, con una capacidad de tracción semejante a la requerida para elementos comunes de concreto reforzado sometidos a compresión.

REGlamento**CONTENIDARIO**

7.8.2.4 — La base de la sección de acero estructural debe diseñarse de manera que transmita la carga total de todo el elemento compuesto a la zapata; o se debe diseñar para que transmita únicamente la carga del núcleo de acero, siempre y cuando se disponga de una amplia sección de concreto capaz de transferir a la zapata la porción de la carga total soportada por la sección de concreto reforzado, por medio de compresión en el concreto y por refuerzo.

7.9 — Conexiones

7.9.1 — En las conexiones de los elementos principales de pórticos (tales como vigas y columnas) debe disponerse de confinamiento para los empalmes del refuerzo que continúa y para el anclaje del refuerzo que termina en tales conexiones.

7.9.2 — El confinamiento en las conexiones debe consistir en concreto exterior, o en estribos cerrados o espirales interiores.

7.10 — Refuerzo transversal para elementos a compresión

7.10.1 — El refuerzo transversal de elementos a compresión debe cumplir con las disposiciones de 7.10.4 y 7.10.5 y cuando se requiere refuerzo por cortante o por torsión, este debe cumplir con las disposiciones del Capítulo 11.

7.10.2 — Los requisitos para el refuerzo transversal de elementos compuestos sometidos a compresión deben cumplir con lo especificado en 10.16. El refuerzo transversal de tendones debe cumplir con los requisitos de 18.11.

7.10.3 — Los requisitos para el refuerzo transversal de 7.10, 10.16 y 18.11 pueden ser omitidos cuando ensayos y análisis estructural muestren una adecuada resistencia y factibilidad de construcción.

7.10.4 — Espirales

El refuerzo en espiral para elementos a compresión debe cumplir con 10.9.3 y lo siguiente:

7.10.4.1 — Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión de las dimensiones de diseño.

R7.9 — Conexiones

El confinamiento de las conexiones es esencial para asegurar que la capacidad a flexión de los elementos se pueda desarrollar sin que se deteriore el nudo bajo cargas repetidas.^{7.13, 7.14}

R7.10 — Refuerzo transversal para elementos a compresión

R7.10.3 — Las columnas prefabricadas con un recubrimiento menor que 40 mm, las columnas preesforzadas sin barras longitudinales, las columnas de dimensiones menores que las mínimas prescritas en las anteriores ediciones, las columnas de concreto con agregado grueso de tamaño pequeño, los muros que trabajan como columnas, y otros casos especiales pueden requerir diseños particulares del refuerzo transversal. Puede utilizarse alambre liso o corrugado, de diámetro MW26 o MD26 (6 mm) o mayor, como estribos o espirales. Si se consideran tales columnas especiales como columnas con espiral en el diseño, la cuantía volumétrica para la espiral, ρ_s , debe cumplir con 10.9.3.

R7.10.4 — Espirales

Por consideraciones prácticas, en elementos construidos en sitio, el diámetro mínimo del refuerzo en espiral es de 10 mm (barra lisa redonda de 10 mm de diámetro, barra No. 10, alambre MW71 ó MD71). Este es el menor diámetro de barra de espiral que se puede utilizar en una columna con un recubrimiento de 40 mm o más y que tenga un concreto con resistencia a la compresión de 20 MPa o más, si se mantiene

REGLAMENTO

COMENTARIO

7.10.4.2 — Para elementos construidos en obra, el diámetro de barra utilizada en espirales no debe ser menor de 10 mm.

7.10.4.3 — El espaciamento libre entre hélices de la espiral no debe exceder de 80 mm ni ser menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.

7.10.4.4 — El anclaje de la espiral debe consistir en 1.5 vueltas adicionales de la barra o alambre en cada extremo de la espiral.

7.10.4.5 — El refuerzo en espiral debe empalmarse, si se requiere, por alguno de los siguientes métodos:

(a)Empalme por traslapo no menor que 300 mm ni menor al largo indicado en uno de los puntos (1) a (5) a continuación:

- (1) barra o alambre corrugado sin recubrimiento **48d_b**
- (2) barra o alambre liso sin recubrimiento **72d_b**
- (3) barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico **72d_b**
- (4) barras o alambres lisos sin recubrimiento con un gancho estándar de estribo según 7.1.3 en sus extremos empalmados por traslapo. Los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral. **48d_b**
- (5) barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico con un gancho estándar de estribo según 7.1.3 en sus extremos empalmados por traslapo. Los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral. **48d_b**

(b) Empalme mecánico o soldado completo de acuerdo con 12.14.3.

7.10.4.6 — Los espirales deben extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del elemento soportado.

7.10.4.7 — Cuando no existan vigas o ménsulas en todos los lados de una columna, deben colocarse estribos por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco.

7.10.4.8 — En columnas con capitel, la espiral debe extenderse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea 2 veces el de la columna.

7.10.4.9 — Las espirales deben mantenerse firmemente colocadas y bien alineadas.

el espaciamento libre mínimo para la colocación del concreto.

Los tamaños estándar de los espirales son 10, 12 y 16 mm de diámetro para material laminado en caliente o trabajado en frío, liso o corrugado.

El reglamento permite que las espirales se terminen a nivel del refuerzo horizontal más bajo que llega a la parte superior de la columna. Sin embargo, si en uno o más lados de la columna no hay vigas o ménsulas, se requieren estribos desde la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco. Si existen vigas o ménsula en los cuatro lados de la columna, pero de diferentes alturas, los estribos deben extenderse desde la espiral hasta el nivel del refuerzo horizontal de la viga o ménsula de menor altura que llega a la columna. Estos estribos adicionales sirven para confinar el refuerzo longitudinal de la columna y la porción de las barras de la viga dobladas para anclarse en la columna. Véase también 7.9.

Los espirales deben mantenerse firmemente en su lugar, con un paso y alineamiento apropiados, para evitar desplazamientos durante la colocación del concreto. Tradicionalmente el ACI 318 había exigido el uso de espaciadores para mantener la espiral en su lugar, pero en 1989 se cambió para permitir métodos alternativos de instalación. Cuando se usan espaciadores, puede usarse lo siguiente como guía: para barras o alambre de un diámetro menor que 16 mm, debe usarse un mínimo de dos espaciadores para espirales con menos de 0.5 m de diámetro, tres espaciadores para espirales de 0.5 a 0.75 m de diámetro y cuatro espaciadores para espirales de más de 0.75 m de diámetro. Para barras o alambre de 16 mm de diámetro o mayores, debe usarse un mínimo de tres espaciadores para espirales de 0.6 m o menos de diámetro y cuatro espaciadores para espirales de más de 0.6 m de diámetro. Deben escribirse claramente las especificaciones del proyecto o los convenios del subcontrato para cubrir el suministro de espaciadores o estribos para los espirales. En el reglamento de 1999 se modificaron los requisitos de empalmes para espirales lisas y para aquellas recubiertas con epóxico y para permitir empalmes mecánicos.

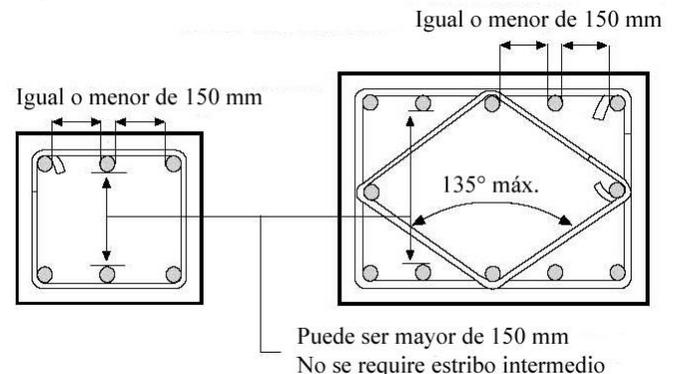


Fig. R7.10.5 — Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente

REGLAMENTO**COMENTARIO****7.10.5 — Estribos**

Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente:

7.10.5.1 — Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores; y No. 13 como mínimo, para barras longitudinales No. 36, No. 43 y No. 57 y paquetes de barras. Se permite el uso de alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

7.10.5.2 — El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión.

7.10.5.3 — Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° , y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

7.10.5.4 — La distancia vertical entre los estribos de los extremos del elemento y la parte superior de la zapata o losa de entrepiso, o el refuerzo horizontal más bajo de la losa o ábaco superior, debe ser menor a la mitad del espaciamiento entre estribos.

7.10.5.5 — Cuando vigas o ménsulas concurren a una columna desde cuatro direcciones, se permite colocar el último estribo a no más de 75 mm debajo del refuerzo más bajo de la viga o ménsula de menor altura.

7.10.5.6 — Cuando se coloquen pernos de anclaje en los extremos de las columnas o pedestales, los pernos deben estar circundados por refuerzo lateral que también rodee al menos cuatro barras verticales de la columna o

R7.10.5 — Estribos

Todas las barras longitudinales sometidas a compresión deben quedar rodeadas por estribos transversales. Cuando las barras longitudinales se coloquen en forma circular, solamente se requiere un estribo circular por cada espaciamiento especificado. Este requisito puede satisfacerse con un estribo circular continuo (hélice) a un paso mayor que el dispuesto para los espirales de 10.9.3, siendo el paso máximo igual al espaciamiento requerido para el estribo (véase también 7.10.4.3).

El reglamento de 1956 requería para cada barra vertical “un apoyo lateral equivalente a aquél proporcionado por una esquina a 90 grados de un estribo”. Los requisitos de estribos fueron liberalizados en 1963 incrementando el ángulo incluido permisible de 90 a 135 grados, y exceptuando las barras situadas a una distancia de 150 mm a cada lado de barras adecuadamente apoyadas (véase Fig. R7.10.5). Ensayos^{7,15} limitados de columnas de tamaño natural, cargadas axialmente, armadas con barras longitudinales continuas (sin empalmes por traslazo), no mostraron una diferencia apreciable en su resistencia última entre columnas que cumplieran con todos los requisitos de estribos y las que no tenían estribo alguno.

Debido a que no se incluyeron empalmes por traslazo y paquetes de barras en las pruebas de la referencia 7.15 resulta prudente proveer un conjunto de estribos en cada extremo de barras empalmadas por traslazo, encima y abajo de los empalmes de tope, y a un espaciamiento mínimo inmediatamente debajo de las zonas inclinadas de barras dobladas desalineadas.

Los ganchos estándar de los estribos deben utilizarse solamente en barras corrugadas y estar escalonados siempre que se pueda. Véase también 7.9.

Las barras o alambres enrollados de manera continua pueden ser usados como estribos siempre que su paso y área sean al menos equivalentes al área y espaciamiento de estribos separados. El anclaje de los extremos de las barras o alambres doblados de manera continua debe realizarse con un gancho estándar como para barras separadas, o por medio de una vuelta adicional del estribo. Una barra o alambre enrollado de manera continua en forma circular se considera espiral si se ajusta a 7.10.4, de lo contrario se le considera estribo.

R7.10.5.5 — A partir de 1983 se modificó la redacción de esta sección para aclarar que los estribos pueden interrumpirse sólo cuando los elementos concurren a los cuatro lados de columnas cuadradas o rectangulares, y para columnas redondas o poligonales, cuando dichos elementos concurren a la columna desde cuatro direcciones.

R7.10.5.6 — En el reglamento 2002, se agregaron las disposiciones para el confinamiento de los pernos de anclaje que se colocan en los extremos de las columnas o pedestales. El confinamiento mejora la transferencia de carga desde los

REGLAMENTO**COMENTARIO**

pedestal. El refuerzo transversal debe distribuirse dentro de 125 mm medidos desde el parte superior de la columna o pedestal y debe consistir en al menos dos barras No. 13 o tres barras No. 10.

7.11 — Refuerzo transversal para elementos a flexión

7.11.1 — El refuerzo a compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5, o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Tales estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo a compresión.

7.11.2 — El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos reversibles de flexión o a torsión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.

7.11.3 — Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslapo Clase B (longitud de traslapo de $1.3A_s$) o anclándolas de acuerdo con 12.13.

7.12 — Refuerzo de retracción y temperatura

7.12.1 — En losas estructurales donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

7.12.1.1 — El refuerzo de retracción y temperatura debe proveerse de acuerdo con 7.12.2 ó 7.12.3.

7.12.1.2 — Cuando los movimientos por retracción y temperatura están restringidos de manera significativa, deben considerarse los requisitos de 8.2.4 y 9.2.3.

7.12.2 — El refuerzo corrugado, que cumpla con 3.5.3, empleado como refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse de acuerdo con lo siguiente:

pernos de anclaje hacia la columna o pila para las situaciones en que el concreto se fisura en las cercanías de los pernos. Esta fisuración puede ocurrir debido a fuerzas imprevistas causadas por temperatura, retracción restringida y efectos similares.

R7.11 — Refuerzo transversal para elementos a flexión

R7.11.1 — El refuerzo a compresión en vigas y vigas principales debe estar confinado para evitar el pandeo; los requisitos para tal confinamiento han persistido sin cambios esenciales a través de varias ediciones del reglamento, exceptuando aclaraciones de menores.

R7.12 — Refuerzo de retracción y temperatura

R7.12.1 — Se requiere refuerzo de retracción y temperatura perpendicular al refuerzo principal, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño. Las disposiciones de esta sección se refieren sólo a losas estructurales y no son para losas apoyadas sobre el terreno.

R7.12.1.2 — El área de refuerzo por retracción y temperatura requerida por 7.12 ha sido satisfactoria cuando los movimientos por retracción y temperatura no están restringidos. Cuando existan muros estructurales o grandes columnas que generen una restricción significativa a los movimientos por retracción y temperatura, puede ser necesario incrementar la cantidad de refuerzo normal al refuerzo de flexión en 7.12.1.2 (véase la referencia 7.16). Tanto el refuerzo inferior como el superior son efectivos para controlar el agrietamiento. Las franjas de control dejadas durante el período de construcción para permitir la retracción inicial sin que se generen incrementos en los esfuerzos, son también efectivas para reducir el agrietamiento causado por las restricciones.

R7.12.2 — Las cantidades especificadas para barras corrugadas y refuerzo electrosoldado de alambre son empíricas, pero se han utilizado satisfactoriamente durante muchos años. Los empalmes y anclajes terminales de refuerzo

REGULAMENTO**CONTENIDARIO**

7.12.2.1 — La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

- (a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 300 o 350 0.0020
- (b) En losas donde se empleen barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre Grado 420 0.0018
- (c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35% $\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$

7.12.2.2 — En ningún caso debe colocarse el refuerzo de retracción y temperatura con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

7.12.2.3 — En todas las secciones donde se requiera, el refuerzo por retracción y temperatura debe ser capaz de desarrollar f_y en tracción de acuerdo con el capítulo 12.

7.12.3 — El acero de preesforzado, que cumpla con 3.5.5, empleado como refuerzo de retracción y temperatura, debe suministrarse de acuerdo con lo siguiente:

7.12.3.1 — Se deben diseñar los tendones para que produzcan un esfuerzo promedio de compresión mínima de 0.7 MPa en el área bruta del concreto usando esfuerzos de preesforzado efectivo, después de las pérdidas, de acuerdo con 18.6.

7.12.3.2 — El espaciamiento entre los tendones no debe exceder de 1.8 m.

7.12.3.3 — Si el espaciamiento entre los tendones excede 1.4 m se debe colocar refuerzo adherido adicional de retracción y temperatura, de acuerdo con 7.12.2, entre los tendones en los bordes de la losa, en una zona que se extiende desde el borde en una distancia igual al espaciamiento entre los tendones.

de retracción y temperatura deben diseñarse para la totalidad de la resistencia a la fluencia especificada, de acuerdo con 12.1, 12.15, 12.18 y 12.19.

R7.12.3 — Los requisitos de refuerzo preesforzado se han seleccionado para proporcionar una fuerza efectiva a la losa, aproximadamente igual a la resistencia a la fluencia del refuerzo no preesforzado por retracción y temperatura. Esta cantidad de preesforzado, 0.7 MPa sobre el área total del concreto, se ha utilizado exitosamente en un gran número de proyectos. Cuando el espaciamiento de tendones empleados como refuerzo por retracción y temperatura sea mayor de 1.4 m, se requiere refuerzo adherido adicional en los bordes de la losa donde se aplican fuerzas de preesforzado, para poder reforzar en forma adecuada el área entre el borde de la losa y el punto donde los esfuerzos de compresión, más allá de los anclajes individuales, se han distribuido suficientemente, de manera que la losa trabaje uniformemente a compresión. La aplicación de las disposiciones de 7.12.3 a construcciones de vigas y losas postensadas monolíticas construidas en obra, se ilustra en la Fig. R7.12.3.

Los tendones empleados como refuerzo por retracción y temperatura deben colocarse, en altura, lo más cercanos posible al centro de la losa. En los casos donde los tendones para retracción y temperatura se emplean para sostener los tendones principales, se permiten variaciones en localización con respecto al centroide de la losa; sin embargo, la resultante de los tendones para retracción y temperatura no debe caer fuera del área del núcleo central de la losa.

El diseñador debe evaluar los efectos del acortamiento de la losa para asegurar una acción apropiada. En la mayoría de los casos el bajo nivel de preesforzado recomendado no debiera causar dificultades en una estructura detallada adecuadamente. Puede requerirse atención especial cuando los efectos térmicos sean importantes.

REGLEMENTO

COMENTARIO

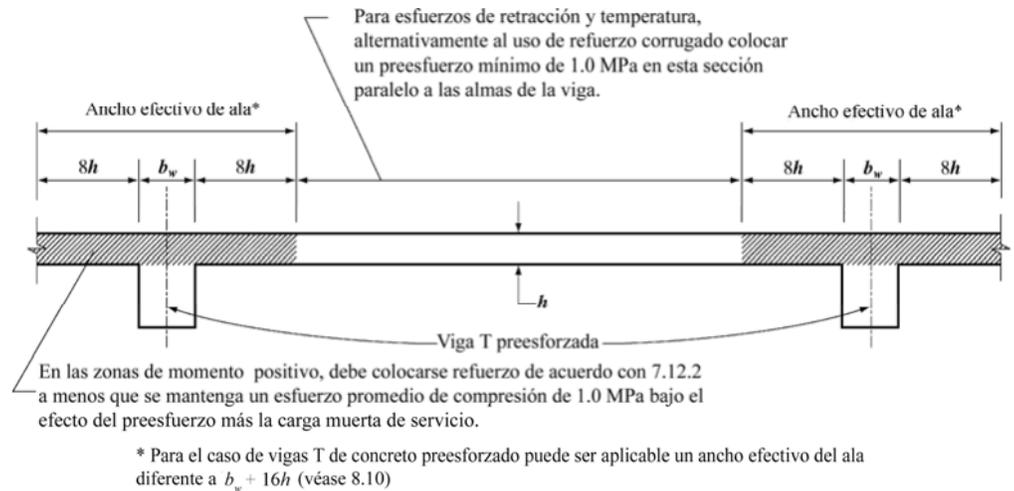


Fig. R7.12.3 — Preesforzado empleado para retracción y temperatura

7.13 — Requisitos para la integridad estructural

7.13.1 — El detallado del refuerzo y conexiones, debe ser tal que los elementos de la estructura queden eficazmente unidos entre sí para garantizar la integridad de toda la estructura.

7.13.2 — Para estructuras construidas en obra, los siguientes requisitos deben constituir los mínimos exigibles:

7.13.2.1 — En la construcción de viguetas, al menos una barra de la parte inferior debe ser continua o debe empalmarse por traslapo con un empalme por traslapo de tracción Clase A, o un empalme mecánico o soldado que cumpla con 12.4.3, y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.

7.13.2.2 — Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo continuo que consiste en:

- (a) al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras; y
- (b) al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del vano, pero no menos de dos barras.

7.13.2.3 — Cuando se requieran empalmes por traslapo para proporcionar la continuidad necesaria, el refuerzo superior debe ser empalmado por traslapo cerca de o en la mitad del vano y el refuerzo inferior debe ser empalmado por traslapo cerca del apoyo o en él. Los empalmes por traslapo debe ser empalmes de tracción

R7.13 — Requisitos para la integridad estructural

La experiencia ha demostrado que la integridad total de una estructura puede mejorarse substancialmente haciendo cambios menores en los detalles del refuerzo. La intención de esta sección es mejorar la redundancia y la ductilidad en las estructuras, de modo que, en el caso de daño a un elemento de apoyo importante o de una carga anormal, el daño resultante pueda confinarse a un área relativamente pequeña, y así la estructura tenga una mejor oportunidad de mantener la estabilidad global.

R7.13.2 — Cuando se daña un apoyo, el refuerzo superior que es continuo sobre el apoyo, cuando no está confinado por estribos, tiende a desprenderse del concreto y no proporciona la acción de catenaria necesaria para generar el efecto de puente sobre apoyo dañado. La acción de catenaria puede lograrse haciendo que una porción del refuerzo inferior sea continuo.

Al requerir que haya refuerzo superior e inferior continuo en las vigas perimetrales o vigas dintel, se proporciona un amarre continuo alrededor del refuerzo. No se tiene la intención de exigir un amarre de tracción del refuerzo continuo de tamaño constante alrededor del perímetro completo de una estructura, sino simplemente recomendar que la mitad del refuerzo superior por flexión que se necesita prolongar más allá del punto de inflexión, según 12.12.3, sea prolongado y se empalme por traslapo cerca de la mitad del vano. Similarmente, el refuerzo inferior que se requiere prolongar dentro del apoyo según 12.11.1, debe hacerse continuo o empalmado por traslapo con el refuerzo inferior del vano adyacente. Si la altura de una viga continua cambia en el apoyo, el refuerzo inferior en el elemento más alto debe terminar con un gancho estándar y el refuerzo inferior en el elemento más bajo debe extenderse dentro y desarrollarse completamente en el elemento más alto.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Clase A, o empalmes mecánicos o soldados que satisfagan los requisitos de 12.14.3. El refuerzo continuo exigida en 7.13.2.2(a) y 7.13.2.2(b) debe estar rodeada en las esquinas por estribos con forma de U con ganchos con doblez mínimo de 135° alrededor de las barras continuas superiores, o con estribos cerrados de una pieza con ganchos con doblez mínimo de 135° alrededor del extremo de una de las barras superiores. No es necesario continuar los estribos a través del nudo.

7.13.2.4 — En vigas distintas a las del perímetro, cuando no se coloquen estribos como los que se definen en 7.13.2.3, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo requerido en la mitad del vano, pero no menos de dos barras, debe ser continuo o debe empalmarse por traslapo sobre o cerca del apoyo con un empalme de tracción de Clase A o con un empalme mecánico o soldado de acuerdo con 12.14.3 y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.

7.13.2.5 — Para la construcción de losas en dos direcciones, véase 13.3.8.5.

7.13.3 — Para construcciones de concreto prefabricado, deben proporcionarse amarres de tracción en sentido transversal, longitudinal y vertical, y alrededor del perímetro de la estructura, para unir efectivamente los elementos. Debe aplicarse las disposiciones de 16.5.

7.13.4 — Para la construcción de losas izadas véase 13.3.8.6 y 18.12.6.

En el reglamento del 2002, se agregaron disposiciones para el uso de empalmes mecánicos o soldados para empalmar los refuerzos, y se revisaron los requisitos para el detallado de los refuerzos longitudinales y estribos para vigas. La sección 7.13.2 fue revisada en el 2002 para exigir estribos en forma de U con ganchos con doblez mínimo de 135° alrededor de las barras continuas, o estribos cerrados de una sola pieza, ya que el gancho suplementario que forma la parte superior de un estribo cerrado de dos piezas no es efectiva para evitar que las barras superiores continuas se desgarren en la superficie superior de la viga.

R7.13.3 — El reglamento exige amarres de tracción para construcciones de concreto prefabricado de cualquier altura. Los detalles deben proporcionar conexiones capaces de resistir las cargas aplicadas. No se permiten los detalles de conexión que dependan solamente de la fricción causada por las fuerzas de gravedad.

Los detalles de conexiones deben disponerse de tal manera que se minimice el potencial de agrietamiento debido a movimientos restringidos de flujo plástico, retracción y temperatura. Para mayor información sobre los requisitos de conexión y detalles, véase la referencia 7.17.

La referencia 7.18 recomienda requisitos mínimos de estribos para construcciones con muros de concreto prefabricado.

REGLAMENTO

COMENTARIO

PARTE 4 — REQUISITOS GENERALES

CAPÍTULO 8 — ANÁLISIS Y DISEÑO — CONSIDERACIONES GENERALES

REGLAMENTO

8.1 — Métodos de diseño

8.1.1 — En el diseño de concreto estructural, los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones de este reglamento, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ especificados en el capítulo 9.

8.1.2 — Se permite el diseño del concreto reforzado usando las disposiciones del Apéndice B, “Disposiciones Alternativas para Elementos de Concreto Reforzado y Preesforzado en Flexión y en Compresión”.

8.1.3 — Los anclajes incluidos dentro del alcance del Apéndice D, “Anclajes al Concreto”, e instalados en el concreto para transferir las cargas entre los elementos conectados, deben ser diseñados de acuerdo con el Apéndice D.

8.2 — Cargas

8.2.1 — Las disposiciones de diseño de este reglamento se basan en la suposición que las estructuras deben diseñarse para resistir todas las cargas solicitadas.

8.2.2 — Las cargas de servicio deben cumplir con los requisitos del reglamento general de construcción de la cual forma parte este reglamento, inclusive las reducciones de carga viva que en dicho reglamento general se permitan.

COMENTARIO

R8.1 — Métodos de diseño

R8.1.1 — El método de diseño por resistencia requiere que se incrementen las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos relacionados, por medio de los factores de carga especificados (resistencia requerida) y que las resistencias nominales calculadas se reduzcan por medio de los factores ϕ de reducción de resistencia (resistencia de diseño).

R8.1.2 — Los diseños realizados de acuerdo con el Apéndice B son igualmente aceptables, siempre que las disposiciones del Apéndice B sean usadas en su totalidad.

Un Apéndice no puede considerarse como una parte oficial de un documento legal a menos que sea específicamente adoptado. Por lo tanto, se hace referencia específica al Apéndice B en el cuerpo del reglamento para hacerlo jurídicamente parte de él.

R8.1.3 — Por primera vez, en la edición del 2002, el reglamento incluyó requisitos específicos para los anclajes en concreto. Como se ha hecho en ediciones anteriores, los capítulos y secciones nuevas se presentan como apéndices.

Un apéndice no debe considerarse como parte oficial de un documento legal a menos que se adopte como tal. Por lo tanto, en el cuerpo del reglamento se hace referencia específica al Apéndice D para hacerlo parte legalmente integral del reglamento.

R8.2 — Cargas

Las disposiciones del reglamento son adecuadas para carga viva, cargas por viento y sísmicas, como las recomendadas en “**Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**” (SEI/ASCE 7),^{1,19} antiguamente conocida como ANSI A58.1. Si las cargas de servicio especificadas por el reglamento general de construcción (del cual el ACI 318 forma parte) difieren de las del ASCE 7, regirán las del reglamento general de construcción. Sin embargo, si la naturaleza de las cargas contenidas en el reglamento local difiere en forma considerable de las cargas del ASCE 7, es necesario modificar algunas recomendaciones de este reglamento para reflejar la diferencia.

Las cubiertas deben diseñarse con suficiente pendiente o contraflecha para asegurar un drenaje adecuado, tomando en cuenta cualquier deflexión a largo plazo de la cubierta debida a cargas muertas, o las cargas deben incrementarse para tomar en cuenta el empozamiento del agua. Cuando la deflexión de

REGLAMENTO

8.2.3 — En el diseño para fuerzas por viento y sismo, las partes integrales de la estructura deben diseñarse para resistir las fuerzas laterales totales.

8.2.4 — Debe prestarse especial atención a los efectos de las fuerzas debidas al preesforzado, cargas de puente grúas, vibración, impacto, retracción, variación de temperatura, flujo plástico, expansión de concretos de retracción compensada y asentamientos diferenciales de los apoyos.

8.3 — Métodos de análisis

8.3.1 — Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico, excepto cuando se modifiquen de acuerdo con 8.4. Se debe permitir simplificar el diseño usando las suposiciones especificadas en 8.6 a 8.9.

8.3.2 — Excepto para concreto preesforzado, se pueden emplear métodos aproximados de análisis estructural para edificaciones con luces, alturas de entrepisos y tipos de construcción comunes.

8.3.3 — Como alternativa al análisis estructural, se permite utilizar en el diseño de vigas continuas y de losas en una dirección (losas reforzadas para resistir los esfuerzos de flexión en una sola dirección), los siguientes momentos y fuerzas cortantes aproximadas, siempre y cuando:

- (a) Haya dos o más vanos,
- (b) Los vanos sean aproximadamente iguales, sin que el mayor de los vanos adyacentes exceda en más de 20% al menor,
- (c) Las cargas estén uniformemente distribuidas,
- (d) La carga viva no mayorada L no exceda en 3 veces la carga muerta no mayorada D , y
- (e) Los elementos sean prismáticos.

COMENTARIO

elementos de cubierta pueda dar como resultado empozamiento de agua, acompañado por incremento en la deflexión, causando empozamiento adicional, el diseño debe asegurar que este proceso sea autolimitante.

R8.2.3— Cualquier muro de concreto reforzado que sea monolítico con otros elementos estructurales será considerado como una “parte integral”. Los muros divisorios pueden ser o no partes estructurales integrales. Si los muros divisorios pueden ser removidos, el sistema primario que resista la fuerza lateral debe proporcionar toda la resistencia requerida sin la contribución del muro divisorio removible. No obstante, los efectos de todos los muros divisorios unidos a la estructura deben ser tenidos en cuenta en el análisis de la estructura, debido a que ellos pueden conducir a mayores fuerzas de diseño en algunos o en todos los elementos. Las disposiciones especiales para el diseño sísmico se dan en el capítulo 21.

R8.2.4 — Se está acumulando información acerca de la magnitud de todos estos efectos, en especial los efectos del flujo plástico y la retracción en las columnas de estructuras en altura,^{8.1} y sobre los procedimientos para incluir en el diseño las fuerzas que resultan de dichos efectos.

R8.3 — Métodos de análisis

R8.3.1 — Las cargas mayoradas son cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados. El método de diseño por resistencia usa el análisis elástico para determinar los momentos, cortantes y reacciones.

R8.3.3 — Los momentos y fuerzas cortantes aproximadas proporcionan valores razonablemente conservadores para las condiciones indicadas cuando los elementos sometidos a flexión forman parte de un pórtico o de una estructura continua. Dado que la distribución de cargas que produce valores críticos para los momentos en las columnas de pórticos difiere de aquella que produce momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de columnas deben evaluarse por separado.

REGULAMENTO

CONTENIDARIO

Para el cálculo de los momentos negativos, A_n se toma como el promedio de las luces libres de los vanos adyacentes.

Momento positivo

Vanos extremos

El extremo discontinuo

no está restringido $w_u A_n^2 / 11$

El extremo discontinuo es

monolítico con el apoyo $w_u A_n^2 / 14$

Vanos interiores $w_u A_n^2 / 16$

Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior

Dos vanos $w_u A_n^2 / 9$

Más de dos vanos $w_u A_n^2 / 10$

Momento negativo en las demás

caras de apoyos interiores $w_u A_n^2 / 11$

Momento negativo en la cara de todos los apoyos para:

Losas con luces que no excedan de 3 m, y vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda

de 8 en cada extremo del vano $w_u A_n^2 / 12$

Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos contruidos monolíticamente con sus apoyos

Cuando el apoyo es una viga de borde $w_u A_n^2 / 24$

Cuando el apoyo es una columna $w_u A_n^2 / 16$

Cortante en elementos extremos en la

cara del primer apoyo interior $1.15 w_u A_n / 2$

Cortante en la cara de todos los

demás apoyos $w_u A_n / 2$

8.3.4 — Se permite el uso de modelos puntal-tensor para el diseño del concreto estructural. Véase el Apéndice A.

R8.3.4 — El modelo puntal-tensor mencionado en el Apéndice A, se basa en la premisa que las porciones de las estructuras de concreto pueden ser analizadas y diseñadas usando cerchas hipotéticas, que consisten en puntales y tensores conectados en nodos. Este método de diseño puede ser utilizado en el diseño de zonas donde las hipótesis básicas de la teoría de la flexión no son aplicables, como pueden ser

REGLAMENTO

COMENTARIO

8.4 — Redistribución de momentos negativos en elementos continuos sometidos a flexión

8.4.1 — Excepto cuando se empleen valores aproximados de los momentos, se permite aumentar o disminuir los momentos negativos calculados por medio de la teoría elástica en los apoyos de elementos continuos sometidos a flexión para cualquier distribución de carga supuesta, en

no más de $1000\varepsilon_t$ por ciento, con un máximo de 20 por ciento.

8.4.2 — Los momentos negativos modificados deben usarse para calcular los momentos en las secciones dentro del vano.

8.4.3 — La redistribución de momentos negativos debe hacerse solamente si ε_t es igual o mayor que 0.0075 en la sección en la que se está reduciendo el momento.

R8.4 — Redistribución de momentos negativos en elementos continuos sometidos a flexión

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las zonas de articulación plástica. Estas zonas de articulación plástica se desarrollan en los puntos de momento máximo y provocan un cambio en el diagrama de momentos elásticos. El resultado habitual es una reducción en los valores

de los momentos negativos en la zona de la rótula plástica, y un incremento en los valores de los momentos positivos con respecto a los calculados por el análisis elástico. Como los momentos negativos se determinan para una disposición de carga y los momentos positivos para otra, cada sección tiene una capacidad de reserva que no es utilizada totalmente por cada una de las condiciones de carga en particular. Las articulaciones plásticas permiten utilizar la capacidad total de

un mayor número de secciones transversales en un elemento sometido a flexión en condición de cargas últimas.

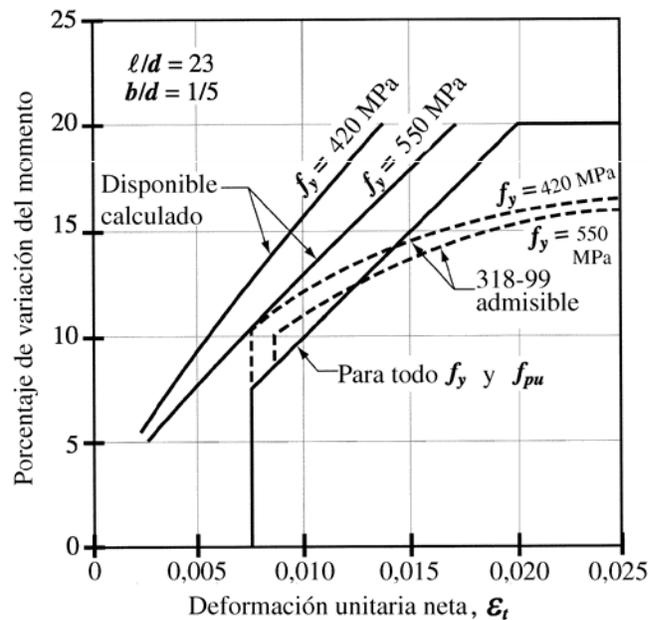


Fig. R8.4 — Redistribución permitida de momentos según la capacidad mínima de rotación

Utilizando valores conservadores de deformaciones unitarias en el concreto y longitudes de articulación plástica obtenidas de ensayos exhaustivos, se analizaron elementos sometidos a flexión con pequeña capacidad de rotación, para estudiar la redistribución de momentos, hasta un 20%, dependiendo de la cuantía del refuerzo. Se encontró que los resultados eran conservadores (véase la Fig. R8.4). Los estudios realizados por Cohn^{8.2} y Mattock^{8.3} soportan esta conclusión e indican

REGlamento**COMentarios**

que la fisuración y la deflexión de vigas diseñadas utilizando redistribución de momentos no son mucho mayores, bajo

REGLAMENTO

COMENTARIO

8.5 — Módulo de elasticidad

8.5.1 — El módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como $w_c^{1.5} 0.043 \frac{f'_c}{\sqrt{c}}$ (en MPa), para valores de w_c comprendidos entre 1500 y 2500 kg/m³. Para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como $4700\sqrt{f'_c}$.

8.5.2 — El módulo de elasticidad, E_s , para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 200 000 MPa.

8.5.3 — El módulo de elasticidad, E_p , para el acero de preesforzado debe determinarse mediante ensayos o ser informado por el fabricante.

8.6 — Rigidez

8.6.1 — Se permite que se adopte cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular las rigideces relativas a flexión y torsión de columnas, muros y sistemas de entrepisos y cubierta. Las suposiciones que se hagan deben ser consistentes en todo el análisis.

cargas de servicio, que las de vigas diseñadas utilizando momentos provenientes directamente de la teoría elástica. Además, estos estudios indican que queda disponible una adecuada capacidad de rotación para la redistribución de momentos permitida si los elementos satisfacen los requisitos del reglamento.

La redistribución de momentos no debe usarse en sistemas de losa diseñados de acuerdo con el Método de Diseño Directo. (Véase 13.6.1.7.)

En reglamentos anteriores, la sección 8.4 especificaba los porcentajes de redistribución permisibles en términos de la cuantía de refuerzo. El reglamento del 2002 especificó el porcentaje de redistribución permisible en términos de la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción en el estado de resistencia nominal, ϵ_t . Véase la referencia 8.4 para una comparación de estas disposiciones para la redistribución de momentos.

R8.5 — Módulo de elasticidad

R8.5.1 — Los estudios que condujeron a la expresión para el módulo de elasticidad del concreto en 8.5.1 se resumen en la Referencia 8.5 en donde E_c se define como la pendiente de la secante trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de $0.45 f'_c$. El módulo de elasticidad del concreto es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede diferir del valor especificado. Los valores medidos varían típicamente de 120% a 80% del valor especificado. Métodos para la determinación del módulo de elasticidad para el concreto se describen en la referencia 8.6.

R8.6 — Rigidez

R8.6.1 — Idealmente, las rigideces del elemento $E_c I$ y GJ deben reflejar el grado de fisuración y de acción inelástica que ha ocurrido en cada elemento inmediatamente antes de la fluencia. Sin embargo, las complejidades involucradas en la selección de las diferentes rigideces de todos los elementos de la estructura, harían que los análisis estructurales resultaran ineficientes en las oficinas de diseño. De allí que se requieran

REGLAMENTO**COMENTARIO**

suposiciones más sencillas para definir las rigideces a flexión y torsión.

En estructuras arriostradas para desplazamiento lateral los valores relativos de la rigidez son importantes. En este caso, las dos suposiciones más comunes son: utilizar los valores

REGlamento

COMENTARIO

8.6.2 — Al determinar los momentos y diseñar los elementos debe considerarse el efecto de las cartelas.

8.7 — Longitud del vano

8.7.1 — La luz de los elementos que no estén contruidos monolíticamente con sus apoyos debe considerarse como la luz libre más la altura del elemento, pero no debe exceder la distancia entre los centros de los apoyos.

8.7.2 — En el análisis estructural de pórticos o elementos continuos para determinar los momentos, la luz debe considerarse como la distancia entre los centros de los apoyos.

8.7.3 — Para vigas contruidas integralmente con sus apoyos, se permite diseñar usando los momentos en la cara de los apoyos.

8.7.4 — Se permite que las losas macizas o nervadas contruidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de 3 m, sean analizadas como losas continuas sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres de la losa, despreciando el ancho de las vigas.

8.8 — Columnas

8.8.1 — Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los entrespisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo vano adyacente del entrespiso o cubierta bajo considerando.

basados en la sección bruta $E_c I$ para todos los elementos, o utilizar la mitad del valor total de $E_c I$ del alma de la viga para las vigas, y el valor total de $E_c I$ para las columnas.

Para estructuras no arriostradas para desplazamiento lateral, es deseable un estimativo realista de $E_c I$ y debe

necesariamente utilizarse si se llevan a cabo un análisis de segundo orden. En 10.11.1 se presenta una ayuda para la selección de $E_c I$ en este caso.

Dos condiciones determinan la necesidad de incluir la rigidez a torsión en el análisis de una estructura dada: (1) la magnitud relativa de las rigideces a torsión y flexión y (2) si se requiere de torsión para el equilibrio de una estructura (torsión de equilibrio), o si es debida a la torsión de los elementos con el fin de mantener la compatibilidad de las deformaciones (torsión de compatibilidad). En el caso de la torsión de compatibilidad, la rigidez a torsión con frecuencia puede no tomarse en consideración. En los casos que involucren a la torsión de equilibrio deberá considerarse la rigidez a la torsión.

R8.6.2 — Los coeficientes de rigidez y para el momento de empotramiento de elementos acartelados se pueden obtener en la referencia 8.7.

R8.7— Longitud del vano

Los momentos en vigas calculados en el eje de los apoyos pueden reducirse a aquellos que actúan en la cara de los apoyos para el diseño de dichas vigas. La referencia 8.8 proporciona un método aceptable para reducir los momentos del eje del apoyo a aquellos en la cara de los apoyos.

También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación entre momento y carga axial.

REGLAMENTO**COMENTARIO****R8.8 — Columnas**

La sección 8.8 ha sido desarrollada con la intención de asegurar que sean identificadas en el diseño las combinaciones máximas de cargas axiales y momentos.

La sección 8.8.4 ha sido incluida para asegurarse que, si las vigas principales han sido diseñadas usando 8.3.3, los momentos en las columnas sean considerados en el diseño. El

REGLAMENTO

8.8.2 — En pórticos o en elementos continuos debe prestarse atención al efecto de las cargas no balanceadas de entresijos o cubierta, tanto en las columnas exteriores como en las interiores, y a la carga excéntrica debida a otras causas.

8.8.3 — Para calcular los momentos debidos a cargas gravitacionales en columnas construidas monolíticamente con la estructura, se pueden considerar empotrados los extremos lejanos de las columnas.

8.8.4 — La resistencia a la flexión en cualquier nivel de entresijo o cubierta se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente sobre y bajo el entresijo bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción al giro.

8.9 — Disposición de la carga viva

8.9.1 — Se permite suponer que:

- (a) la carga viva está aplicada únicamente al piso o cubierta bajo consideración, y
- (b) los extremos lejanos de las columnas construidas monolíticamente con la estructura están empotrados.

8.9.2 — Se permite suponer que la disposición de la carga viva está limitada a las combinaciones de:

- (a) carga muerta mayorada en todos los vanos con la carga viva mayorada en dos vanos adyacentes, y
- (b) carga muerta mayorada en todos los vanos con la carga viva mayorada en vanos alternados.

8.10 — Sistemas de vigas T

8.10.1 — En la construcción de vigas T, las alas y el alma deben construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidas entre sí.

8.10.2 — El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder 1/4 de la luz de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:

COMENTARIO

momento en 8.8.4 se refiere a la diferencia entre los momentos en un plano vertical dado, ejercidos en la línea central de la columna por los elementos que llegan a esa columna.

R8.9 — Disposición de la carga viva

Para determinar los momentos y cortantes en las columnas, muros y vigas, causados por las cargas gravitacionales, el reglamento permite el uso de un modelo limitado a las vigas en el nivel considerado y las columnas arriba y abajo de ese nivel. Los extremos lejanos de las columnas se consideran empotrados para propósitos de análisis con cargas gravitacionales. Esta suposición no se aplica al análisis para carga lateral. No obstante, en el análisis para cargas laterales, los métodos simplificados (como el método del portal) pueden utilizarse para obtener momentos, cortantes y reacciones en estructuras que son simétricas, y que cumplan con las suposiciones utilizadas en tales métodos simplificados. Para las estructuras asimétricas o estructuras en altura deben emplearse métodos más rigurosos en los que se reconozcan todos los desplazamientos de la estructura.

Se espera que el ingeniero establezca los conjuntos de fuerzas máximas de diseño, investigando los efectos de la carga viva colocada en varias disposiciones críticas.

La mayoría de los métodos aproximados de análisis desprecian los efectos de las deformaciones sobre la geometría y los efectos de la flexibilidad axial. Por lo tanto, es posible que los momentos en vigas y columnas deban amplificarse debido a los efectos de esbeltez de la columna de acuerdo con 10.11, 10.12 y 10.13.

R8.10 — Sistemas de vigas T

Esta sección contiene disposiciones idénticas a las de anteriores ediciones del ACI 318 en lo concerniente a la limitación de dimensiones relacionadas con los cálculos de rigidez y de flexión. En 11.6.1 se establecen disposiciones especiales relacionadas con la torsión en vigas T y otros elementos con alas.

REGlamento**COMENTARIO**

- (a) 8 veces el espesor de losa, y
- (b) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma

8.10.3 — Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:

- (a) 1/12 de la luz de la viga,
- (b) 6 veces el espesor de la losa, y
- (c) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

8.10.4 — En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor de 1/2 del ancho del alma, y un ancho efectivo no mayor de 4 veces el ancho del alma.

8.10.5 — Cuando el refuerzo principal por flexión en una losa que se considere como ala de una viga T (excluyendo las viguetas) sea paralelo a la viga, se debe disponer de refuerzo perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con lo siguiente:

8.10.5.1 — El refuerzo transversal se debe diseñar para resistir la carga mayorada que actúa sobre el ala suponiendo que trabaja en voladizo. Para vigas aisladas debe considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T, sólo es necesario considerar el ancho sobresaliente efectivo del ala.

8.10.5.2 — El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

8.11 — Viguetas en losas nervadas

8.11.1 — La losa nervada consiste en una combinación monolítica de viguetas regularmente espaciadas, y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.

8.11.2 — El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm; y debe tener una altura no mayor de 3.5 veces su ancho mínimo.

8.11.3 — El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.

8.11.4 — Las losas nervadas que no cumplan con las limitaciones de 8.11.1 a 8.11.3, deben diseñarse como losas y vigas.

8.11.5 — Cuando se empleen aligeramientos fabricados con arcilla cocida u concreto que tengan una resistencia

R8.11 — Viguetas en losas nervadas

Las limitaciones de tamaño y de espaciamiento para la construcción con viguetas, que cumplen con las limitaciones descritas en 8.11.1 a 8.11.3, se basan en el comportamiento satisfactorio observado en el pasado.

R8.11.3 — Se requiere un límite en el espaciamiento máximo de las nervaduras debido a la disposición especial que permite mayores resistencias al cortante y un recubrimiento menor de concreto para el refuerzo en estos elementos repetitivos, relativamente pequeños.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

unitaria a la compresión por lo menos igual al f'_c de las viguetas:

8.11.5.1 — Se permite incluir la pared vertical del elemento de aligeramiento que está en contacto con la viga en los cálculos de resistencia al cortante y momento negativo. Ninguna otra parte de los aligeramientos debe incluirse en los cálculos de resistencia.

8.11.5.2 — El espesor de la losa de concreto sobre aligeramientos permanentes no debe ser menor que 40 mm, ni menor que 1/12 de la distancia libre entre viguetas.

8.11.5.3 — En losas nervadas en una dirección, se debe disponer en la losa refuerzo normal a las nervaduras de acuerdo con lo requerido en 7.12.

8.11.6 — Cuando se utilicen encofrados o aligeramientos removibles que no cumplan con 8.11.5:

8.11.6.1 — El espesor de la losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 50 mm.

8.11.6.2 — La losa debe llevar refuerzo perpendicular a las viguetas que cumpla lo requerido por flexión, considerando las concentraciones de carga, si las hay, pero no menor que el que se estipula en 7.12.

8.11.7 — Cuando en la losa se coloquen ductos o tuberías embebidas según lo permitido en 6.3, el espesor en cualquier punto de ésta debe ser al menos 25 mm mayor que la altura total del ducto o tubería. Tales ductos o tuberías no deben afectar significativamente la resistencia del sistema.

8.11.8 — En losas nervadas, puede considerarse que V_c es un 10% mayor que lo especificado en el capítulo 11.

Se permite incrementar V_n mediante el uso de refuerzo de cortante o aumentando el ancho de las nervaduras en los extremos.

8.12 — Acabado de piso separado

8.12.1 — El acabado del piso no debe incluirse como parte de un elemento estructural, a menos que sea construido monóticamente con la losa o se diseñe de acuerdo con los requisitos del Capítulo 17.

8.12.2 — Se permite que todo acabado de concreto de un piso pueda considerarse como parte del recubrimiento requerido, o del espesor total, para efecto de consideraciones no estructurales.

R8.11.8 — El incremento en la resistencia al cortante permitida por 8.11.8 se justifica por: (1) el comportamiento

satisfactorio de construcciones con losas nervadas con resistencias más altas al cortante, diseñadas según las

anteriores ediciones del ACI 318, que permitían esfuerzos cortantes comparables, y (2) la redistribución de las cargas vivas locales a los nervios adyacentes.

R8.12 — Acabado de piso separado

El reglamento no especifica un espesor adicional para superficies de desgaste sometidas a condiciones poco usuales de deterioro. Se deja a discreción del diseñador el aumentar el espesor para condiciones poco usuales.

Como en las ediciones anteriores, el acabado de piso sólo puede considerarse para propósitos de resistencia si se ha construido monóticamente con la losa. Se permite incluir el acabado de piso en la altura estructural si se asegura la acción compuesta de acuerdo con el Capítulo 17.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Todos los acabados de piso de concreto pueden considerarse para propósitos no estructurales, tales como recubrimiento de los refuerzos, protección contra el fuego, etc. Sin embargo, deben tomarse precauciones para asegurar que el acabado no se desprenda, provocando una disminución en el recubrimiento. Además, de acuerdo con 7.7, las consideraciones para el desarrollo del refuerzo requieren un recubrimiento mínimo de concreto construido monolíticamente.

REGLAMENTO

COMENTARIO

CAPÍTULO 9 — REQUISITOS DE RESISTENCIA Y FUNCIONAMIENTO

REGLAMENTO

COMENTARIO

9.1 — Generalidades

9.1.1 — Las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas en este reglamento.

9.1.2 — Los elementos también deben cumplir todos los demás requisitos de este reglamento para garantizar un comportamiento adecuado al nivel de carga de servicio.

9.1.3 — Se permite el diseño de estructuras y elementos estructurales usando las combinaciones de mayoración de carga y los factores de reducción de resistencia del Apéndice C. No se permite mezclar las combinaciones de mayoración de carga del presente Capítulo con los factores de reducción de resistencia del Apéndice C.

9.2 — Resistencia requerida

9.2.1 — La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las Ecuaciones (9-1) a (9-7). Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

$$U = 1.4(D + F) \quad (9-1)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) \quad (9-2)$$

$$+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.87W) \quad (9-3)$$

R9.1 — Generalidades

En el reglamento del 2002, se revisaron las combinaciones de factor de carga y los factores de reducción de resistencia del reglamento de 1999 y se trasladaron al Apéndice C. Las combinaciones de 1999 fueron remplazadas por las de SEI/ASCE 7-02^{9.1}. Los factores de reducción de resistencia fueron remplazados por los del Apéndice C de 1999, exceptuando el factor para flexión que fue incrementado.

Los cambios fueron realizados para que los diseñadores puedan emplear un conjunto único de factores y combinaciones de carga y para facilitar el diseño de estructuras de concreto que incluyen elementos de materiales distintos al concreto. Los diseños para cargas gravitacionales, cuando se utilizan con los factores de reducción de resistencia de 9.3, son comparables a los obtenidos usando los factores de reducción de resistencia y de carga del reglamento de 1999 y anteriores. Para las combinaciones que incluyen cargas laterales, algunos diseños resultarán diferentes, sin embargo los resultados obtenidos por medio de cualquiera de los dos conjuntos de factores de carga se consideran aceptables.

El capítulo 9 define la resistencia básica y las condiciones de funcionamiento para diseñar elementos de concreto reforzado.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\phi (\text{Resistencia nominal}) \geq U$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se proporciona multiplicando la carga de servicio por un factor de carga, y la resistencia nominal por un factor de reducción de resistencia.

R9.2 — Resistencia requerida

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en el reglamento general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante

la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas muertas que se determinan con mayor precisión y son menos variables se les asigna un factor de carga más bajo que a las cargas

REGLAMENTO**COMENTARIO**

vivas. Los factores de carga también toman en cuenta variabilidades inherentes al análisis estructural empleado al calcular los momentos y cortantes.

REGLAMENTO

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L, \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (9-5)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (9-6)$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (9-7)$$

excepto que:

(a) Se permite reducir a 0.5 el factor de carga de carga viva L en las ecuaciones (9-3) a (9-5), excepto para estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de reunión pública y en todas las áreas donde L sea superior a 4.8 kN/m^2 .

(b) Se permite usar $1.3W$ en lugar de $1.6W$ en las ecuaciones (9-4) y (9-6) cuando la carga por viento W no haya sido reducida por un factor de direccionalidad.

(c) En las ecuaciones (9-5) y (9-7) se puede usar $1.4E$ en lugar de $1.0E$, cuando E , los efectos de carga por sismo se basen en los niveles de servicio de las fuerzas sísmicas.

(d) El factor de carga para H , cargas debidas al peso y presión del suelo, agua en el suelo, u otros materiales, debe fijarse igual a cero en las ecuaciones (9-6) y (9-7) si la acción estructural debida a H neutraliza las causadas por W ó E . Cuando las presiones laterales ejercidas por el empuje del suelo proporcionan resistencia a las acciones estructurales provenientes de otras fuerzas, no deben incluirse en H , sino deben incluirse en la resistencia de diseño.

9.2.2 — Si en el diseño se toma en cuenta la resistencia a los efectos de impacto, éstos deben incluirse en L .

COMENTARIO

El reglamento proporciona factores de carga para combinaciones específicas de carga. En cierta medida, se toma en consideración la probabilidad de la ocurrencia simultánea al asignar factores a las combinaciones de carga. Aunque las combinaciones de cargas más usuales están incluidas, el diseñador no debe suponer que estén cubiertos todos los casos.

Debe darse la debida consideración al signo en la determinación de U para las combinaciones de carga, dado que un tipo de carga puede producir efectos en sentido

opuesto al de los producidos por otro tipo. Las combinaciones de carga con $0.9D$ están específicamente incluidas para el caso en el cual una carga muerta reduce los efectos de las otras. Esta condición de carga puede ser crítica también para columnas controladas por tracción. En dicho caso, una reducción de la carga axial y un incremento del momento pueden producir una combinación de carga más crítica.

Deben tomarse en consideración las diversas combinaciones de carga a fin de determinar la condición de diseño crítica. Esto resulta particularmente cierto cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, tal como la resistencia a la flexión y la carga axial combinadas, o la resistencia a cortante, en elementos con carga axial.

Si algunas circunstancias especiales requieren mayor confiabilidad de la resistencia de algún elemento en particular, distinta de aquella que se encuentra en la práctica acostumbrada, puede resultar apropiado para dichos elementos una disminución en los factores de reducción de la resistencia ϕ o un aumento en los factores de carga.

La ecuación de la carga por viento de SEI/ASCE 7-02^{9.1} y IBC 2003^{9.2} incluye un factor para la direccionalidad del viento que es igual a 0.85 para edificios. El factor de carga correspondiente para el viento en las ecuaciones de combinación de cargas fue incrementado proporcionalmente ($1.3/0.85 = 1.53$ redondeando a 1.6). El reglamento permite usar el anterior factor 1.3 de carga por viento cuando el diseño de carga por viento se obtiene de otras fuentes que no incluyen el factor de direccionalidad del viento.

Los reglamentos generales de construcción modelos y otras publicaciones sobre cargas de diseño han adoptado las fuerzas sísmicas correspondientes al nivel de resistencia, y han reducido el factor de carga por sismo a 1.0 (ASCE 7-93^{9.3}; BOCA/NBC 93^{9.4}; SBC 94^{9.5}; UBC 97^{9.6}, e IBC 2000^{9.2}). El reglamento exige el uso del factor de carga antiguo para las cargas por sismo, de aproximadamente 1.4, cuando se usan las fuerzas sísmicas correspondientes a los niveles de servicio de las ediciones anteriores de los reglamentos anteriormente referidos.

R9.2.2 — Cuando la carga viva se aplique rápidamente, como puede ser el caso de edificios para estacionamiento, bahías de carga, pisos de bodegas, cajas de ascensores, etc.,

REGLAMENTO**COMENTARIO**

deben considerarse los efectos de impacto. En estos casos, en todas las ecuaciones debe sustituirse L por $(L + \text{impacto})$.

REGLAMENTO

9.2.3 — Los estimativos de asentamientos diferenciales, el flujo plástico, la retracción, la expansión de concretos de retracción compensada o las variaciones de temperatura deben basarse en una evaluación realista de tales efectos que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura.

9.2.4 — Si una estructura se encuentra ubicada en una zona de inundación, o está sometida a fuerzas por cargas de hielo atmosférico (granizo), deben usarse las cargas por inundación o por hielo y a las combinaciones de carga adecuadas de SEI/ASCE 7.

9.2.5 — Para el diseño de zonas de anclaje de postensado debe usarse un factor 1.2 para la fuerza de preesfuerzo máxima aplicada por el gato.

9.3 — Resistencia de diseño

9.3.1 — La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de este reglamento, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia dados en 9.3.2, 9.3.4. y 9.3.5

9.3.2 — El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser el dado en 9.3.2.1 a 9.3.2.7:

COMENTARIO

R9.2.3 — El diseñador debe considerar los efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, retracción, temperatura y concretos de retracción compensada. El término “evaluación realista” se utiliza para indicar que deben usarse los valores más probables y no los valores del límite superior de las variables.

R9.2.4 — Las áreas sometidas a inundaciones se encuentran definidas en los mapas de amenaza de inundación, que mantiene usualmente la autoridad competente local.

R9.2.5 — El factor de carga 1.2 para la máxima fuerza aplicada por el gato al tendón da por resultado una carga de diseño de aproximadamente 113% de la resistencia especificada a la fluencia del tendón, pero no mayor a un 96% de la resistencia nominal última del tendón. Esto se compara bien con la máxima fuerza que se puede obtener en el gato, la cual está limitada por el factor de eficiencia del anclaje.

R9.3 — Resistencia de diseño

R9.3.1 — La resistencia de diseño de un elemento es la resistencia nominal calculada de acuerdo con las disposiciones y suposiciones establecidas en este reglamento, multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ que siempre es menor que uno.

Los propósitos del factor de reducción de resistencia ϕ son:

(1) Tomar en consideración la probabilidad de la existencia de elementos con una menor resistencia, debida a variación en la resistencia de los materiales y las dimensiones. (2) Tomar en consideración las inexactitudes de las ecuaciones de diseño. (3) Reflejar el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga bajo consideración y, (4) reflejar la importancia del elemento en la estructura.^{9.7, 9.8}

En el reglamento del 2002, los factores de reducción de resistencia fueron ajustados para ser compatibles con las combinaciones de carga del SEI/ASCE 7-02^{9.1}, que son la base para las combinaciones de mayoración de carga requeridas por los reglamentos modelos de construcción de esa época. Estos factores son esencialmente los mismos publicados en el Apéndice C de la edición de 1995, salvo que el factor para los estados límites controlados por flexión/tracción fue incrementado de 0.80 a 0.90. Este cambio se basa en antiguos^{9.7} y actuales análisis de confiabilidad^{9.9}, en estudios estadísticos de las propiedades de los materiales, así como en la opinión del comité, de que el comportamiento histórico de las estructuras de concreto justifica un $\phi = 0.90$.

REGLAMENTO

9.3.2.1 — Secciones controladas por tracción como se define en 10.3.4 0.90
(Véase también 9.3.2.7)

9.3.2.2 — Secciones controladas por compresión como se definen en 10.3.3:

- (a) Elementos con refuerzo en espiral según 10.9.3 0.70
- (b) Otros elementos reforzados. 0.65

Para las secciones en las que la deformación unitaria neta a la tracción en el acero extremo en tracción en el estado

de resistencia nominal, ϵ_t , se encuentra entre los límites

para secciones controladas por compresión y las secciones controladas por tracción, se permite que ϕ aumente linealmente desde el valor correspondiente a las secciones controladas por compresión hasta 0.90, en la medida que ϵ_t aumente desde el límite de deformación unitaria controlado por compresión hasta 0.005.

En forma alternativa, cuando se usa el Apéndice B, para elementos en los cuales f_y no exceda 420 Mpa, con refuerzo simétrico, y $(d' - d_s)/h$ no es menor de 0.70, se permite aumentar ϕ linealmente hasta 0.90, en la medida

que ϕP_n disminuye desde $0.10f'_c A_g$ hasta cero. Para otros elementos reforzados ϕ puede incrementarse linealmente a 0.90 en la medida que ϕP_n disminuye desde

$0.10f'_c A_g$ ó P_b , el que sea menor, hasta cero.

CONTENIDARIO

R9.3.2.1 — En la aplicación de 9.3.2.1 y 9.3.2.2, la tracción y compresión axial a considerar es aquella causada por las fuerzas externas. No se incluyen los efectos de las fuerzas de preesforzado.

R9.3.2.2 — Con anterioridad a la edición de 2002, el reglamento especificaba la magnitud del factor ϕ para los casos de carga axial o de flexión, o ambos, en términos del tipo de carga. Para estos casos, el factor ϕ queda, ahora, determinado por las condiciones de deformación unitaria en las secciones transversales, en el estado de resistencia nominal.

Se usa un factor ϕ más bajo para las secciones controladas

por compresión que para las secciones controladas por

tracción porque las secciones controladas por compresión tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto y, en general, se presentan en elementos que soportan mayores áreas cargadas que los elementos con secciones controladas por tracción. A los

elementos con espirales se les asigna un ϕ más alto que para

las columnas con estribos ya que poseen mayor ductilidad o tenacidad.

Para secciones sometidas a carga axial con flexión, se

determina las resistencias de diseño multiplicando tanto P_n

como M_n por un único valor apropiado de ϕ . Las secciones

controladas por compresión y controladas por tracción se encuentran definidas en 10.3.3 y 10.3.4 como aquellas con deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, menor o igual al

límite de deformación unitaria de secciones controladas por compresión, e igual o mayor a 0.005 respectivamente. Para las secciones con deformación unitaria neta a la tracción ϵ_t en el acero extremo en tracción, en resistencia nominal, entre los límites anteriores, el valor de ϕ puede ser determinado por interpolación lineal, como se aprecia en la Fig. R9.3.2. El concepto de la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, ϵ_t , se discute en R10.3.3.

Como en 10.2.3 se supone la deformación unitaria a la compresión del concreto, en el estado de resistencia nominal, igual a 0.003, los límites de deformación unitaria neta de tracción para los elementos controlados por compresión también pueden ser establecidos en términos de la relación c/d_t , donde c es la distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro cuando se llega a la resistencia nominal, y d_t es la distancia desde la fibra extrema en

REGLAMENTO

COMENTARIO

compresión hasta la fibra extrema del acero en tracción. Los límites de c/d_t para las secciones controladas por

compresión y controladas por tracción son 0.6 y 0.375 respectivamente. El límite de 0.6 se aplica a las secciones reforzadas con acero Grado 420 y a las secciones preesforzadas. En la Fig. R9.3.2. se presentan las ecuaciones para ϕ como una función de c/d_t .

REGLAMENTO

COMENTARIO

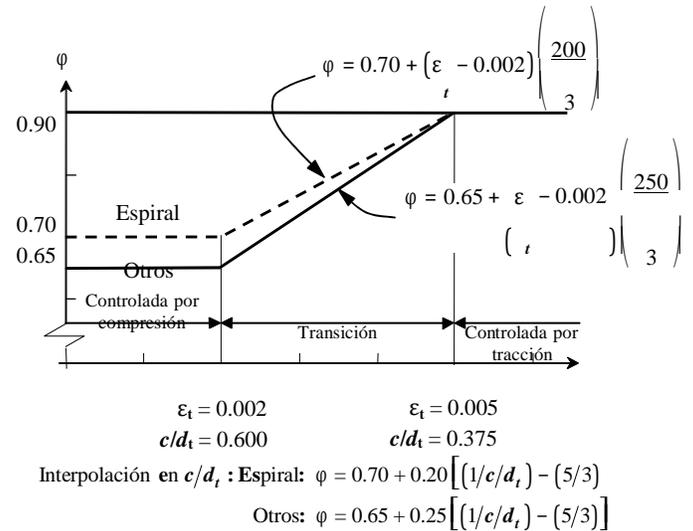


Fig. R9.3.2 — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción ϵ_t y c/d_t para refuerzo Grado 60 y para acero de preesforzado

El límite de deformación unitaria neta a la tracción para las secciones controladas por tracción también puede establecerse en términos de ρ/ρ_b como se define en las ediciones del reglamento de 1999 y anteriores. El límite de 0.005 de deformación unitaria neta a la tracción corresponde a una relación ρ/ρ_b de 0.63 para las secciones rectangulares con

refuerzo Grado 420. Para comparar estas exigencias con 9.3 del reglamento de 1999, consulte la referencia 9.10.

9.3.2.3 — Cortante y torsión 0.75

9.3.2.4 — Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de postensado y modelos puntal-tensor) 0.65

9.3.2.5 — Zonas de anclaje de postensado 0.85

9.3.2.6 — Los modelos puntal-tensor (Apéndice A) y puntales, tensores, zonas de nodos y áreas de apoyo en esos modelos 0.75

9.3.2.7 — Las secciones en flexión en los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón es menor que la longitud de desarrollo, como se establece en 12.9.1.1:

R9.3.2.5 — El factor ϕ igual a 0.85 refleja la amplia dispersión de resultados experimentales sobre zonas de anclaje. Dado que 18.13.4.2 limita la resistencia nominal a compresión del concreto no confinado en la zona general a $0.7\lambda f'_{ci}$, la resistencia efectiva de diseño para concreto no confinado es $0.85 \times 0.7\lambda f'_{ci} \approx 0.6\lambda f'_{ci}$

R9.3.2.6 — El factor ϕ usado en los modelos puntal-tensor se mantiene igual al factor ϕ para cortante. El valor de ϕ para los modelos puntal-tensor se aplica a los puntales, estribos y áreas de apoyo en estos modelos.

(a) desde el extremo del elementos hasta el extremo de la longitud de transferencia 0.75

REGLAMENTO**COMENTARIO**

R9.3.2.7 — Si se presenta una sección crítica en una zona donde el torón no se ha desarrollado completamente, la falla puede ocurrir por adherencia. Ese tipo de falla se parece a una falla frágil por cortante, de ahí la exigencia de un φ reducido. Para las secciones que se encuentran entre el extremo de la longitud de transferencia y el extremo de la longitud de desarrollo, el valor de φ puede ser determinado por

REGLEMENTO

COMENTARIOS

(b) Desde el extremo de la longitud de transferencia hasta el extremo de la longitud de desarrollo, debe permitirse que ϕ sea incrementado linealmente de 0.75 hasta 0.9.

Donde la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento, se debe asumir que el embebido del torón se inicia en el extremo de la longitud no adherida. Véase también 12.9.3

interpolación lineal, como se muestra en las Fig. R9.3.2.7(a) y (b).

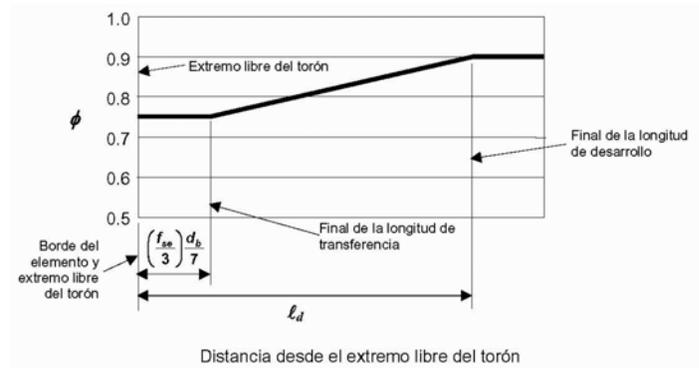


Fig. R9.3.2.7(a) — Variación de ϕ con la distancia desde el extremo libre del torón en elementos pretensados con torones completamente adheridos

Cuando la adherencia de uno o más torones no se extienda hasta el extremo del elemento, en vez de un análisis más riguroso, ϕ puede considerarse de manera más conservadora como 0.75 desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia del torón con la mayor longitud no adherida. Más allá de este punto, ϕ puede variar de manera lineal hasta 0.9 en la ubicación donde se han desarrollado todos los torones, como se muestra en la Fig. R9.3.2.7(b). De manera alternativa, la contribución de los torones no adheridos puede ser ignorada hasta que estén completamente desarrollados. Se considera que el embebido del torón no adherido se inicia en el punto donde terminan las camisas bloqueadoras de la adherencia. Mas allá de ese punto, son aplicables las disposiciones de 12.9.3.

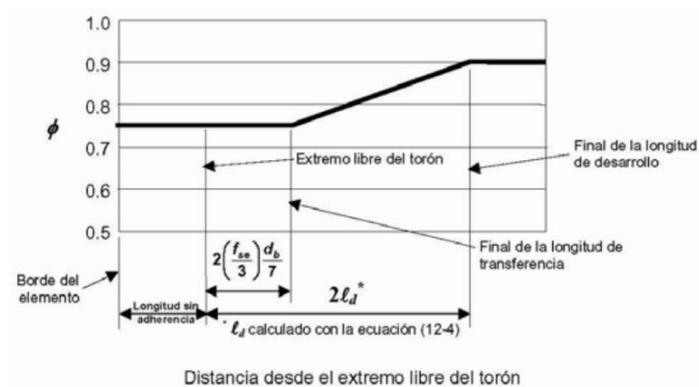


Fig. R9.3.2.7(b) — Variación de ϕ con la distancia desde el extremo libre del torón en elementos pretensados con torones no adheridos donde se aplica 12.9.3

9.3.3 — Las longitudes de desarrollo especificadas en el capítulo 12 no requieren de un factor ϕ .

9.3.4 — Para estructuras que resisten los efectos sísmicos, E , por medio de pórticos especiales resistentes a momento o por medio de muros especiales de concreto reforzado, ϕ debe modificarse de acuerdo con lo indicado en (a) hasta (c):

R9.3.4 — Los factores de reducción de resistencia en 9.3.4 tienen la intención de compensar las inexactitudes en la estimación de la resistencia de los elementos estructurales en edificaciones. Se basan principalmente en la experiencia con una carga aplicada constante o con un incremento continuo.

REGLAMENTO

- (a) En cualquier elemento estructural que se diseñe para resistir E , ϕ para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento. La resistencia nominal a flexión debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas más críticas e incluyendo E ;
- (b) En diafragmas ϕ para cortante no debe exceder el mínimo ϕ para cortante usado para los elementos verticales del sistema primario resistente a fuerzas laterales;
- (c) En nudos y vigas de acople reforzadas en forma diagonal ϕ para cortante debe ser 0.85.

9.3.5 — En el Capítulo 22, ϕ deben ser 0.55 para flexión, compresión, cortante y aplastamiento en concreto estructural simple.

9.4 — Resistencia de diseño para el refuerzo

Los valores de f_y y f_{yt} usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 560 MPa, excepto para aceros de preesforzado y para los refuerzos transversales en espiral en 10.9.3.

9.5 — Control de deflexiones

CONTENIDARIO

Para construcciones en regiones de riesgo sísmico alto, algunos de los factores de reducción de resistencia se han modificado en 9.3.4 para tomar en cuenta los efectos de inversiones de desplazamientos en el rango no lineal de respuesta.

La sección 9.3.4(a) se refiere a elementos frágiles tales como muros de poca altura, porciones de muros entre aberturas, o diafragmas en los cuales no resulta práctico reforzarlos con el objeto de elevar su resistencia nominal al cortante por encima del cortante correspondiente a la resistencia nominal por flexión para las condiciones de carga correspondientes.

Los elementos verticales primarios del sistema resistente a fuerzas laterales en muchos de las estructuras de estacionamiento que sufrieron daño durante el terremoto de Northridge el año 1994 eran muros estructurales cortos. La sección 9.3.4(b) requiere que el factor de reducción de la resistencia para cortante en diafragmas sea 0.60 en el caso en que dicho factor de reducción sea 0.60 para los muros.

R9.3.5 — Los factores de reducción de la resistencia ϕ para concreto estructural simple se han hecho iguales para todas las condiciones de carga. Dado que tanto la resistencia a tracción por flexión como la resistencia al cortante para el concreto simple dependen de las características de resistencia a tracción del concreto, sin una reserva de resistencia o ductilidad por la ausencia de refuerzo, se ha considerado apropiado usar factores de reducción de la resistencia iguales tanto para flexión como para cortante.

R9.4 — Resistencia de diseño para el refuerzo

Además del límite superior de 560 MPa para la resistencia a la fluencia del refuerzo no preesforzado, existen limitaciones sobre la resistencia a la fluencia en otras secciones de este reglamento.

En 11.5.2, 11.6.3.4, y 11.7.6, el máximo valor de f_y que se puede utilizar para el diseño del refuerzo para cortante y torsión es de 420 MPa, excepto que puede usarse un f_y de

560 MPa para refuerzo de cortante que cumpla con los requisitos de ASTM A 497.

En 19.3.2 y 21.2.5: la máxima resistencia a la fluencia, f_y ,

especificada es de 420 MPa para cascarones, losas plegadas y estructuras que se rigen por las disposiciones sísmicas especiales del capítulo 21.

9.5.1 — Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Las disposiciones para las deflexiones de 9.5 y las limitaciones en la distribución del refuerzo de flexión de 10.6 se vuelven más críticas en la medida que aumenta f_y .

R9.5 — Control de deflexiones

R9.5.1 — Las disposiciones de 9.5 únicamente se ocupan de las deflexiones que puedan ocurrir al nivel de carga de

REGLAMENTO

COMENTARIO

adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

servicio. Cuando se calculen deflexiones a largo plazo, únicamente debe considerarse la carga muerta y la porción de la carga viva que actúan en forma permanente.

Se dan dos métodos para controlar las deflexiones.^{9.11} Para vigas no preesforzadas y losas en una dirección, y para elementos compuestos se deben seguir las disposiciones de altura o espesor total mínimo, según la Tabla 9.5(a) y satisfacer los requisitos del reglamento para elementos que no soporten ni estén ligados a muros divisorios u otros elementos susceptibles de sufrir daños debido a grandes deflexiones. Para elementos no preesforzados en dos direcciones la altura mínima requerida en 9.5.3.1, 9.5.3.2 y 9.5.3.3 satisface los requisitos del reglamento.

Para elementos no preesforzados que no cumplan con estos requisitos de altura o espesor mínimo o que soporten o estén ligados a muros divisorios, u otros elementos susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes y para todos los elementos de concreto preesforzado a flexión, las deflexiones deben calcularse mediante los procedimientos descritos o referidos en las secciones apropiadas del reglamento y deben limitarse a los valores de la Tabla 9.5(b).

9.5.2 — Elementos reforzados en una dirección (no preesforzados)

9.5.2.1 — Las alturas o espesores mínimos establecidos en la Tabla 9.5(a) deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que se puede utilizar un espesor menor sin causar efectos adversos.

R9.5.2 — Elementos reforzados en una dirección (no preesforzados)

R9.5.2.1 — Las alturas o espesores mínimos de la Tabla 9.5(a) son aplicables para vigas y losas no preesforzadas en una dirección (9.5.2) y para elementos compuestos (9.5.5). Los valores de altura o espesor mínimo solamente se aplican a elementos que no soportan ni están ligados a muros divisorios u otros elementos susceptibles de ser dañados por las deflexiones.

TABLA 9.5(a) — ALTURAS O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREEFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{A}{20}$	$\frac{A}{24}$	$\frac{A}{28}$	$\frac{A}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{A}{16}$	$\frac{A}{18.5}$	$\frac{A}{21}$	$\frac{A}{8}$

NOTAS:

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en

elementos de concreto de peso normal ($w_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$) y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

- (a) Para concreto liviano estructural de peso unitario w_c dentro del rango de $1\,500$ a $2\,000 \text{ kg/m}^3$, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003 w_c)$, pero no menos de 1.09.
 (b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

Los valores de altura o espesor mínimo deben modificarse si se utilizan concretos que no sean de peso normal y refuerzo con una resistencia a la fluencia diferente de 420 MPa. Las notas de la tabla son esenciales para elementos de concreto reforzado construidos con concreto liviano estructural o con refuerzo que tenga una resistencia a la fluencia especificada, f_y , distinta de 420 MPa. Si se dan ambas condiciones, deben aplicarse las correcciones (a) y (b) indicadas al pie de la tabla.

La modificación para concreto liviano de la nota (a) se basa en el estudio de los resultados y análisis de la referencia 9.12. No se dan correcciones para concreto cuya densidad esté entre $1\,900 \text{ kg/m}^3$ y $2\,300 \text{ kg/m}^3$, puesto que el factor de corrección debe estar próximo a la unidad en este rango.

La modificación para f_y en la nota (b) es aproximada, pero

debe producir resultados conservadores para los tipos de elementos considerados en la tabla, para cuantías típicas de

refuerzo y para valores de f_y entre 280 y 560 MPa.

REGLAMENTO

9.5.2.2 — Cuando se calculen las deflexiones, aquéllas que ocurran inmediatamente con la aplicación de la carga deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del elemento.

9.5.2.3 — A menos que los valores de rigidez se obtengan mediante un análisis más completo, las deflexiones inmediatas deben calcularse usando el módulo de elasticidad del concreto, E_c , que se especifica en 8.5.1 (para concreto de peso normal o liviano) y el momento de inercia efectivo, I_e , que se indica a continuación, pero sin tomarlo mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right) \right] I_{cr} \quad (9-8)$$

donde

$$M_{cr} = \frac{f_t I_g}{y_t} \quad (9-9)$$

y para concreto de peso normal,

$$f_t = 0.7 \sqrt{f'_c} \quad (9-10)$$

Cuando se use concreto con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las modificaciones siguientes:

(a) Cuando el valor de f_{ct} esté especificado y la

dosificación del concreto esté de acuerdo con 5.2, f_r debe modificarse sustituyendo $\sqrt{f'_c}$ por $1.8 f_{ct}$, pero

el valor de $1.8 f_{ct}$ usado no debe exceder de $\sqrt{f'_c}$.

(b) Cuando no se especifique f_{ct} , f_r debe multiplicarse

por 0.75 para concreto liviano en todos sus componentes, y por 0.85 para concreto liviano con arena de peso normal. Se permite interpolar linealmente si se usa una sustitución parcial de la arena.

COMENTARIO

R9.5.2.2 — Para el cálculo de las deflexiones inmediatas de elementos prismáticos no fisurados pueden utilizarse los métodos o fórmulas usuales para las deflexiones elásticas, con un valor constante de $E_c I_g$ en toda la longitud de la viga. Sin embargo, si el elemento está fisurado en una o más secciones, o si su altura varía a lo largo del vano, resulta necesario realizar un cálculo más exacto.

R9.5.2.3 — El procedimiento para obtener el momento de inercia efectivo, descrito en el reglamento y en la referencia 9.13, se seleccionó considerando que es suficientemente ^{9.14-9.16}

preciso para emplearse en el control de deflexiones. El

momento de inercia efectivo I_e se desarrolló para proporcionar una transición entre los límites superior e inferior de I_g e I_{cr} , como función de la relación

M_{cr}/M_a . En la mayoría de los casos prácticos, I_e será menor que I_g .

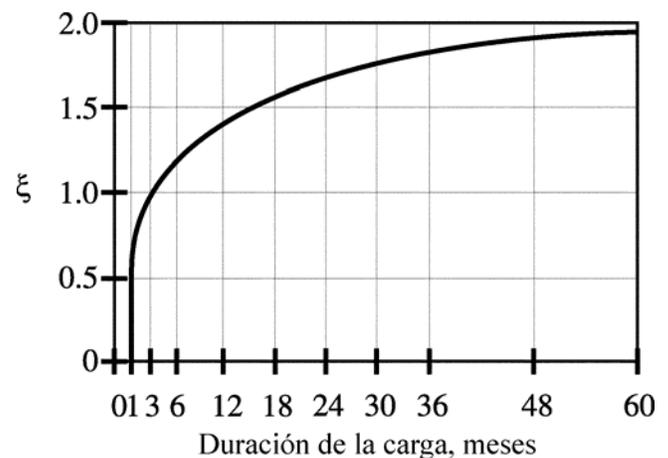


Fig. R9.5.2.5 — Factores para las deflexiones a largo plazo

REGLAMENTO

9.5.2.4 — Para elementos continuos se permite tomar I_e como el promedio de los valores obtenidos de la ecuación (9-8) para las secciones críticas de momento positivo y negativo. Para elementos prismáticos, se permite tomar I_e como el valor obtenido de la ecuación (9-8) en el centro de la luz para tramos simples y continuos, y en el punto de apoyo para voladizos.

COMENTARIO

R9.5.2.4 — Para elementos continuos, el procedimiento del reglamento sugiere el promedio simple de valores de I_e para las secciones de momento positivo y negativo. El empleo de las propiedades de la sección en el centro del vano para elementos prismáticos continuos, es considerado satisfactorio en cálculos aproximados, principalmente porque la rigidez al centro de la luz (incluyendo el efecto del agrietamiento) tiene efecto dominante sobre las deflexiones como lo muestra el Comité ACI 435^{9.17, 9.18} y la SP-43.^{9.11}

REGLAMENTO

COMENTARIO

9.5.2.5 — A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional a largo plazo, resultante del flujo plástico y retracción de elementos en flexión (concreto normal o liviano), debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga permanente por el factor λ_{Δ}

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (9-11)$$

donde ρ' es el valor en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. Puede tomarse ξ , el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, igual a:

5 años o más	2.0
12 meses	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1.0

9.5.2.6 — La deflexión calculada de acuerdo con 9.5.2.2 a 9.5.2.5 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 9.5(b).

9.5.3 — Elementos reforzados en dos direcciones (no preesforzados)

9.5.3.1 — La sección 9.5.3 tiene prioridad en relación al espesor mínimo de losas u otros elementos reforzados en dos direcciones diseñados de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 13 y que se ajusten a los requisitos de 13.6.1.2. El espesor de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos debe satisfacer los requisitos de 9.5.3.2 ó 9.5.3.4. El espesor de las losas con vigas que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos debe satisfacer los requisitos de una de 9.5.3.3 ó 9.5.3.4.

R9.5.2.5 — La retracción y el flujo plástico debido a las cargas sostenidas en el tiempo provocan mayores “deflexiones de largo plazo” a las que ocurren cuando las cargas se aplican por primera vez en la estructura. Estas deflexiones están afectadas por: la temperatura, la humedad, las condiciones de curado, la edad en el momento de la carga, la cantidad de refuerzo de compresión, la magnitud de la carga sostenida y otros factores. La expresión dada en esta sección se considera satisfactoria para usarse con los procedimientos del reglamento para calcular deflexiones inmediatas, y con los límites dados en la Tabla 9.5(b). Debe hacerse notar que la deflexión calculada de acuerdo con esta sección es la deflexión adicional a largo plazo, debida a la carga permanente y a la porción de la carga viva sostenida durante un período suficiente para provocar deflexiones significativas en el tiempo.

La ecuación (9-11) se desarrolló en la referencia 9.19. En la ecuación (9-11) el multiplicador de ξ toma en cuenta el efecto del refuerzo de compresión para reducir las deflexiones a largo plazo. $\xi = 2.0$ representa un factor nominal dependiente del tiempo para 5 años de duración de la carga. Para períodos de carga de menos de 5 años puede emplearse la curva en la Fig. R9.5.2.5 para calcular valores de ξ

Cuando se desea considerar por separado flujo plástico y retracción, pueden aplicarse las ecuaciones aproximadas que se proporcionan en las referencias 9.13, 9.14, 9.19 y 9.20.

R9.5.2.6 — Debe observarse que las limitaciones dadas en esta tabla se relacionan únicamente con elementos no estructurales apoyados o ligados. Para aquellas estructuras en las que los elementos estructurales son susceptibles de ser afectados por las deflexiones de los elementos a los que están ligados, de tal manera que afecten adversamente la resistencia de la estructura, estas deflexiones y las fuerzas resultantes deben considerarse explícitamente en el análisis y el diseño de las estructuras, como lo dispone 9.5.1. (Véase la Referencia 9.16)

Cuando se calculen las deflexiones a largo plazo, puede restarse la parte de la deflexión que ocurre antes de unir los elementos no estructurales. Al hacer esta corrección puede emplearse la curva de la Fig. R9.5.2.5 para elementos de dimensiones y formas usuales.

R9.5.3 — Elementos reforzados en dos direcciones (no preesforzados)

REGLAMENTO

COMENTARIOS

TABLA 9.5(b) — DEFLEXIÓN MÁXIMA ADMISIBLE CALCULADA

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$A/180^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$A/360$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) [†]	$A/480^‡$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$A/240^§$

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el empozamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

† Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 9.5.2.5 ó 9.5.4.3, pero se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

9.5.3.2 — El espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, debe estar de acuerdo con lo requerido en la Tabla 9.5(c) y no debe ser inferior que los siguientes valores:

- (a) Losas sin ábacos como se definen en 13.2.5..... 120 mm
- (b) Losas con ábacos como se definen en 13.2.5..... 100 mm

R9.5.3.2 — Los límites en la Tabla 9.5(c) son aquellos que han evolucionado a través de los años en los reglamentos de construcción. Se supone que las losas que se ajusten a esos límites no han tenido como resultado problemas sistemáticos relacionados con la rigidez para cargas a corto y largo plazo. Naturalmente, esta conclusión se aplica únicamente en el dominio de experiencias anteriores en cargas, medio ambiente, materiales, condiciones de borde, y vanos.

TABLA 9.5(c) — ESPESORES MÍNIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES*

f_y , MPa [†]	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde§		Sin vigas de borde	Con vigas de borde§	
300	$\frac{A_n}{33}$ 33	$\frac{A_n}{36}$ 36	$\frac{A_n}{36}$ 36	$\frac{A_n}{36}$ 36	$\frac{A_n}{40}$ 40	$\frac{A_n}{40}$ 40
420	$\frac{A_n}{30}$ 30	$\frac{A_n}{33}$ 33	$\frac{A_n}{33}$ 33	$\frac{A_n}{33}$ 33	$\frac{A_n}{36}$ 36	$\frac{A_n}{36}$ 36
520	$\frac{A_n}{28}$ 28	$\frac{A_n}{31}$ 31	$\frac{A_n}{31}$ 31	$\frac{A_n}{31}$ 31	$\frac{A_n}{34}$ 34	$\frac{A_n}{34}$ 34

* Para construcción en dos direcciones, A_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos en losas sin vigas y entre caras de las vigas, para losas con vigas u otros apoyos en otros casos.

† Para f_y entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

‡ Ábaco, como se define en 13.2.5.

§ Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de a_r para la viga de borde no debe ser menor que 0.8.

9.5.3.3 — El espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

R9.5.3.3 — Para losas que tengan una relación entre el lado largo y el lado corto mayor que 2, el uso de las ecuaciones (9-12) y (9-13), que indican el espesor mínimo

REGLAMENTO

COMENTARIO

(a) Para α_{fm} igual o menor que 0.2, se aplican las disposiciones de 9.5.3.2.

(b) Para α_{fm} mayor que 0.2 pero no mayor que 2.0, h no debe ser menor que:

$$h = \frac{A_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (9-12)$$

pero no menor que 125 mm.

(c) Para α_{fm} mayor que 2.0, h no debe ser menor que:

$$h = \frac{A_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (9-13)$$

y no menor que 90 mm.

(d) En bordes discontinuos debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez α_r no menor de 0.80, o bien aumentar el espesor mínimo requerido por las ecuaciones (9-12) ó (9-13), por lo menos un 10% en el panel que tenga un borde discontinuo.

El término A_n en (b) y (c) corresponde a la luz libre en la

dirección larga medida cara a cara de las vigas. El término β en (b) y (c) corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

9.5.3.4 — Puede utilizarse espesores de losas menores que los mínimos requeridos en 9.5.3.1, 9.5.3.2 y 9.5.3.3 cuando las deflexiones calculadas no exceden los

límites de la Tabla 9.5(b). Las deflexiones deben

calcularse tomando en cuenta el tamaño y la forma del panel, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes de la losa. El módulo de elasticidad del concreto, E_c , debe ser el especificado en

8.5.1. El momento de inercia efectivo, I_e , debe ser el obtenido por medio de la ecuación (9-8); se permite emplear otros valores si los resultados del cálculo de la deflexión concuerdan razonablemente con los resultados de ensayos de alcance apropiado. La deflexión adicional a largo plazo debe calcularse de acuerdo con 9.5.2.5.

9.5.4 — Elementos de concreto preesforzado

como porcentaje del lado largo, pueden conducir a resultados poco razonables. Para dichas losas, deben usarse las reglas

para losas en una dirección de 9.5.2.

El requisito en 9.5.3.3(a) para α_{fm} igual a 0.2 hizo posible eliminar la ecuación (9-13) del reglamento de 1989. Dicha ecuación daba resultados esencialmente idénticos a los de la Tabla 9.5(c), como lo hace la ecuación (9-12) con un valor de α_{fm} igual a 0.2.

R9.5.3.4 — El cálculo de deflexiones en losas es complejo, aun suponiendo un comportamiento lineal elástico. Para el cálculo de las deflexiones inmediatas, puede usarse los

valores de E_c e I_e especificados en 9.5.2.3^{9.16}. Sin embargo,

pueden usarse otros valores para la rigidez $E_c I$ si resultan en predicciones de deflexiones que representen razonablemente los resultados de ensayos significativos.

Dado que la información disponible sobre deflexiones a largo plazo en losas es muy limitada como para justificar un procedimiento más elaborado, se permite usar los factores dados en 9.5.2.5 para calcular las deflexiones adicionales de largo plazo.

R9.5.4 — Elementos de concreto preesforzado

REGLAMENTO**COMENTARIO**

9.5.4.1 — Para elementos a flexión diseñados de acuerdo con el Capítulo 18, las deflexiones inmediatas

El reglamento requiere que la deflexión de cualquier elemento de concreto preesforzado sujeto a flexión se calcule y se compare con los valores admisibles dados en la Tabla 9.5(b).

R9.5.4.1 — Las deflexiones inmediatas de elementos de concreto preesforzado Clase U pueden calcularse por los

REGLEMENTO

deben ser calculadas por los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, y se permite utilizar el momento de inercia de la sección total de concreto, I_g , para los elementos a flexión Clase U, como se define en 18.3.3.

9.5.4.2 — Como se define en 18.3.3, para los elementos en flexión Clase C y Clase T, los cálculos de deflexión deben basarse en un análisis de la sección agrietada transformada. Se permite que los cálculos se basen en una relación momento-deflexión bilineal o en un

momento efectivo de inercia, I_e , como lo define la ecuación (9-8).

9.5.4.3 — La deflexión adicional a largo plazo en elementos de concreto preesforzado debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos del flujo plástico y la retracción del concreto, así como la relajación del acero.

COMENTARIO

métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, utilizando el momento de inercia de la sección total de concreto (sin fisurar) y el módulo de elasticidad del concreto especificado en 8.5.1.

R9.5.4.2 — Los elementos preesforzados a flexión Clase C y Clase T se encuentran definidos en 18.3.3. La referencia 9.21 proporciona información sobre los cálculos de deflexión usando una relación momento-deflexión bilineal y usando un momento efectivo de inercia. La Referencia 9.22 proporciona

información adicional sobre la deflexión de elementos de concreto preesforzado agrietados.

La Referencia 9.23 demuestra que el método basado en I_e puede ser empleado para calcular las deflexiones de los elementos preesforzados Clase T cargados más allá de la carga de agrietamiento. Para este caso, el momento de agrietamiento debe considerar el efecto de preesforzado. En la referencia 9.23 también se presenta un método para predecir el efecto del acero de tracción no preesforzado en la reducción de la contraflecha por flujo plástico, y en forma aproximada en las referencias 9.16 y 9.24.

R9.5.4.3 — El cálculo de las deflexiones a largo plazo de elementos de concreto preesforzado sometidos a flexión es complicado. Los cálculos deben tomar en consideración no sólo el incremento de las deflexiones debido a los esfuerzos por flexión, sino también las deflexiones adicionales a largo plazo que son el resultado del acortamiento dependiente del tiempo del elemento sujeto a flexión.

El concreto preesforzado se acorta más con el tiempo que otros elementos no preesforzados semejantes. Esto se debe a la precompresión en la losa o la viga, la cual produce flujo plástico axial. Este flujo plástico, junto con la retracción del concreto, tiene como resultado un acortamiento significativo de los elementos sometidos a flexión que continúa durante varios años después de la construcción y debe tomarse en consideración en el diseño. El acortamiento tiende a reducir los esfuerzos en el refuerzo preesforzado, disminuyendo de esta manera la precompresión en el elemento y, en consecuencia, produciendo incrementos en las deflexiones a largo plazo.

Otro factor que influye en las deflexiones a largo plazo de elementos preesforzados sometidos a flexión, es el concreto o albañilería adyacente no preesforzada en la misma dirección del elemento preesforzado. Esto puede ocurrir en losas no preesforzadas en la misma dirección de la viga preesforzada adyacente o un sistema de losas no preesforzadas. Puesto que el elemento preesforzado tiende a tener mayor retracción y mayor flujo plástico que el concreto adyacente no preesforzado, la estructura tenderá a lograr una compatibilidad de los efectos de acortamiento. Esto da como resultado una reducción de la precompresión en el elemento preesforzado, pues el concreto adyacente absorbe la compresión. La reducción en la precompresión del elemento

REGlamento**COMentarios**

9.5.4.4 — La deflexión calculada de acuerdo con 9.5.4.1 ó 9.5.4.2, y 9.5.4.3 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 9.5(b).

9.5.5 — Elementos compuestos**9.5.5.1 — Elementos apuntalados**

Si los elementos compuestos sometidos a flexión se apoyan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga muerta es soportada por la sección compuesta total, el elemento compuesto se puede considerar equivalente a un elemento construido monolíticamente para el cálculo de la deflexión. En elementos no preesforzados, la parte en compresión del elemento determina si se usan los valores de la Tabla 9.5(a) para concreto de peso normal o liviano. Si se calcula la deflexión, debe tenerse en cuenta la curvatura que resultan de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y construidos en obra, y los efectos del flujo plástico a lo largo el eje del elemento de concreto preesforzado.

9.5.5.2 — Elementos sin apuntalar

Si el espesor de un elemento prefabricado no preesforzado sujeto a flexión cumple con los requisitos de la Tabla 9.5(a), no se requiere calcular la deflexión. Si el espesor de un elemento compuesto no preesforzado cumple con los requisitos de la Tabla 9.5(a), no se necesita calcular la deflexión que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto; sin embargo, la deflexión a largo plazo del elemento prefabricado debe investigarse en función de la magnitud y duración de la carga antes del inicio efectivo de la acción compuesta.

9.5.5.3 — La deflexión calculada de acuerdo con los requisitos de 9.5.5.1 ó 9.5.5.2 no debe exceder de los límites establecidos en la Tabla 9.5(b).

preesforzado puede ocurrir a lo largo de un período de años, y da lugar a deflexiones adicionales a largo plazo y a un aumento de esfuerzos en el elemento preesforzado.

Se puede utilizar cualquier método adecuado para calcular las deflexiones a largo plazo de elementos preesforzados, siempre y cuando se tomen en consideración todos los efectos. Se puede obtener información en las referencias 9.16, 9.25, 9.26, y 9.27.

R9.5.5 — Elementos compuestos

Como se han hecho pocas pruebas para estudiar las deflexiones inmediatas y a largo plazo de elementos compuestos, las reglas dadas en 9.5.5.1 y 9.5.5.2 se basan en el criterio del Comité ACI 318 y en experiencia.

Si cualquier parte de un elemento compuesto es preesforzada, o si el elemento se preesfuerza después de que se han construido los componentes, se aplican las disposiciones de 9.5.4 y deben calcularse las deflexiones. Para elementos compuestos no preesforzados las deflexiones deben calcularse y compararse con los valores límite de la Tabla 9.5(b) sólo cuando la altura del elemento o de la parte prefabricada del elemento sea menor que la altura mínima dada en la Tabla 9.5(a). En elementos sin apuntalar, la altura correspondiente depende de si la deflexión se considera antes o después de lograr una acción compuesta afectiva. (En el Capítulo 17 se establece que no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y sin apuntalar. Esto se refiere a cálculos de resistencia y no a deflexiones).

REGLAMENTO

COMENTARIO

CAPÍTULO 10 — FLEXIÓN Y CARGAS AXIALES

REGLAMENTO

COMENTARIO

10.1 — Alcance

Las disposiciones del Capítulo 10 se deben aplicar al diseño de elementos sometidos a cargas de flexión ó axiales, o a la combinación de cargas de flexión y axiales.

10.2 — Suposiciones de diseño

10.2.1 — El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe basarse en las hipótesis dadas en 10.2.2 a 10.2.7, y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

10.2.2 — Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran altura definidas en 10.7.1, debe emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones unitarias. Alternativamente, se permite emplear el modelo puntal-tensor. Véanse 10.7, 11.8 y el Apéndice A.

10.2.3 — La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

10.2.4 — El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .

R.10.2 — Suposiciones de diseño

R10.2.1 — Deben satisfacerse dos condiciones fundamentales cuando se calcula la resistencia de un elemento por medio del método de diseño por resistencia del reglamento: (1) el equilibrio estático y (2) la compatibilidad de las deformaciones. Debe satisfacerse el equilibrio entre las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección transversal para las condiciones de resistencia nominal. La compatibilidad entre el esfuerzo y la deformación unitaria del concreto y del refuerzo, para condiciones de resistencia nominal, debe igualmente satisfacerse considerando las hipótesis de diseño permitidas por 10.2.

R10.2.2 — Numerosos ensayos han confirmado que la distribución de la deformación unitaria, a través de una sección transversal de concreto reforzado, resulta esencialmente lineal, aun cerca de su resistencia última.

Se supone que tanto la deformación unitaria del refuerzo, como la del concreto, son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esta suposición es de primordial importancia en el diseño para determinar la deformación unitaria y el esfuerzo correspondiente en el refuerzo.

R10.2.3 — La máxima deformación unitaria por compresión en el concreto se ha observado en diversos tipos de ensayos que varía desde 0.003 hasta valores tan altos como 0.008 bajo condiciones especiales. Sin embargo, las deformaciones unitarias a las cuales se desarrolla el momento máximo están normalmente entre 0.003 y 0.004, para elementos de dimensiones y materiales normales.

R10.2.4 — Resulta razonable suponer que, para refuerzo corrugado, el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, para esfuerzos por debajo de la resistencia de fluencia especificada f_y . El aumento en la resistencia debido al efecto de endurecimiento por deformación del refuerzo no se toma en consideración en los cálculos de resistencia. En los cálculos de resistencia, la fuerza que se desarrolla en el refuerzo sometido a compresión o a tracción se calcula como:

Cuando $\epsilon_s < \epsilon_y$ (deformación unitaria de fluencia)

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

REGLAMENTO

COMENTARIO

Cuando $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$

$$A_s f_s = A_s F_y$$

REGLAMENTO

10.2.5 — La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial, excepto cuando se cumplan los requisitos de 18.4.

10.2.6 — La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

10.2.7 — Los requisitos de 10.2.6 se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, definida como sigue:

10.2.7.1 — Un esfuerzo en el concreto de $0.85f'_c$

uniformemente distribuido en una zona de compresión

COMENTARIO

donde ϵ_s es el valor del diagrama de deformaciones unitarias

en el lugar donde está ubicado el refuerzo. Para el diseño, el módulo de elasticidad del refuerzo E_s puede tomarse como 200 000 MPa (véase 8.5.2).

R10.2.5 — La resistencia a la tracción del concreto sometido a flexión (módulo de ruptura) es una propiedad más variable que la resistencia a la compresión, y es aproximadamente de 10 a 15% de la resistencia a la compresión. En el diseño por resistencia, la resistencia a la tracción del concreto sometido a flexión no se toma en consideración. Para elementos con cuantías normales de refuerzo, esta suposición concuerda con los ensayos. Por lo general, resulta correcto no tomar en consideración la resistencia a la tracción en condiciones últimas cuando hay un porcentaje muy pequeño de refuerzo.

No obstante, la resistencia del concreto en tracción es importante en las condiciones de agrietamiento y deflexiones a nivel de cargas de servicio.

R10.2.6 — Esta suposición reconoce la distribución inelástica de esfuerzos del concreto bajo esfuerzos grandes. Conforme se va alcanzando el esfuerzo máximo, la relación esfuerzo deformación del concreto no sigue una línea recta sino que toma la forma de una curva (el esfuerzo no es proporcional a la deformación unitaria). La forma general de la curva esfuerzo-deformación es básicamente una función de la resistencia del concreto, y consiste en una curva que aumenta de cero hasta un máximo para una deformación unitaria por compresión entre 0.0015 y 0.002, seguida por una curva descendente con una deformación unitaria última (aplastamiento del concreto) que va desde 0.003 hasta más de 0.008. Tal como se indica en R10.2.3, el reglamento establece la deformación unitaria máxima utilizable para el diseño en 0.003.

La distribución real del esfuerzo por compresión del concreto en cualquier caso práctico es compleja y, por lo general, no se conoce explícitamente. Sin embargo, las investigaciones han demostrado que las propiedades importantes de la distribución de esfuerzos en el concreto pueden aproximarse adecuadamente si se emplea cualquiera de las diferentes suposiciones propuestas para la forma de la distribución de los esfuerzos. El reglamento permite que se suponga en el diseño cualquier distribución particular de esfuerzos, si se demuestra que las predicciones de la resistencia última están razonablemente de acuerdo con los resultados de ensayos. Se han propuesto muchas distribuciones de esfuerzos; las tres más comunes son: parabólica, trapezoidal y rectangular.

R10.2.7 — Para el diseño, el reglamento permite el uso de una distribución rectangular de esfuerzos de compresión (bloque de esfuerzos) como reemplazo de distribuciones de esfuerzos más exactas. En el bloque rectangular equivalente de esfuerzos, se utiliza un esfuerzo promedio de $0.85f'_c$ con

un rectángulo de altura $a = \beta_1c$. Se ha determinado

REGLAMENTO**COMENTARIO**

equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a

experimentalmente un valor de β_1 igual a 0.85 para concreto

REGULAMENTO

una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

10.2.7.2 — La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

10.2.7.3 — Para f'_c entre 18 y 30 Mpa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

10.3 — Principios y requisitos generales

10.3.1 — El diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, ó cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, utilizando las hipótesis de 10.2.

10.3.2 — La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria última supuesta de 0.003.

10.3.3 — Las secciones se denominan controladas por compresión si la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, ϵ_t , es igual o menor que el límite de deformación unitaria controlada por compresión cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación supuesto de 0.003. El límite de deformación unitaria controlada por compresión es la deformación

COMENTARIO

con $f'_c \leq 30$ MPa y menor en 0.008 por cada 1 MPa de f'_c sobre 30 MPa.

En el suplemento de 1976 al ACI 318-71, se adoptó un límite inferior de β_1 igual a 0.65 para resistencias del concreto mayores de 55 MPa. Los datos obtenidos en ensayos con concreto de alta resistencia^{10.1, 10.2} respaldan el uso del bloque de esfuerzos rectangular equivalente para resistencias del concreto que excedan los 55 MPa, con un β_1 igual a 0.65. El uso de la distribución rectangular equivalente de esfuerzos especificada en el ACI 318-71 sin límite inferior para β_1 , tuvo como resultado diseños inconsistentes para concreto de alta resistencia en elementos sometidos a cargas axiales y de flexión combinadas.

La distribución rectangular de esfuerzos no representa la distribución real de esfuerzos en la zona de compresión en condiciones últimas, pero proporciona esencialmente los mismos resultados que los obtenidos en los ensayos^{10.3}.

R10.3 — Principios y requisitos generales

R10.3.1 — Las ecuaciones de diseño por resistencia para elementos sometidos a flexión o a una combinación de cargas axiales y de flexión se encuentran en el artículo “Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design”.^{10.3} La referencia 10.3 y las ediciones anteriores de los comentarios al ACI 318 también muestran la deducción de las ecuaciones de resistencia para secciones transversales distintas de las rectangulares.

R10.3.2 — En una sección transversal existe una condición de deformaciones balanceadas cuando la deformación unitaria máxima en la fibra extrema a compresión alcanza el valor de 0.003 simultáneamente con la primera deformación unitaria de fluencia f_y E_s en el refuerzo en tracción. La cuantía ρ_b

de refuerzo que produce condiciones de deformación unitaria balanceada en flexión depende de la forma de la sección transversal y de la posición del refuerzo.

unitaria neta de tracción del refuerzo en condiciones de deformación unitaria balanceada. Para refuerzo Grado 420, y para todos los refuerzos preesforzados, se permite fijar el límite de deformación unitaria controlada por compresión en 0.002.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

R10.3.3 — La resistencia nominal a la flexión de un elemento se alcanza cuando la deformación unitaria en la fibra extrema en compresión alcanza el límite de deformación unitaria asumido de 0.003. La deformación unitaria neta de tracción ϵ_t es la deformación unitaria de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción en el estado de resistencia nominal, sin considerar las deformaciones unitarias debidas al preesforzado, flujo plástico, retracción y temperatura. La deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción se determina a partir de una distribución de deformaciones unitarias lineal en el estado de resistencia nominal, como se aprecia en la Fig. R10.3.3, usando triángulos semejantes.

Cuando la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción es suficientemente grande (igual o mayor a 0.005), la sección se define como controlada por tracción donde se puede esperar un claro aviso previo de falla

REGLAMENTO

COMENTARIO

con deflexión y agrietamiento excesivo. Cuando la deformación unitaria neta en tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción es pequeña (menor o igual al límite de deformación unitaria controlada por compresión), se puede esperar una condición de falla frágil, sin un claro aviso de una falla inminente. Los elementos sometidos a flexión en general son controlados por tracción, mientras que los elementos en compresión en general son controlados por compresión. Algunas secciones, como aquellas de carga axial pequeña y momento de flexión grande, tendrán deformaciones unitarias netas de tracción en el refuerzo de acero más traccionado entre los límites mencionados. Estas secciones se encuentran en una región de transición entre las secciones controladas por compresión y por tracción. En 9.3.2 se especifican los factores de reducción de resistencia adecuados para las secciones controladas por tracción y las controladas por compresión, y para los casos intermedios en la región de transición.

Con anterioridad al desarrollo de estas disposiciones, el límite de deformación unitaria por tracción para los elementos sometidos a flexión no estaba establecido, pero se encontraba implícito en la cuantía máxima de refuerzo a tracción dada como una fracción de ρ_b , que dependía de la resistencia a la fluencia del refuerzo. El límite de deformación unitaria neta de tracción de 0.005 para las secciones controladas por tracción se eligió de manera que fuera un valor único para todos los tipos de refuerzo de acero (preesforzado y no preesforzado) permitidos por este reglamento.

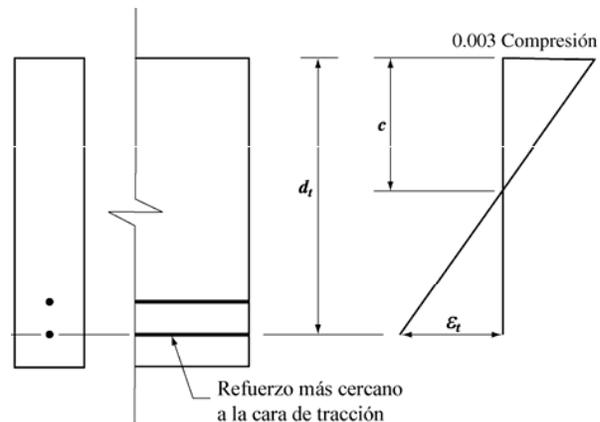


Fig. R10.3.3 — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción

A menos que se requieran niveles inusuales de ductilidad, el límite de 0.005 proporciona comportamiento dúctil para la mayoría de los diseños. Un caso que requiere un comportamiento dúctil mayor es el diseño para redistribución de momentos en pórticos y elementos continuos. En 8.4 se permite la redistribución de momentos negativos. Puesto que la redistribución de momentos depende de la adecuada ductilidad en las regiones de rótulas plásticas, la redistribución de momentos se limita a secciones que tienen una deformación unitaria neta de tracción de al menos 0.0075.

REGLAMENTO

COMENTARIO

10.3.4 — Las secciones son controladas por tracción si la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción, ε_t , es igual o mayor a 0.005,

justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0.003. Las secciones con ε_t entre el límite de deformación unitaria controlada

por compresión y 0.005 constituyen una región de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción.

10.3.5 — Para elementos no preesforzados en flexión y elementos no preesforzados con carga axial mayorada de

compresión menor a $0.10f'_cA_g$, ε_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0.004.

10.3.5.1 — Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para aumentar la resistencia de elementos sometidos a flexión.

10.3.6 — La resistencia axial de diseño φP_n de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\varphi P_{n,max}$ calculado usando la ecuación (10-1) ó (10-2).

10.3.6.1 — Para elementos no preesforzados con refuerzo en espiral que cumplan con 7.10.4, o para elementos compuestos que cumplan con 10.16:

$$\varphi P_{n(max)} = 0.85\varphi \left[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (10-1)$$

10.3.6.2 — Para elementos no preesforzados con estribos que cumplan con 7.10.5:

$$\varphi P_{n(max)} = 0.80\varphi \left[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (10-2)$$

10.3.6.3 — Para elementos preesforzados, la resistencia axial de diseño, φP_n , no debe tomarse mayor que 0.85 (para elementos con refuerzo en espiral) ó 0.80 (para elementos con estribos) de la carga axial de diseño con excentricidad nula φP_o .

10.3.7 — Los elementos sometidos a carga axial de compresión deben diseñarse para el momento máximo que puede acompañar a la carga axial. La fuerza axial mayorada P_u , a una excentricidad dada, no debe exceder

Para vigas con refuerzo en compresión, o vigas T, los efectos del refuerzo en compresión y las alas se deben considerar automáticamente en los cálculos para la deformación unitaria neta de tracción ε_t .

R10.3.5 — El objetivo de estas limitaciones es restringir la cuantía de refuerzo en vigas no preesforzadas a aproximadamente el mismo valor que se exigía en las ediciones anteriores al 2002 del reglamento. El límite de $0.75\rho_b$ tiene como resultado una deformación unitaria neta

de tracción en el acero extremo en tracción para el estado de resistencia nominal de 0.00376. El límite propuesto de 0.004 es levemente más conservador. Esta limitación no se aplica a elementos preesforzados.

R10.3.6 y R10.3.7 — Las excentricidades mínimas de diseño

incluidas en las ediciones de 1963 y 1971 del ACI 318 se suprimieron en la edición de 1977, excepto en lo referente a las consideraciones de los efectos de esbeltez en elementos sometidos a compresión con momentos muy pequeños o iguales a cero en sus extremos (véase 10.12.3.2). Originalmente las excentricidades mínimas especificadas estaban destinadas a servir como medio para reducir la resistencia de diseño a la carga axial de una sección en compresión pura, para responder a las excentricidades accidentales que no se habían considerado en el análisis y que

podrían existir en un elemento sometido a compresión, y reconocer que la resistencia del concreto puede ser menor que f'_c para cargas altas sostenidas. El principal propósito del requisito de exigir una excentricidad mínima era el de limitar la resistencia de diseño máxima a carga axial de un elemento sometido a compresión. Esto se hace ahora directamente en de la dada en 10.3.6. El momento máximo mayorado M_u debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con 10.10.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

10.3.6 limitando la resistencia de diseño a carga axial de una sección en compresión pura al 85 u 80% de la resistencia nominal. Estos porcentajes se aproximan a las resistencias frente a carga axial para las relaciones de excentricidad a la altura de 0.05 y 0.10, especificadas en las ediciones del ACI 318 anteriores para elementos con refuerzo en espiral y con estribos, respectivamente. La misma limitación de la carga axial se aplica tanto a elementos en compresión construidos en obra como a los prefabricados. Las ayudas de diseño y los programas computacionales que se basan en el requisito mínimo de excentricidad del ACI 318 de 1963 y de 1971 son igualmente aplicables.

Para elementos preesforzados, la resistencia de diseño a la carga axial en compresión pura se calcula por medio de los métodos de diseño por resistencia del Capítulo 10, incluyendo el efecto del preesforzado.

REGlamento

COMENTARIOS

Los momentos en los extremos de un elemento sometido a compresión deben considerarse en el diseño de elementos adyacentes sometidos a flexión. En estructuras arriostradas, los efectos de los momentos magnificados de extremo no necesitan considerarse en el diseño de las vigas adyacentes. En estructuras que no están arriostradas contra desplazamientos laterales, los momentos magnificados de los extremos deben considerarse en el diseño de elementos sometidos a flexión, tal como se especifica en 10.13.7.

Las columnas de esquina y otras que están expuestas a momentos conocidos que ocurren simultáneamente en dos direcciones deben diseñarse para flexión biaxial y carga axial. Métodos satisfactorios pueden encontrarse en el “ACI Design Handbook”^{10.4} y en el “CRSI Handbook”^{10.5}. El método de cargas recíprocas^{10.6} y el método del contorno de las cargas^{10.7} son los métodos usados en los dos manuales mencionados. Investigaciones^{10.8, 10.9} indican que el uso de las disposiciones del bloque rectangular de esfuerzos de 10.2.7 produce valores satisfactorios de la resistencia de secciones doblemente simétricas. Un cálculo simple y algo conservador de la resistencia nominal P_{ni} se puede obtener a partir de la relación de cargas recíprocas.^{10.6}

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

donde

- P_{ni} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.
- P_o = resistencia nominal a cargas axiales para excentricidad cero.
- P_{nx} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x .
- P_{ny} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y .

Esta relación es más adecuada cuando los valores P_{nx} y P_{ny} son mayores que la fuerza axial balanceada P_b para el eje en cuestión.

10.4 — Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión

10.4.1 — La separación entre los apoyos laterales de una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho b del ala o cara de compresión.

10.4.2 — Deben tomarse en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga al determinar la separación entre los apoyos laterales.

R10.4 — Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión

Ensayos^{10.10, 10.11} han demostrado que las vigas de concreto reforzado sin arriostramientos laterales, de cualquier dimensión razonable, aun cuando sean muy altas y angostas, no fallan prematuramente por pandeo lateral, siempre y cuando las vigas se carguen sin excentricidad lateral, la cual provoca torsión.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Las vigas sin arriostramientos laterales con frecuencia se cargan excéntricamente (“excentricidad lateral”) o con una ligera inclinación. Los esfuerzos y las deformaciones producidos por tales posiciones de la carga son perjudiciales

REGLAMENTO

COMENTARIOS

10.5 — Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión

10.5.1 — En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, excepto lo establecido en 10.5.2, 10.5.3 y 10.5.4, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s,min} = \sqrt{\frac{f'_c}{4f_y}} b_w d \quad (10-3)$$

pero no menor a $1.4b_w d/f_y$

10.5.2 — Para los elementos estáticamente determinados con el ala en tracción, $A_{s,min}$ no debe ser menor que el valor dado por la ecuación (10-3) reemplazando b_w por $2b_w$ o el ancho del ala, el que sea menor.

10.5.3 — Los requisitos de 10.5.1 y 10.5.2 no necesitan ser aplicados si en cada sección el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis.

10.5.4 — Para losas estructurales y cimentaciones de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por 7.12. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm.

en las vigas delgadas y altas, y este efecto es aún mayor a medida que aumenta la longitud sin apoyo. Pueden necesitarse apoyos laterales con espaciamientos menores de $50b$ debido a las condiciones de carga.

R10.5 — Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión

El requerimiento de una mínima cantidad de refuerzo se aplican a aquellas vigas que, por razones de arquitectura u otras, tienen sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia. Con una cantidad muy pequeña de refuerzo en tracción, el momento resistente calculado como sección de concreto reforzado, usando un análisis de sección fisurada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de concreto simple, calculada a partir de su módulo de rotura. La falla en este caso puede ser repentina.

Para evitar dicha falla, en 10.5.1 se requiere una cantidad mínima de refuerzo de tracción, tanto en las regiones de momento positivo como negativo. Cuando se usan concretos con resistencias superiores a 35 MPa, el valor $1.4/f_y$ usado previamente puede no ser suficiente. El valor dado por la ecuación (10-3) da la misma cantidad que $1.4 f_y$ para f'_c

igual a 31.4 MPa. Cuando el ala de una sección está en tracción, la cantidad de refuerzo de tracción necesaria para hacer que la resistencia de una sección de concreto reforzado sea igual a la de una sección no reforzada es alrededor del doble de la correspondiente a una sección rectangular o es la correspondiente a la sección con alas, con el ala en compresión. Una mayor cantidad de refuerzo de tracción mínima es necesaria, particularmente para voladizos y otros elementos estáticamente determinados donde no existe la posibilidad de redistribuir los momentos.

R10.5.3 — El refuerzo mínimo requerido por la ecuación (10-3) debe proporcionarse dondequiera que se necesite refuerzo, excepto cuando dicho refuerzo sea 1/3 mayor que el requerido por el análisis. Esta excepción proporciona suficiente refuerzo adicional en elementos grandes en los cuales la cantidad requerida por 10.5.1 ó 10.5.2 es excesiva.

R10.5.4 — La cantidad mínima de refuerzo requerido para losas debe ser igual a la cantidad que se requiere en 7.12 como refuerzo de retracción y temperatura.

En el contexto de esta sección, las losas que se apoyan en el suelo no se consideran losas estructurales, a menos que transmitan cargas verticales de otras partes de la estructura al suelo. El refuerzo de losas apoyadas en el suelo, si existe, debe ser diseñado con la debida consideración a todas las fuerzas de diseño. Las losas de cimentación y otras losas que ayudan al soporte vertical de la estructura deben cumplir con los requisitos de esta sección.

REGLAMENTO**COMENTARIO**

Al reevaluar el tratamiento global de 10.5, el espaciamiento máximo del refuerzo de losas estructurales (incluyendo zapatas) se redujo desde **5h** para el refuerzo de retracción y

REGLEMENTO

CONTENIDARIO

10.6 — Distribución del refuerzo de flexión en vigas y losas en una dirección

10.6.1 — Esta sección establece reglas para la distribución del refuerzo a flexión a fin de controlar el agrietamiento por flexión en vigas y en losas en una dirección (losas reforzadas para resistir los esfuerzos de flexión en una sola dirección).

10.6.2 — La distribución del refuerzo a flexión en losas en dos direcciones se debe hacer de acuerdo con las disposiciones de 13.3.

10.6.3 — El refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima a flexión de la sección transversal de un elemento, según los requisitos de 10.6.4.

10.6.4 — El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s = 380 \left(\frac{280}{f} \right) - 2.5c_c \quad (10-4)$$

pero no mayor que $300(280/f_s)$, donde c_c es la menor

temperatura a un valor de compromiso de $3h$, que es ligeramente mayor que el límite $2h$ de 13.3.2 para sistemas de losas en dos direcciones.

R10.6 — Distribución del refuerzo de flexión en vigas y losas en una dirección

R10.6.1 — Muchas estructuras diseñadas por el método de esfuerzos admisibles y con esfuerzos bajos en el refuerzo cumplieron con las funciones a las que se les destinó, con un agrietamiento muy pequeño debido a la flexión. Cuando se usan aceros de alta resistencia con niveles de esfuerzos grandes por cargas de servicio, sin embargo, deben esperarse fisuras visibles, y es necesario tomar precauciones en el detallado del refuerzo con el objeto de controlarlas. Por razones de durabilidad y estética, son preferibles muchas fisuras muy finas que pocas fisuras gruesas.

El control del agrietamiento es particularmente importante cuando se utiliza refuerzo con una resistencia a la fluencia superior a 280 MPa. Las buenas prácticas actuales de detallado del refuerzo generalmente conducirán a un adecuado control del agrietamiento, aun cuando se utilice refuerzo con una resistencia a la fluencia de 420 MPa.

Exhaustivos trabajos de laboratorio^{10.12-10.14} realizados con barras corrugadas, confirmaron que el ancho de grieta debido a las cargas de servicio es proporcional al esfuerzo en el acero. Sin embargo, se encontró que las variables significativas que reflejan el detallado del refuerzo son el espesor del recubrimiento de concreto y la separación del refuerzo.

El ancho de grieta está inherentemente sujeto a una amplia dispersión, incluso en el cuidadoso trabajo de laboratorio, y está influido por la retracción y otros efectos que dependen del tiempo. El mejor control de grieta se obtiene cuando el refuerzo está bien distribuido en la zona de máxima tracción del concreto.

R10.6.3 — Varias barras con un espaciamiento moderado son mucho más efectivas para controlar el agrietamiento que una o dos barras de gran diámetro de un área equivalente.

R10.6.4 — Esta sección fue actualizada en la edición de 2005 para tener en cuenta esfuerzos de servicio más altos que ocurren en el refuerzo de flexión cuando se utilizan las combinaciones de carga introducidas en el reglamento de 2002. El espaciamiento máximo de las barras se establece en

forma directa para controlar la fisuración^{10.15-10.17} Para el caso

común de una viga reforzada con acero con resistencia a la fluencia de 420 MPa y 50 mm de recubrimiento libre del refuerzo principal, con $f_s = 280$ MPa, el espaciamiento

REGlamento**COMentarios**

distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una

máximo es 250 mm.

El ancho de fisura en estructuras es altamente variable. En

REGLAMENTO

sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más

cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe ser obtenido con base en el momento no mayorado. Se puede tomar f_s como $2/3$ de f_y .

10.6.5 — Las disposiciones de 10.6.4 no son suficientes para estructuras que quedan expuestas a medios muy agresivos, o cuando se diseñan para ser impermeables. Para tales estructuras se requieren precauciones e investigaciones especiales.

10.6.6 — Cuando las alas de las vigas T están en tracción, parte del refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse sobre un ancho efectivo del ala como el definido en 8.10 o un ancho igual a $1/10$ de la luz, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede de $1/10$ de la luz, se debe colocar algún refuerzo longitudinal en las zonas más externas del ala.

COMENTARIO

ediciones del reglamento anteriores a 1999, se daban disposiciones para la distribución del refuerzo que estaban basados en ecuaciones empíricas usando un ancho de grieta

calculado de 0.4 mm. Las disposiciones actuales para el

espaciamiento intentan limitar el agrietamiento superficial a un ancho que es generalmente aceptable en la práctica pero que puede variar ampliamente dentro de una estructura dada.

La influencia de las grietas en la corrosión es un tema controvertido. Las investigaciones^{10.18,10.19} muestran que la corrosión no está claramente relacionada con el ancho de grieta superficial en los rangos normalmente encontrados en los esfuerzos del refuerzo a nivel de cargas de servicio. Por esta razón, se ha eliminado la distinción entre exposición interior y exterior.

R10.6.5 — A pesar de que se han realizado numerosos estudios, no se dispone de evidencia experimental clara respecto al ancho de la grieta a partir del cual existe peligro de corrosión. Las pruebas de exposición indican que la calidad del concreto, la compactación adecuada y el apropiado recubrimiento de concreto pueden ser más importantes para la protección contra la corrosión que el ancho de grieta en la superficie del concreto.

R10.6.6 — En grandes vigas T, la distribución del refuerzo negativo para el control del agrietamiento debe tomar en cuenta dos condiciones: (1) un espaciamiento grande del refuerzo en el ancho efectivo del ala puede provocar la formación de grietas anchas en la losa cerca del alma, y (2) espaciamiento cercano en la vecindad del alma deja sin protección las zonas exteriores del ala. La limitación de $1/10$ sirve para evitar que haya un espaciamiento muy grande, al tiempo que proporciona un poco de refuerzo adicional necesario para proteger las zonas exteriores del ala.

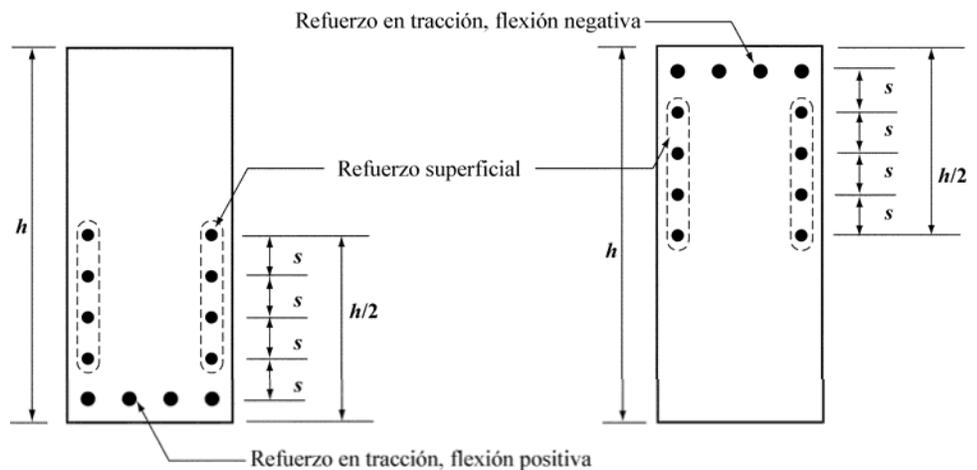


Fig. R10.6.7 — Refuerzo superficial para vigas y vigaletas con $h > 900$ mm

10.6.7 — Donde h de una viga o vigaleta sea mayor de 900 mm, debe colocarse refuerzo superficial longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras laterales del elemento dentro de una distancia $h/2$ cercana a la cara de tracción. El espaciamiento s debe ser el indicado en

R10.6.7 — En elementos relativamente altos sometidos a flexión debe colocarse algún refuerzo longitudinal cerca de las caras verticales en la zona de tracción, con el fin de controlar el agrietamiento en el alma^{10.20-10.21} (véase la Fig. R10.6.7). Si no se coloca dicho acero auxiliar, el ancho de las grietas dentro del alma puede exceder el ancho de las grietas a

REGLAMENTO**COMENTARIO**

10.6.4, donde c_c es la menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de preesfuerzo, superficial a la cara lateral del elemento. Se puede incluir tal refuerzo en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambres individuales.

10.7 — Vigas de gran altura

10.7.1 — Las vigas de gran altura son elementos cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta de manera que se pueden desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los soportes, y tienen:

- (a) luz libre, A_n , igual o menor a cuatro veces la altura total del elemento, o
- (b) regiones con cargas concentradas a menos de dos veces la altura del elemento medido desde la sección de apoyo.

Las vigas de gran altura deben ser diseñadas considerando la distribución no lineal de las deformaciones unitarias o bien el Apéndice A (Véase también 11.8.1 y 12.10.6). Debe tenerse en cuenta el pandeo lateral.

10.7.2 — V_n para vigas de gran altura debe estar de acuerdo con 11.8.

10.7.3 — El área mínima de refuerzo a tracción, $A_{s,min}$, debe cumplir con las disposiciones de 10.5.

10.7.4 — El refuerzo mínimo horizontal y vertical en las caras laterales de vigas de gran altura sometidas a flexión debe cumplir con A.3.3 ó 11.8.4 y 11.8.5.

10.8 — Dimensiones de diseño para elementos a compresión**10.8.1 — Elementos en compresión aislados con espirales múltiples**

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión, con dos o más espirales entrelazados, debe tomarse a una distancia fuera de los límites extremos de los espirales igual al recubrimiento mínimo del concreto requerido en 7.7.

nivel del refuerzo de tracción por flexión. Esta sección fue modificada en la edición de 2005 para hacer el espaciamiento del refuerzo superficial consistente con el de refuerzo a flexión. No se especifica el tamaño del refuerzo superficial; investigaciones han indicado que el espaciamiento más que el tamaño de las barras es de primordial importancia.^{10,21} Típicamente se colocan barras desde No. 10 hasta No. 16 (o refuerzo electrosoldado de alambre con un área mínima de 210 mm² por m de altura).

En los casos en que las disposiciones para vigas de gran altura, muros, o paneles prefabricados requieran más refuerzo, tales disposiciones (junto con sus requisitos de espaciamiento) deben tener prioridad.

R10.7 — Vigas de gran altura

La relación entre la luz y la altura usada para definir las vigas de gran altura en los reglamentos de 1999 y anteriores, se basaba en publicaciones de los años 1946 y 1953. Las definiciones para las vigas de gran altura dadas en 10.7.1 y 11.8.1 de esos reglamentos anteriores eran diferentes entre sí y diferentes a la definición del presente reglamento la cual se basan en el comportamiento de la región-D (véase Apéndice A). Las definiciones para las vigas de gran altura en 10.7.1 y 11.8.1 son consistentes entre si y difieren con la definición introducida en 2002, la cual está basada en el comportamiento de la región-D (véase el Apéndice A). A partir del 2002, las definiciones de vigas de gran altura en 10.7.1 y 11.8.1 son congruentes entre si.

Este reglamento no contiene requisitos detallados para diseñar por flexión vigas de gran altura, excepto que debe considerarse la variación no lineal de la distribución de deformaciones unitarias y el pandeo lateral. Recomendaciones para el diseño por flexión de vigas de gran altura se dan en las referencias 10.22, 10.23 y 10.24.

R10.8 — Dimensiones de diseño para elementos a compresión

En la edición de 1971 del ACI 318, las dimensiones mínimas para elementos sometidos a compresión fueron eliminadas, con el objeto de permitir un uso más amplio de los elementos en compresión de concreto reforzado con dimensiones menores en estructuras ligeramente cargadas, tales como edificios livianos de oficinas y edificios de baja altura para vivienda. El ingeniero debe reconocer la necesidad de una mano de obra cuidadosa, así como el aumento en importancia de los esfuerzos por retracción en las secciones pequeñas.

REGLAMENTO

10.8.2 — Elementos en compresión construidos monolíticamente con muros

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión con espirales o estribos, construido monolíticamente con un muro o pilar de concreto, no deben tomarse a más de 40 mm fuera de la espiral o estribos de dicho elemento.

10.8.3 — Elementos en compresión de sección circular equivalente

En lugar de utilizar el área bruta para el diseño de un elemento sometido a compresión de sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, se permite utilizar una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real. El área bruta considerada, las cuantías requeridas de refuerzo y la resistencia de diseño deben basarse en dicha sección circular.

10.8.4 — Límites de la sección

Para un elemento a compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, se permite emplear un área

efectiva reducida A_g , no menor que la mitad del área

total, con el fin de determinar el refuerzo mínimo y la resistencia, esta disposición no se aplica en regiones de riesgo sísmico alto.

10.9 — Límites del refuerzo de elementos a compresión

10.9.1 — El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.08A_g$.

COMENTARIO

R10.8.2, R10.8.3, R10.8.4 — En el diseño de columnas,^{10.23} las disposiciones del reglamento respecto a la cantidad de refuerzo vertical y en espiral se basan en el área de la sección total de la columna y en el área del núcleo, y la resistencia de diseño de la columna se basa en el área total de la sección de ésta. Sin embargo, en algunos casos el área total es mayor que la necesaria para resistir la carga mayorada. La idea básica de 10.8.2, 10.8.3, y 10.8.4 es que resulta adecuado diseñar una columna de dimensiones suficientes para resistir la carga mayorada, y después simplemente agregar concreto alrededor de la sección diseñada sin aumentar el refuerzo para que esté dentro de los porcentajes mínimos requeridos por 10.9.1. No debe considerarse que el concreto adicional resiste la carga; no obstante, los efectos del concreto adicional sobre la rigidez del elemento se deben incluir en el análisis estructural. Los efectos del concreto adicional también se deben tomar en cuenta en el diseño de otras partes de la estructura, que interactúan con el elemento de sección incrementada.

R10.9 — Límites del refuerzo de elementos a compresión

R10.9.1 — Esta sección establece los límites para la cantidad de refuerzo longitudinal de elementos en compresión no compuestos. Si el uso de porcentajes altos de refuerzo implica algún tipo de dificultad en la colocación del concreto debe considerarse un porcentaje más bajo y por lo tanto, una columna más grande, u concreto o refuerzo de mayor resistencia (véase R9.4). Usualmente, el porcentaje de refuerzo para las columnas no debe exceder del 4% si las barras de éstas van a estar empalmadas por traslapo.

Refuerzo mínimo. Dado que los métodos de diseño para columnas contienen términos separados para las cargas resistidas por el concreto y por el refuerzo, es necesario especificar una cantidad mínima de refuerzo para asegurarse que únicamente las columnas de concreto reforzado se diseñen con estos procedimientos. El refuerzo es necesario para proporcionar la resistencia a la flexión que pueda existir independientemente de que los cálculos muestren que existe o no flexión, y para reducir los efectos de flujo plástico y retracción del concreto bajo esfuerzos de compresión sostenidos. Ensayos han demostrado que el flujo plástico y la retracción tienden a transmitir la carga desde el concreto al refuerzo, con el aumento consecuente del esfuerzo en el refuerzo, y que este aumento es mayor a medida que

REGLAMENTO

COMENTARIO

10.9.2 — El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares, 3 para barras dentro de estribos triangulares y 6 para barras rodeadas por espirales, que cumplan con 10.9.3.

10.9.3 — La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, ρ_s , no debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (10-5)$$

donde el valor de f_{yt} a usar en la ecuación (10-5) no debe ser mayor de 700 MPa. Para f_{yt} mayor de 420 MPa, no deben usarse empalmes por traslapo de acuerdo con

disminuye la cantidad de refuerzo. A menos que se le imponga un límite inferior a esta cuantía el esfuerzo en el refuerzo puede llegar al nivel de fluencia bajo cargas de servicio sostenidas. En el informe del Comité ACI-105,^{10.26} se hizo hincapié en este fenómeno y se recomendaron porcentajes mínimos de refuerzo de 0.01 y 0.005 para columnas con espirales y con estribos, respectivamente. Sin embargo, en todas las ediciones del ACI 318 desde 1936 la cuantía mínima ha sido 0.01 para ambos tipos de refuerzo lateral en las columnas.

Refuerzo máximo. La gran cantidad de ensayos de la investigación de columnas del ACI^{10.26} incluyeron cuantías de refuerzo no mayores de 0.06. Aunque otras pruebas, con cuantías hasta del 17% en forma de barras produjeron resultados semejantes a los obtenidos previamente, es necesario observar que las cargas en estas pruebas se aplicaron a través de placas de apoyo en los extremos de las columnas, minimizando o evitando el problema de transmitir una cantidad proporcional de las cargas a las barras. El Comité ACI 105^{10.26} recomendó cuantías máximas de 0.08 y 0.03 para columnas con espirales y con estribos respectivamente. En el reglamento de 1936 este límite se estableció en 0.08 y 0.04 respectivamente. En la edición de 1956, el límite para columnas con estribos a flexión se incrementó a 0.08. Desde el reglamento de 1963 se requiere que la flexión se tome en cuenta en el diseño de todas las columnas y la cuantía máxima de 0.08 se ha aplicado a ambos tipos de columnas. Este límite puede considerarse como un máximo práctico para el refuerzo, en términos de economía y de requisitos de colocación.

R10.9.2 — Para elementos a compresión, se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando las barras están rodeadas por estribos rectangulares o circulares. Para otras geometrías, debe proporcionarse una barra en cada vértice o esquina y debe proveerse el refuerzo lateral apropiado. Por ejemplo, las columnas triangulares con estribos requieren tres barras longitudinales, una en cada vértice de los estribos triangulares. Para barras rodeadas por espirales se requieren seis barras como mínimo.

Cuando el número de barras en una disposición circular es menor de ocho, la orientación de las barras afecta la resistencia a momento de columnas cargadas excéntricamente y esto debe considerarse en el diseño.

R10.9.3 — El efecto del refuerzo en espiral de aumentar la capacidad de carga del concreto dentro del núcleo, no se manifiesta sino hasta que la columna ha sido sometida a una carga y a una deformación suficiente para provocar el

descascamiento del recubrimiento de concreto exterior al

núcleo. La cantidad de refuerzo en espiral que requiere la ecuación (10-5) pretende proporcionar una capacidad de carga adicional, para columnas cargadas concéntricamente, igual o ligeramente mayor que la resistencia perdida al descascarse el recubrimiento. Este principio lo recomendó el Comité ACI 7.10.4.5(a).

REGlamento**COMENTARIO**

105^{10.26} y ha formado parte del reglamento desde 1963. En el informe del Comité ACI 105 se presenta la deducción de la ecuación (10-5). Las pruebas y experiencias demuestran que

REGLAMENTO

COMENTARIOS

10.10 — Efectos de esbeltez en elementos a compresión

10.10.1 — Excepto en lo permitido en 10.10.2, el diseño de elementos a compresión, vigas de arriostramiento, y otros elementos de apoyo debe estar basado en las fuerzas y momentos mayorados obtenidos a partir de un análisis de segundo orden considerando la no linealidad del material y el agrietamiento, así como también los efectos de la curvatura del elemento y del desplazamiento lateral, la duración de las cargas, la retracción y flujo plástico, y la interacción con la cimentación. Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis no deben apartarse más del 10 % de las dimensiones mostradas en los planos de construcción, de lo contrario debe repetirse el análisis. El procedimiento de análisis debe haber demostrado que genera predicciones de la resistencia que están de acuerdo con la manera sustancial con ensayos de amplio alcance de columnas en estructuras estáticamente indeterminadas de

concreto reforzado.

10.10.2 — Como alternativa al procedimiento prescrito en 10.10.1, se permite basar el diseño de elementos a compresión, vigas de arriostramiento, y otros elementos de apoyo en las fuerzas axiales y momentos obtenidos a partir de los análisis descritos en 10.11.

las columnas que contienen la cantidad de refuerzo en espiral especificado en esta sección presentan gran resistencia y ductilidad. Investigaciones^{10.27-10.29} han indicado que refuerzo con resistencia a la fluencia de 700 MPa puede ser utilizado para confinamiento. Para el reglamento de 2005, el límite a la resistencia a la fluencia del refuerzo en espiral fue aumentado de 420 MPa a 700 MPa.

R10.10 — Efectos de esbeltez en elementos a compresión

Las disposiciones por efectos de esbeltez para elementos y estructuras a compresión se revisaron en el reglamento de 1995 para reflejar de una forma más apropiada el uso del análisis de segundo orden y para mejorar el ordenamiento de las disposiciones referidas a estructuras arriostradas y a estructuras no arriostradas.^{10.30} En 10.10.1 se permite el uso de análisis refinados no lineales de segundo orden. 10.11, 10.12 y 10.13 presentan un método de diseño aproximado basado en el método tradicional de magnificación de momentos. Para estructuras con desplazamiento lateral, el momento magnificado por desplazamiento $\delta_s M_s$ puede calcularse

usando un análisis elástico de segundo orden, una aproximación a dicho análisis, o utilizando el magnificador de momento tradicional.

R10.10.1 — Se colocan dos límites al uso del análisis refinado de segundo orden. Primero, la estructura analizada debe tener elementos similares a los de la estructura final. Si los elementos en la estructura final tienen dimensiones transversales que difieren en más de 10% de las supuestas en el análisis, deben calcularse las nuevas propiedades del elemento y repetirse el análisis. Segundo, el procedimiento refinado de análisis de segundo orden debe haber demostrado que predice las cargas últimas dentro de un margen de 15% de aquellas obtenidas en ensayos de estructuras de concreto reforzado estáticamente indeterminadas. Como mínimo, la comparación debe incluir ensayos de columnas en pórticos planos arriostrados, pórticos no arriostrados y pórticos con columnas de diferentes rigideces. Para tomar en cuenta la variabilidad de las propiedades reales de los elementos y del análisis, las propiedades de los elementos usados en el análisis deben ser multiplicados por un factor de reducción de la

rigidez ϕ_k menor que uno. Para ser consistente con el análisis

de segundo orden de 10.13.4.1, el factor de reducción de la rigidez, ϕ_k , puede tomarse como 0.80. El concepto de un

factor de reducción de la rigidez ϕ_k se discute en R10.12.3

R10.10.2 — Como alternativa al análisis refinado de segundo orden de 10.10.1, el diseño puede basarse en un análisis elástico y en el enfoque de magnificación de momentos.^{10.31}
^{10.32} Para estructuras con desplazamiento lateral los momentos magnificados por desplazamiento pueden ser calculados usando un análisis elástico de segundo orden basado en valores realistas de la rigidez. Véase R10.13.4.1

REGLAMENTO

COMENTARIO

10.11 — Momentos magnificados —

R10.11 — Momentos magnificados —

REGlamento

COMentarios

Generalidades

Generalidades

10.11.1 — Las fuerzas axiales mayoradas P_u , los momentos mayorados M_1 y M_2 en los extremos de la columna, y, cuando se requiera, la deriva (desplazamiento lateral relativo) del entrepiso, Δ_o , deben ser calculadas a través de un análisis estructural elástico de primer orden tomando en cuenta el efecto en las propiedades de la sección de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de la duración de las cargas. Alternativamente, se permite usar las siguientes propiedades para los elementos en la estructura.

- (a) Módulo de elasticidad E_c de 8.5.1
- (b) Momentos de inercia, I
 - Vigas **0.35** I_g
 - Columnas **0.70** I_g
 - Muros – no agrietados **0.70** I_g
 - agrietados **0.35** I_g
 - Placas planas y losas planas **0.25** I_g
- (c) Área **1.0** A_g

En (b), I debe dividirse por $(1 + \beta_d)$ cuando actúen cargas laterales sostenidas, o para verificaciones de estabilidad hechas de acuerdo con 10.13.6. Para pórticos arriostrados, β_d es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida mayorada y la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma combinación de carga. Para pórticos no arriostrados excepto lo especificado en 10.13.6, β_d es la relación entre el máximo cortante

Esta sección describe un procedimiento aproximado de diseño el cual usa el concepto de magnificador de momento para tomar en cuenta los efectos de la esbeltez. Los momentos calculados a través de un análisis ordinario de primer orden son multiplicados por un “magnificador de momento”, el cual es función de la fuerza axial mayorada P_u y de la carga

crítica de pandeo P_c de la columna. Las estructuras con y sin

desplazamiento lateral son tratadas separadamente en 10.12 y 10.13 respectivamente. Las disposiciones aplicables tanto a columnas con y sin desplazamiento lateral se presentan en 10.11. Un análisis de primer orden es un análisis elástico que no incluye el efecto en las fuerzas internas provocado por los desplazamientos.

R10.11.1 — Las rigideces EI usadas en un análisis elástico

para diseño por resistencia deben representar las rigideces de los elementos inmediatamente antes de la falla. Esto es particularmente cierto para un análisis de segundo orden, el cual debe predecir las deformaciones a niveles cercanos a la carga última. Los valores de EI no deben estar basados completamente en la relación momento-curvatura para la sección más cargada a lo largo del elemento. En vez de lo anterior, ellos debieran corresponder a la relación momento-rotación en el extremo para el elemento completo.

Los valores alternativos para E_c , I_g y A_g dados en 10.11.1

han sido escogidos con base en resultados de ensayos de estructuras y de análisis, e incluyen una holgura debida a la

variabilidad de las deformaciones calculadas. El módulo de elasticidad del concreto E_c está basado en la resistencia especificada del concreto a la compresión, mientras que los desplazamientos laterales son función de la resistencia media del concreto, que es mayor. Los momentos de inercia fueron tomados como 0.875 veces de aquellos de la Referencia 10.33. Estos dos efectos producen una sobreestimación de las deformaciones de segundo orden en el rango de 20 a 25 por ciento ϕ_k que puede ser de 0.80 un factor de reducción de

estabilidad. El concepto de un factor de reducción de la rigidez ϕ_k se discute en R10.12.3

El momento de inercia de vigas T debe estar basado en el ancho efectivo del ala definido en 8.10. En general, es

suficientemente preciso tomar I_g para un viga T como dos veces el I_g del alma, $2(b_w h^3 / 12)$

REGLAMENTO

COMENTARIO

sostenido mayorado del piso y el máximo cortante mayorado en ese piso.

Si los momentos y cortantes mayorados, obtenidos a partir de un análisis considerando el momento de inercia de un muro igual a $0.70I_g$ indican, sobre la base del módulo de rotura,

que el muro se agrietará en flexión, el análisis debiera ser repetido con $I = 0.35I_g$ en aquellos pisos en los cuales se ha

anticipado agrietamiento bajo las cargas mayoradas.

Los valores alternativos para los momentos de inercia dados

REGlamento

CONTENIDARIO

en 10.11.1 fueron derivados para elementos no preesforzados. Para elementos preesforzados, los momentos de inercia pueden diferir de los valores de 10.11.1 dependiendo de la cantidad, ubicación, y tipo de refuerzo y del grado de agrietamiento previo al estado último. Los valores de rigidez para elementos de concreto preesforzado debieran incluir una holgura por la variabilidad de las rigideces.

Las secciones 10.11 a la 10.13 proporcionan requisitos de resistencia y suponen que el análisis estructural se hará usando cargas mayoradas. Los análisis de desplazamiento, vibraciones y períodos del edificio son necesarios para varios niveles de carga de servicio (no mayoradas)^{10.34,10.35} para determinar el funcionamiento de la estructura y para estimar las fuerzas de viento en laboratorios de túneles de viento. El cortante basal sísmico está también basado en los períodos de vibración para las cargas de servicio. Las cargas y deformaciones de servicio magnificadas obtenidas de un análisis de segundo orden deben ser calculadas también usando cargas de servicio. Los momentos de inercia de los elementos estructurales en un análisis para cargas de servicio debieran, por lo tanto, ser representativos del grado de agrietamiento para los diferentes niveles de carga de servicio investigados. A menos que se cuente con un estimativo más preciso del grado de agrietamiento a nivel de la carga de servicio, resulta satisfactorio utilizar en el análisis para cargas de servicio $1/0.70 = 1.43$ veces los momentos de inercia dados en 10.11.1.

El caso poco común de cargas laterales sostenidas puede existir, por ejemplo, si se presentan cargas laterales permanentes producto de empujes de tierra diferentes en dos lados de un edificio.

10.11.2 — Se puede tomar el radio de giro, r , igual a 0.3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares y 0.25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión. Para otras formas, se permite calcular r para la sección bruta de concreto.

10.11.3 — Longitud no apoyada de elementos en compresión

10.11.3.1 — La longitud no apoyada de un elemento en compresión, A_u , debe tomarse como la distancia libre entre losas de piso, vigas, u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando.

10.11.3.2 — Cuando existan capiteles o cartelas en las columnas, A_u debe medirse hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

10.11.4 — Las columnas y pisos en una estructura deben ser diseñados como columnas y pisos con desplazamiento (no arriostrados) o sin desplazamiento lateral (arriostrados). El diseño de columnas en estructuras o pisos sin desplazamiento lateral (arriostrados) debe basarse en 10.12. El diseño de

R10.11.4 — El método de diseño por magnificación de momentos requiere que el diseñador distinga entre estructuras sin desplazamiento lateral (arriostradas), que son diseñadas de acuerdo con 10.12, y estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) que son diseñadas de acuerdo con 10.13. Frecuentemente, esto se puede hacer por inspección

REGULAMENTO

columnas en estructuras o pisos con desplazamiento lateral (no arriostrados) debe basarse en 10.13.

10.11.4.1 — Se permite suponer como arriostrada (sin desplazamiento lateral) una columna dentro de una estructura, si el incremento en los momentos extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5 % de los momentos extremos de primer orden.

10.11.4.2 — También se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un piso en la estructura si:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} A_c} \quad (10-6)$$

es menor o igual a 0.05, donde $\sum P_u$ y V_{us} son la carga

vertical total y el cortante horizontal mayorados en el piso, respectivamente, en el piso bajo consideración y Δ_o es el desplazamiento lateral relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us} .

10.11.5 — Cuando un elemento individual en compresión dentro de una estructura tiene una esbeltez kA_u/r mayor a 100, debe usarse 10.10.1 para calcular las fuerzas y momentos en la estructura.

10.11.6 — Para elementos a compresión sometidos a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento respecto a cada eje debe ser magnificado separadamente sobre la base de las condiciones de restricción correspondientes a dicho eje.

10.12 — Momentos magnificados — Estructuras sin desplazamiento lateral

CONTENIDARIO

comparando la rigidez lateral total de las columnas en un piso con aquella de los elementos de arriostramiento. Se puede suponer por inspección que un elemento en compresión está arriostrado si está ubicado en un piso en el cual los elementos de arriostramiento (muros de cortante, cerchas, u otros elementos de arriostramiento lateral) tienen una rigidez lateral suficiente para resistir las deformaciones laterales del piso, a tal grado que los desplazamientos laterales resultantes no son lo suficientemente grandes para afectar sustancialmente la resistencia de la columna. Si no es inmediatamente evidente por inspección, 10.11.4.1 y 10.11.4.2 presentan dos maneras para hacer esto. En 10.11.4.1, se indica que un piso dentro de una estructura se considera como sin desplazamiento lateral si el aumento en los momentos por cargas laterales resultante del efecto $P\Delta$ no excede de un 5% de los momentos de primer orden. En 10.11.4.2 se presenta un método alternativo

para determinar esto sobre la base del índice de estabilidad de un piso Q . Al calcular Q , $\sum P_u$ debe corresponder al caso de carga lateral para el cual $\sum P$ es máximo. Debe notarse

que una estructura puede ^u contener pisos con y sin desplazamiento lateral. Este chequeo no es aplicable cuando V_{us} es cero.

Si los desplazamientos por carga lateral de la estructura han sido calculados usando cargas de servicio y los momentos de inercia para carga de servicio dados en 10.11.1, se permite calcular Q en la ecuación (10-6) usando 1.2 veces la suma de las cargas gravitacionales de servicio, el cortante del piso para cargas de servicio, y 1.43 veces las deflexiones de primer orden del piso para carga de servicio.

R10.11.5 — Se impone un límite superior a la relación de esbeltez para columnas diseñadas por el método del magnificador de momento de 10.11 a 10.13. No se impone un límite similar si el diseño se realiza de acuerdo con 10.10.1.

El límite $kA_u/r = 100$ representa el rango superior de los ensayos de elementos de compresión esbeltos en pórticos.

R10.11.6 — Cuando existe flexión biaxial en un elemento a compresión, se deben magnificar los momentos calculados para cada eje principal. Los factores de magnificación δ se calculan considerando la carga crítica de pandeo P_c para cada eje separadamente, sobre la base de la longitud efectiva kA_u y la rigidez EI correspondiente. Si las capacidades de

pandeo son diferentes para cada eje, resultarán diferentes factores de magnificación.

10.12.1 — Para elementos a compresión en estructuras sin desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva, k , debe tomarse igual a 1.0, a menos que se demuestre por análisis que se justifica un valor más bajo. El cálculo

REGLAMENTO

COMENTARIO

R10.12 — Momentos magnificados — Estructuras sin desplazamiento lateral

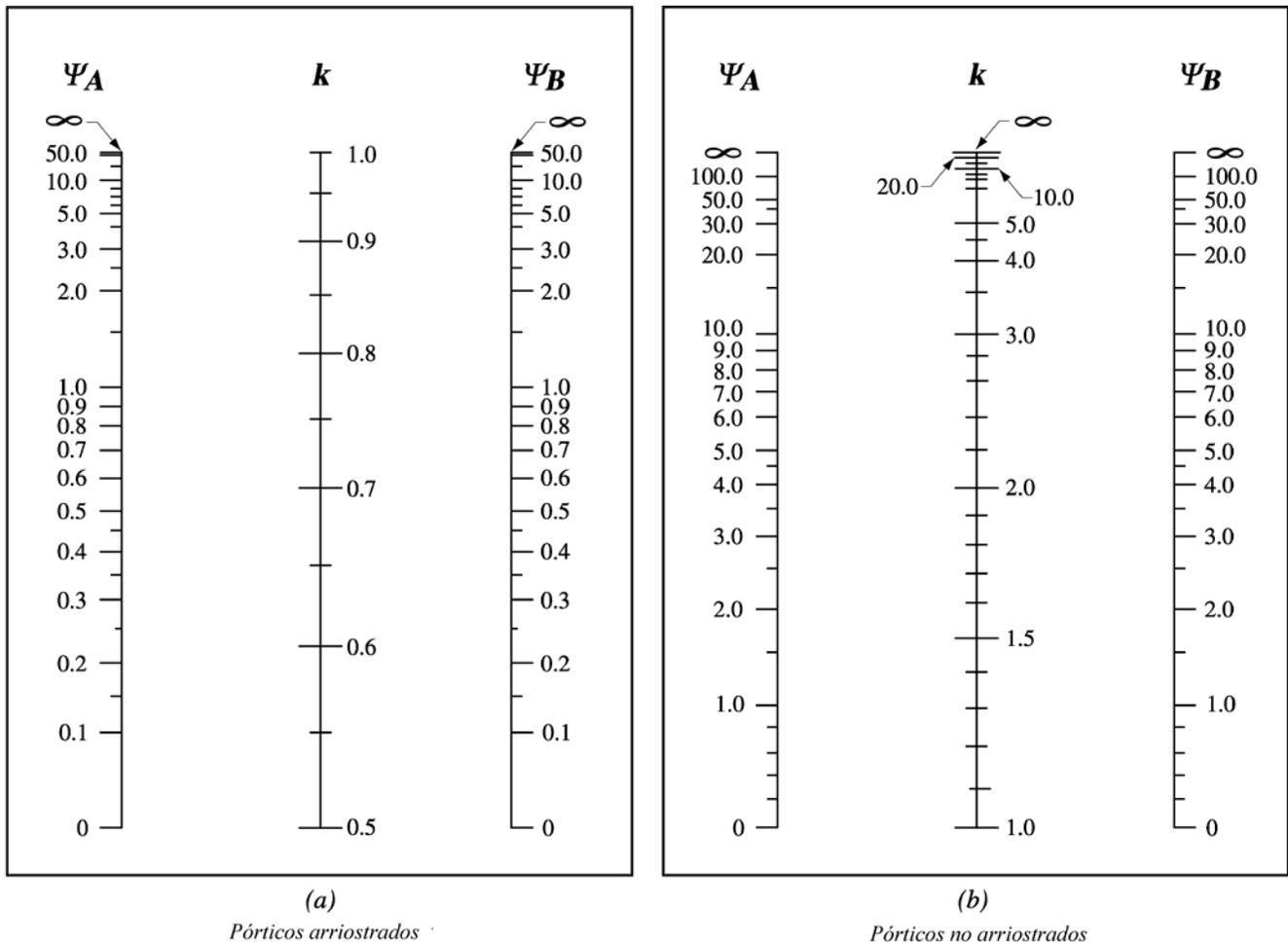
de k debe basarse en los valores de E_c e I dados en 10.11.1.

R10.12.1 — Las ecuaciones para el magnificador de momento fueron derivadas para columnas articuladas en sus extremos y deben ser modificadas para tomar en cuenta el efecto de las restricciones en los bordes. Esto se hace usando una “longitud efectiva” kA_u en el cálculo de P_c .

REGLAMENTO

COMENTARIO

COMENTARIO



(a) Pórticos arriostrados

(b) Pórticos no arriostrados

Ψ = relación de $\Sigma(EI/A_c)$ de los elementos a compresión con respecto a $\Sigma(EI/A)$ de los elementos a flexión en el mismo plano en un extremo del elemento a compresión
 A = luz del elemento a flexión medida centro a centro de los apoyos

Fig. R10.12.1 — Factores de longitud efectiva, k

La principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectiva k son los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland (Fig. R10.12.1) los que permiten la determinación gráfica de k para una columna de sección transversal constante en un pórtico con varios vanos.^{10.36, 10.37}

La longitud efectiva es función de la rigidez relativa en cada extremo del elemento en compresión. Los estudios han indicado que deben considerarse los efectos de diferentes cuantías de refuerzo de vigas y columnas y el agrietamiento de la viga en la determinación de la rigidez relativa en el nudo. Al determinar ψ para su uso en la evaluación del factor de longitud efectiva k , la rigidez de los elementos en flexión puede ser calculada sobre la base de $0.35I_g$ para elementos a

flexión, para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento y del refuerzo en la rigidez relativa, y $0.70I_g$ para elementos a compresión.

REGLAMENTO

COMENTARIO

Las ecuaciones simplificadas (A-E) que se indican más adelante pueden ser utilizadas para calcular los factores de longitud efectiva de elementos arriostrados y no arriostrados. Las ecuaciones (A), (B) y (E) están tomadas del British Standard Code of Practice de 1972^{10,38,10,39}. Las ecuaciones (C) y (D) para elementos no arriostrados fueron desarrolladas en la Ref. 10.25.

Para elementos a compresión, pertenecientes a una estructura no arriostrada, se puede tomar como límite superior para el factor de longitud efectiva al menor valor de las siguientes dos expresiones:

$$k = 0.7 + 0.05(\psi_A + \psi_B) \leq 1.0 \quad (A)$$

$$k = 0.85 + 0.05\psi_{\min} \leq 1.0 \quad (B)$$

donde ψ_A y ψ_B son los valores de ψ en los dos extremos de la columna y ψ_{\min} es el menor de estos dos valores.

Para elementos no arriostrados a compresión restringidos en ambos extremos, puede tomarse el factor de longitud efectiva como:

para $\psi_m < 2$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (C)$$

para $\psi_m \geq 2$

$$k = 0.9\sqrt{1 + \psi_m} \quad (D)$$

donde ψ_m es el promedio de los valores de ψ en los dos extremos del elemento a compresión.

Para elementos a compresión no arriostrados articulados en un extremo, el factor de longitud efectiva puede ser tomado como:

$$k = 2.0 + 3.0\psi \quad (E)$$

donde ψ es el valor en el extremo restringido.

Puede considerarse que el uso de los ábacos de la Fig. R10.12.1, o de las ecuaciones de esta sección, satisface los requisitos de la norma para justificar un valor de k menor a 1.0

R10.12.2 — La ecuación (10-7) se ha deducido a partir de la ecuación (10-9) suponiendo que es aceptable un 5% de incremento en los momentos debido a la esbeltez.^{10,31} La deducción no incluye ϕ en el cálculo del magnificador de momento. Como una primera aproximación, k puede

tomarse igual a 1.0 en la ecuación (10-7).

10.12.2 — En estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{k\Delta_u}{r} \leq 34 - 12(M_1/M_2) \quad (10-7)$$

REGLAMENTO

COMENTARIO

Donde el término $\left[34 - 12(M_1/M_2)\right]$ no debe tomarse

mayor que 40. El término M_1/M_2 es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

10.12.3 — Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c , como sigue:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (10-8)$$

donde

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (10-9)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K A_u)^2} \quad (10-10)$$

EI debe tomarse como:

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (10-11)$$

o

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (10-12)$$

R10.12.3 — Los factores ϕ usados en el diseño de columnas esbeltas representan dos fuentes diferentes de variabilidad.

Primero, los factores ϕ de reducción de la rigidez en las ecuaciones del magnificador en la edición 1989 y anteriores del reglamento tenían la intención de tomar en cuenta la variabilidad en la rigidez EI y en el análisis de magnificación de momento. Segundo, la variabilidad de la resistencia de la sección transversal es tomada en consideración a través de un factor ϕ de reducción de la resistencia de 0.70 para columnas con estribos y 0.75 para columnas con espirales. Los estudios informados en la referencia 10.40 indican que el factor de reducción de la rigidez ϕ_k , y el factor ϕ de reducción de la resistencia para la sección transversal no tienen los mismos valores, al

contrario de lo supuesto en la edición de 1989 y reglamentos anteriores. Estos estudios sugieren que el valor del factor de reducción de rigidez ϕ_k para una columna aislada debiera ser

0.75, tanto para columnas con estribos como con espirales. El factor 0.75 en las ecuaciones (10-9) y (10-18) es un factor de reducción de rigidez ϕ_k y reemplaza al factor ϕ que

aparecían en estas ecuaciones en la edición de 1989 y anteriores. Esto se ha hecho para evitar confusiones entre el factor de reducción de la rigidez ϕ_k en las ecuaciones (10-9)

y (10-18), y los factores ϕ de reducción de resistencia de la sección transversal.

El principal problema al definir la carga crítica es la elección de la rigidez EI que aproxime razonablemente las variaciones en la rigidez debidas al agrietamiento, flujo plástico, y la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación del concreto. La ecuación (10-11) se ha deducido para pequeñas excentricidades y altos niveles de carga axial, donde los efectos por esbeltez son más pronunciados.

El flujo plástico debido a cargas sostenidas incrementa la deformación lateral de una columna y por lo tanto la magnificación del momento. Esto se aproxima en diseño reduciendo la rigidez EI , usada para calcular P_c y por lo

tanto δ_{ns} , dividiéndola por $(1 + \beta_d)$. Tanto los términos del concreto como del acero en la ecuación (10-11) son divididos por $(1 + \beta_d)$. Esto refleja la fluencia prematura del acero en columnas sometidas a cargas sostenidas.

REGLAMENTO

COMENTARIO

Pueden usarse tanto la ecuación (10-11) o la (10-12) para calcular EI . La ecuación (10-12) es una aproximación simplificada de la ecuación (10-11) y es menos precisa que la ecuación (10-11).^{10.41} La ecuación (10-12) puede ser simplificada aún más suponiendo $\beta_d = 0.6$. Cuando se hace

esto, la ecuación (10-12) se transforma en:

REGLAMENTO

CONTENIDARIO

$$EI = 0.25E_c I_g \quad (F)$$

El término β_d se define de manera diferente para estructuras

con y sin desplazamiento lateral. Véase 10.0. Para estructuras sin desplazamiento lateral, β_d es la relación entre la máxima

carga axial mayorada permanente y la máxima carga axial mayorada total.

R10.12.3.1 — El factor C_m es un factor de corrección

que relaciona el diagrama de momentos existente con un diagrama de momentos uniforme equivalente. La deducción del magnificador de momento supone que el momento máximo está en o cerca de la mitad de la altura de la columna. Si el momento máximo se produce en uno de los extremos de la columna, el diseño debe basarse en un “momento uniforme equivalente” $C_m M_2$ el cual produce el mismo momento

máximo al ser magnificado.^{10.31}

En el caso de elementos a compresión sometidos a cargas transversales entre los apoyos, es posible que el momento máximo se produzca en una sección lejos del extremo del elemento. Si esto ocurre, el valor del máximo momento calculado en cualquier sección del elemento debe ser usado como valor de M_2 en la ecuación (10-8). De acuerdo con la

última frase de 10.12.3.1, C_m debe ser tomado igual a 1.0 para este caso.

10.12.3.1 — Para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos, C_m debe tomarse como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (10-13)$$

Donde M_1/M_2 es positivo si la columna está flectada en curvatura simple. Para elementos con cargas transversales entre sus apoyos, C_m debe tomarse como 1.0.

10.12.3.2 — El momento mayorado, M_2 , en la ecuación (10-8) no debe tomarse menor que

$$M_{2,min} = P_u (15 + 0.03h) \quad (10-14)$$

alrededor de cada eje separadamente, donde 15 y 0.03h están en milímetros. Para elementos en los que

$M_{2,min}$ supera a M_2 , el valor de C_m en la ecuación (10-

13) debe ser tomado como 1.0, o estar basado en la relación de los momentos calculados para los extremos,

dividiendo M_1 por M_2 .

10.13 — Momentos magnificados — Estructuras con desplazamiento lateral

R10.12.3.2 — En este reglamento, la esbeltez es tomada en consideración magnificando los momentos extremos de la columna. Si los momentos mayorados de la columna son muy pequeños o nulos, el diseño de columnas esbeltas debe basarse en la excentricidad mínima dada en esta sección. No es la intención que la excentricidad mínima sea aplicada a los dos ejes simultáneamente.

Cuando el diseño debe basarse en la excentricidad mínima,

los momentos extremos mayorados de la columna obtenidos del análisis estructural son usados en la ecuación (10-13) para

determinar la relación M_1/M_2 . Esto elimina lo que de otra

manera sería una discontinuidad entre columnas con excentricidades calculadas menores que la excentricidad mínima y columnas con excentricidades calculadas mayores o iguales a la excentricidad mínima.

R10.13 — Momentos magnificados — Estructuras con desplazamiento lateral

REGLAMENTO**COMENTARIO**

El diseño por esbeltez de estructuras con desplazamiento lateral fue revisado en el reglamento de 1995. El procedimiento revisado consiste en tres pasos:

- (1) Se calculan los momentos por desplazamiento lateral magnificados $\delta_s M_s$. Esto debe hacerse usando una de tres alternativas. Primera, se puede usar un análisis elástico de segundo orden (10.13.4.1). Segunda, se puede utilizar una aproximación a dicho

REGULAMENTO

CONTENIDARIO

10.13.1 — Para elementos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales, el factor de longitud

efectiva k debe determinarse usando los valores de E_c e I dados en 10.11.1 y no debe ser menor que 1.0.

10.13.2 — Para elementos en compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales, pueden despreciarse los efectos de la esbeltez cuando $k\lambda_u/r$ es menor que 22.

10.13.3 — Los momentos M_1 y M_2 en los extremos de un elemento individual a compresión deben tomarse como:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (10-15)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (10-16)$$

donde $\delta_s M_{1ns}$ y $\delta_s M_{2ns}$ deben calcularse de acuerdo con 10.13.4

10.13.4 — Cálculo de $\delta_s M_s$

10.13.4.1 — Los momentos magnificados por desplazamiento lateral, $\delta_s M_s$, son los momentos extremos

de la columna calculados a través de un análisis elástico de segundo orden basado en las rigideces del elemento

dadas en 10.11.1

análisis (10.13.4.2). La tercera opción es usar el magnificador por desplazamiento lateral δ_s de las

ediciones anteriores del ACI 318 (10.13.4.3).

(2) Los momentos por desplazamiento lateral magnificados $\delta_s M_s$ son sumados al momento sin

desplazamiento lateral no magnificado M_{ns} en cada

extremo de cada columna (10.13.3). Los momentos sin desplazamiento lateral pueden ser calculados usando un análisis elástico de primer orden.

(3) Si la columna es esbelta y las cargas sobre ella son altas, se verifica para determinar si los momentos en puntos entre los extremos de la columna exceden a aquellos en los extremos. Como se especifica en 10.13.5 esto se hace usando el magnificador para estructuras sin desplazamiento lateral δ_{ns} , con P_c

calculado considerando $k = 1.0$ o menos.

R10.13.1 — Véase R10.12.1

R10.13.3 — El análisis descrito en esta sección se refiere sólo a estructuras planares sometidas a cargas que causan desplazamientos en su propio plano. Si los desplazamientos torsionales son significativos, debe usarse un análisis tridimensional de segundo orden.

R10.13.4 — Cálculo de $\delta_s M_s$

R10.13.4.1 — Un análisis de segundo orden es un análisis estructural que incluye el efecto en los esfuerzos internos resultante de las deflexiones. Cuando se usa un análisis elástico de segundo orden para calcular $\delta_s M_s$, el

desplazamiento debe ser representativo del estado inmediatamente anterior a la carga última. Por esta razón debe usarse en el análisis de segundo orden el valor reducido de

REGLAMENTO

COMENTARIO

$E_c I_g$ dado en 10.11.1

El término β_d se define de manera diferente para estructuras

con y sin desplazamiento lateral. Véase 10.0. Los desplazamientos laterales debidos a cargas de corta duración, como viento o sismo, son función de la rigidez de corto plazo de las columnas después de un período de cargas

REGLAMENTO

COMENTARIO

gravitacionales sostenidas. Para este caso, la definición de β_d en 10.0 da un valor $\beta_d = 0$. En el caso inusual de

estructuras con desplazamiento lateral donde las cargas laterales son sostenidas, β_d no será cero. Esto puede ocurrir

si un edificio en ladera está sometido a empuje tierra en un lado únicamente.

En un análisis de segundo orden deben incluirse las cargas axiales de todas las columnas que no son parte de los elementos resistentes a carga lateral y que dependen de estos elementos para su estabilidad.

En la edición de 1989 y anteriores, las ecuaciones del magnificador de momento para δ_b y δ_s incluían un factor de

reducción de la rigidez ϕ_k para cubrir la variabilidad en los

cálculos de estabilidad. El método de análisis de segundo orden está basado en los valores de E_c e I de 10.11.1. Esto

lleva a una sobre estimación de 20 a 25% del desplazamiento lateral que corresponde a un factor de reducción de la rigidez ϕ_k entre 0.80 y 0.85 en los momentos $P\Delta$. No se necesita un factor ϕ adicional en los cálculos de estabilidad. Una vez que se han establecido los momentos, la selección de las secciones transversales de las columnas involucra los factores ϕ de reducción de la resistencia de 9.3.2.2

10.13.4.2 — Alternativamente, se permite calcular

$\delta_s M_s$ como

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s \quad (10-17)$$

Si δ_s calculado de esta manera es mayor que 1.5, $\delta_s M_s$ debe calcularse usando 10.13.4.1 ó 10.13.4.3

R10.13.4.2 — El análisis $P\Delta$ iterativo para los momentos

de segundo orden puede ser representado por una serie infinita. La solución de esta serie está dada por la ecuación (10-17)^{10.33}. La referencia 10.42 muestra que la ecuación (10-17) predice apropiadamente los momentos de segundo orden en estructuras no arriostradas para valores de δ_s que no exceden 1.5.

Los diagramas de momento $P\Delta$ para columnas flectadas son curvos, con Δ relacionado con la geometría deformada de la columna. La ecuación (10-17) y la mayoría de los programas computacionales disponibles comercialmente para el análisis de segundo orden han sido desarrollados suponiendo que los momentos $P\Delta$ resultan de fuerzas iguales y opuestas $P/2$ aplicadas en la parte inferior y superior del piso. Estas fuerzas dan un diagrama recto de momento $P\Delta$. Los diagramas curvos de momento $P\Delta$ producen desplazamientos laterales del orden de 15% mayores que aquellos obtenidos de diagramas rectos de momento $P\Delta$. Este efecto se puede incluir en la ecuación (10-17) escribiendo el denominador como $(1 - 1.15Q)$ en vez de $(1 - Q)$. El factor 1.15 se ha

dejado fuera de la ecuación (10-17) para mantener la consistencia con los programas computacionales disponibles comercialmente.

REGlamento**COMentarios**

Si las deflexiones han sido calculadas usando las cargas de servicio, Q en la ecuación (10-17) debe ser calculado de la manera explicada en R10.11.4.

En la edición de 1989 y anteriores, las ecuaciones del magnificador de momento para δ_b y δ_s incluían un factor de

REGLAMENTO

COMENTARIO

10.13.4.3 — Alternativamente, se puede calcular $\delta_s M_s$ como

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s \quad (10-18)$$

donde $\sum P_u$ es la sumatoria de todas las cargas mayoradas verticales en un piso, y $\sum P_c$ es la sumatoria para todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso. P_c se calcula usando la ecuación (10-10) con el valor k de 10.13.1 y el valor para EI de la ecuación (10-11) o la ecuación (10-12).

10.13.5 — Si un elemento individual en compresión cumple

$$\frac{A_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{P_u}}$$

$$f'_c A_g$$

reducción de la rigidez ϕ_k para cubrir la variabilidad de los cálculos de estabilidad. El análisis del factor Q está basado en deflexiones calculadas usando los valores de E_c e I_g de

10.11.1 los cuales incluyen el equivalente a un factor de reducción de la rigidez ϕ_k tal como se explica en R10.13.4.1.

Como resultado, no se necesita un factor ϕ adicional en los cálculos de estabilidad. Una vez que se han establecido los momentos usando la ecuación (10-17), la selección de las secciones transversales de las columnas involucra a los factores de reducción de la resistencia ϕ de 9.3.2.2

R10.13.4.3 — Para verificar los efectos de la estabilidad del piso, δ_s se calcula como un valor promedio para el piso

completo sobre la base del uso de $\sum P_u / \sum P_c$. Esto refleja la

interacción en los efectos $P\Delta$ de todas las columnas que

resisten el desplazamiento lateral del piso, dado que la deformación lateral de todas las columnas en el piso debe ser igual en ausencia de desplazamientos torsionales alrededor del eje vertical. Además, es posible que una columna individual particularmente esbelta en una estructura no arriostrada

podiera tener desplazamientos sustanciales a media altura aún

si está adecuadamente arriostrada contra desplazamientos

laterales en los extremos por otras columnas en el piso. Dicha

columna tendrá un A_u/r mayor que el valor dado en la

ecuación (10-19) y debe ser verificada usando 10.13.5.

Si la deflexión por carga lateral involucra desplazamientos torsionales significativos, la magnificación de momento en las columnas más apartadas del centro de rotación puede ser subestimada por el procedimiento del magnificador de momento. En dichos casos debe considerarse un análisis tridimensional de segundo orden.

El término 0.75 en el denominador de la ecuación (10-18) es un factor de reducción de la rigidez ϕ_k tal como se explicó en R10.12.3

En el cálculo de EI , β_d será normalmente cero para una estructura no arriostrada, debido a que las cargas laterales son generalmente de corta duración (Véase R10.13.4.1).

R10.13.5 — Los momentos sin desplazamiento lateral no magnificados en los extremos de las columnas son sumados a los momentos por desplazamiento lateral magnificados en los

$$(10-19)$$

REGLAMENTO

COMENTARIO

mismos puntos. Generalmente, uno de los momentos extremos resultantes debe ser diseñado para la fuerza mayorada P_u y el momento M_c calculado usando 10.12.3 en donde M_1 y M_2 se calculan de acuerdo con 10.13.3, β_d según se definió para la combinación de cargas considerada, y k según lo definido en 10.12.1

es el
mo
men
to

máximo en la columna. Sin embargo, en columnas esbeltas con cargas axiales elevadas el punto de momento máximo puede estar entre los extremos de la columna, de tal forma que los momentos extremos dejan de ser los momentos máximos. Si A_u/r es

menor que el valor dado en la ecuación (10-19) el momento

máximo en cualquier punto a lo largo de la altura de dicha columna será menor a 1.05 veces el máximo momento

extremo. Cuando A_u/r excede el valor dado por la ecuación

(10-19), el momento máximo se producirá en un punto entre los extremos de la columna y excederá al máximo momento

REGLEMENTO

COMENTARIO

10.13.6 — Adicionalmente a las combinaciones de carga que incluyen cargas laterales, debe considerarse la resistencia y estabilidad de la estructura como un todo

frente a las cargas gravitacionales mayoradas.

(a) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula a partir de 10.13.4.1, la

relación entre la deflexión lateral de segundo orden y la deflexión lateral de primer orden, para carga muerta y carga viva mayoradas más la carga lateral mayorada aplicada a la estructura, no debe exceder de 2.5.

(b) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula a partir de 10.13.4.2, el valor de Q calculado usando ΣP_u para carga muerta y viva mayoradas no debe exceder 0.60

(c) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula a partir de 10.13.4.3, δ_s calculado usando ΣP_u y ΣP_c correspondientes a carga muerta y viva mayoradas debe ser positivo y no exceder de 2.5

En (a), (b) y (c) anteriores, β_d debe tomarse como la relación entre la máxima carga axial mayorada que actúa en forma permanente y la máxima carga axial mayorada total.

extremo en más de un 5%.^{10.30} En dicho caso el momento máximo se calcula magnificando el momento extremo usando la ecuación (10-8).

R10.13.6 — La posibilidad de inestabilidad por desplazamiento lateral bajo cargas gravitacionales debe ser investigada independientemente. Cuando se usa un análisis de

segundo orden para calcular $\delta_s M_s$ (10.13.4.1), la estructura

debe ser analizada dos veces; una vez para el caso de cargas gravitacionales mayoradas y una segunda vez para una carga

lateral aplicada. Esta carga puede ser la carga lateral usada en el diseño o puede ser una carga única aplicada en la parte superior de la estructura. El primer análisis debe ser un análisis elástico de primer orden, el segundo análisis debe ser un análisis de segundo orden. La deformación obtenida a partir del análisis de segundo orden no debe exceder de 2.5 veces la deflexión obtenida a partir del análisis de primer orden. Si un piso es mucho más flexible que el resto, la relación de desplazamiento debe ser calculada en dicho piso.

La carga lateral debe ser lo suficientemente grande para producir desplazamientos de magnitud tal que puedan ser comparados con precisión. En estructuras no simétricas que se

desplazan lateralmente bajo cargas gravitacionales solamente,

la carga lateral debe actuar en la dirección en la cual se aumenta el desplazamiento lateral.

Cuando se usa 10.13.4.2 para calcular $\delta_s M_s$, el valor de Q evaluado usando cargas gravitacionales mayoradas no debe exceder 0.60. Esto es equivalente a $\delta_s = 2.5$. Los valores de

V_u y Δ_o usados para calcular Q pueden obtenerse a partir

de cualquier conjunto supuesto real o arbitrario de cargas laterales, siempre que V_u y Δ_o correspondan a las mismas

cargas. Si Q calculado en 10.11.4.2 es 0.2 o menor, se satisface la verificación de estabilidad de 10.13.6.

Cuando $\delta_s M_s$ se calcula usando la ecuación (10-18), se

impone un límite superior de 2.5 para δ_s . Para valores

mayores de δ_s la estructura es muy susceptible a cambios

en EI y a rotaciones de las cimentación. Si δ_s excede de 2.5

la estructura debe ser rigidizada para reducir δ_s . ΣP_u debe

incluir la carga axial en todas las columnas y muros incluyendo columnas que no son parte del sistema resistente a cargas laterales. El valor $\delta_s = 2.5$ es un magnificador muy

REGLAMENTO

COMENTARIO

10.13.7 — En estructuras con desplazamiento lateral, los elementos a flexión deben diseñarse para los momentos magnificados totales de los elementos a compresión que concurren al nudo.

grande. Se ha escogido para compensar lo conservador del procedimiento del magnificador de momento.

Para pórticos arriostrados, β_d es la relación de la máxima

fuerza axial mayorada sostenida a la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma combinación de carga.

R10.13.7 — La resistencia de una estructura no arriostrada está controlada por la estabilidad de las columnas y por el grado de restricción al giro en los extremos proporcionado por las vigas del pórtico. Si se forman rótulas plásticas en las vigas que inducen esta restricción, la estructura se acerca a un mecanismo de colapso y su capacidad de resistir cargas

REGLEMENTO

COMENTARIO

10.14 — Elementos cargados axialmente que soportan sistemas de losas

Los elementos cargados axialmente que soportan un sistema de losas incluido dentro del alcance de 13.1, deben diseñarse como se dispone en el Capítulo 10 y de acuerdo con los requisitos adicionales del Capítulo 13.

10.15 — Transmisión de cargas de las columnas a través de losas de entrepiso

Si el f'_c de una columna es 1.4 veces mayor que el del sistema de entrepiso, la transmisión de la carga a través de la losa de entrepiso debe hacerse de acuerdo con 10.15.1, 10.15.2 ó 10.15.3

10.15.1 — Debe colocarse concreto de resistencia igual a la especificada para la columna en el entrepiso en la ubicación de la columna. La superficie superior del concreto de la columna debe extenderse 600 mm dentro de la losa a partir de la cara de la columna. El concreto de la columna debe ser monolítico con el concreto del piso y debe colocarse de acuerdo con 6.4.6 y 6.4.7.

axiales se reduce drásticamente. 10.13.7 se colocó para que el diseñador tenga en cuenta que los elementos de restricción en flexión deben tener la capacidad de resistir los momentos magnificados en las columnas.

R10.15 — Transmisión de cargas de las columnas a través de losas de entrepiso

Los requisitos de esta sección están basados en un artículo escrito acerca del efecto que produce la resistencia del concreto del entrepiso sobre la resistencia de la columna.^{10.43} Las disposiciones implican que cuando la resistencia del concreto de la columna no excede la resistencia del concreto del entrepiso en más del 40%, no es necesario tomar precauciones especiales. Para resistencias más altas del concreto de las columnas deben utilizarse los métodos de 10.15.1 ó 10.15.2 para columnas de esquina o de borde. Los métodos de 10.15.1, 10.15.2 ó 10.15.3 deben usarse para columnas interiores con adecuada restricción en los cuatro lados.

R10.15.1 — El uso del procedimiento de colocación del concreto, descrito en 10.15.1, requiere la colocación de dos mezclas de concreto diferentes en el sistema de entrepiso. El concreto de resistencia más baja debe colocarse cuando el concreto de mayor resistencia todavía esté plástico y debe vibrarse en forma adecuada para asegurar que ambos concretos se integren completamente. Esto requiere coordinación cuidadosa de las entregas de concreto y el posible empleo de aditivos retardantes. En algunos casos pueden requerirse servicios adicionales de inspección cuando se emplea este procedimiento. Es importante que el concreto de mayor resistencia en el piso, en la región de la columna, se coloque antes de que el concreto de baja resistencia sea colocado en el resto del piso para evitar que accidentalmente se coloque concreto de baja resistencia en el área de la columna. Es responsabilidad del diseñador indicar en los planos donde deben colocarse los concretos de baja y alta resistencia.

Con la edición de 1983, la cantidad de concreto de columnas que debe colocarse dentro del piso se expresa sencillamente como una extensión de 600 mm, desde la cara de la columna. Puesto que la colocación del concreto requerido debe hacerse en el campo, en la actualidad se expresa de manera directamente evidente para los trabajadores. Este nuevo requisito también localiza la interfase entre el concreto de la columna y del entrepiso más alejado dentro del piso, lejos de las regiones de cortante alto.

REGLAMENTO

COMENTARIO

10.15.2 — La resistencia de una columna a través de la losa de entrepiso debe basarse en el valor más bajo de la resistencia del concreto con pasadores verticales y con espirales, según se requiera.

10.15.3 — Para columnas apoyadas lateralmente por los cuatro lados en vigas de altura aproximadamente igual, o en losas, se permite basar la resistencia de la columna en una resistencia equivalente del concreto en la conexión de la columna, igual al 75% de la resistencia del concreto de la columna más el 35% de la resistencia del concreto del entrepiso. Al aplicar 10.15.3, la relación entre la resistencia del concreto de la columna y la resistencia del concreto de la losa no debe ser mayor que 2.5 para el diseño.

10.16 — Elementos compuestos sometidos a compresión

10.16.1 — Los elementos compuestos sometidos a compresión deben incluir a todos aquellos elementos que estén reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tuberías o tubos, con o sin barras longitudinales.

10.16.2 — La resistencia de los elementos compuestos debe calcularse para las mismas condiciones limitantes que se aplican a los elementos comunes de concreto reforzado.

10.16.3 — Cualquier resistencia a la carga axial asignada al concreto de un elemento compuesto debe transmitirse al concreto mediante elementos o ménsulas que se apoyen directamente en el concreto del elemento compuesto.

10.16.4 — Toda resistencia a carga axial no asignada al concreto en un elemento compuesto debe ser desarrollada por conexión directa al perfil, tubería o tubo de acero estructural.

10.16.5 — Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro, r , de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_{sx}}{(E_c A_g / 5) + E_s A_{sx}}} \quad (10-20)$$

y como alternativa a un cálculo más preciso, EI en la ecuación (10-10) debe tomarse ya sea como lo indica la ecuación (10-11) o por medio de

R 10.15.3 — Investigaciones^{10.44} han demostrado que las losas muy cargadas no proporcionan tanto confinamiento como losas poco cargadas cuando la relación de resistencia del concreto de la conexión de la columna y la resistencia del concreto de la losa excede 2.5. En consecuencia, se fija un límite a la relación de resistencia del concreto para el diseño.

R10.16 — Elementos compuestos sometidos a compresión

R10.16.1 — Las columnas compuestas se definen sin hacer referencia a clasificaciones de columnas combinadas, compuestas o de tubos rellenos con concreto. Se han omitido las referencias a otros metales empleados para refuerzo porque se utilizan poco en construcciones de concreto.

R10.16.2 — Las mismas reglas que se emplean para calcular la resistencia a la interacción carga-momento para secciones de concreto reforzado pueden aplicarse a secciones compuestas. Los diagramas de interacción para tubos rellenos con concreto son idénticos a los del ACI SP-7^{10.45} y del *ACI Design Handbook*^{10.37}, pero con γ ligeramente mayor que 1.0.

R10.16.3 y R10.16.4 — El apoyo directo o la conexión directa para transferir las fuerzas entre el acero y el concreto puede desarrollarse por medio de salientes, platinas o barras de refuerzo soldadas al perfil o tubo estructural antes de colocar el concreto. No es necesario considerar el esfuerzo de compresión por flexión como parte de la carga de compresión que debe desarrollarse por apoyo directo. Un revestimiento de concreto alrededor de un perfil estructural puede rigidizarlo, pero no necesariamente incrementará su resistencia.

R10.16.5 — Se incluye la ecuación (10-20) porque las reglas de 10.11.2 para estimar el radio de giro son demasiado conservadoras para tubos llenos con concreto y no se aplican a elementos con perfiles estructurales embebidos.

En columnas de concreto reforzado, sometidas a cargas sostenidas, el flujo plástico transfiere parte de la carga del concreto al acero, incrementando así los esfuerzos en el acero.

$$(E_c I_g / 5)$$

REGlamento**COMentarios**

En el caso de columnas poco reforzadas, esta transferencia de carga puede causar que el acero a compresión fluya prematuramente, dando como resultado una disminución del

$$EI = \frac{EI_c}{1 + \beta_d} + E_s I_{sx} \quad (10-21)$$

EI efectivo. Por consiguiente, los términos tanto del concreto como del acero en la ecuación (10-11) se reducen para tomar en cuenta el flujo plástico. Para columnas muy reforzadas o para columnas compuestas en las que la tubería o

REGLAMENTO**COMENTARIO****10.16.6 — Núcleo de concreto confinado en acero estructural**

10.16.6.1 — Para un elemento compuesto con el núcleo de concreto confinado en acero estructural, el espesor del acero de confinamiento no debe ser menor que:

$$b \sqrt{\frac{f_y}{3E_s}}, \text{ para cada cara de ancho } b$$

ni que:

$$h \sqrt{\frac{f_y}{8E_s}}, \text{ para secciones circulares de diámetro } h$$

10.16.6.2 — Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de concreto confinado se utilicen en el cálculo de A_{sx} e I_{sx} .

10.16.7 — Refuerzo en espiral alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de concreto reforzado con espiral alrededor de un núcleo de acero estructural debe satisfacer 10.16.7.1 a 10.16.7.5.

10.16.7.1 — La resistencia especificada a la compresión, f'_c , no debe ser menor que la mencionada en 1.1.1.

10.16.7.2 — La resistencia a la fluencia de diseño del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia a la fluencia especificada mínima para el grado del acero estructural usado, pero sin exceder de 350 MPa.

10.16.7.3 — El refuerzo en espiral debe cumplir con lo especificado en 10.9.3.

10.16.7.4 — Las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral no deben tener un área menor de 0.01 ni mayor de 0.08 veces el área neta de la sección de concreto.

10.16.7.5 — Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral se consideren en el cálculo de A_{sx} e I_{sx} .

los perfiles estructurales constituyen un porcentaje alto de la sección transversal, la transferencia de carga debida al flujo plástico no es significativa. En consecuencia la ecuación (10-21) se revisó en el suplemento del reglamento de 1980, de manera que sólo el EI del concreto se reduce por efectos de carga sostenida.

R10.16.6 — Núcleo de concreto confinado en acero estructural

Las secciones de concreto confinadas por acero deben tener un espesor en la pared metálica lo suficientemente grande para soportar el esfuerzo longitudinal de fluencia antes de pandearse hacia el exterior.

R10.16.7 — Refuerzo en espiral alrededor de un núcleo de acero estructural

El concreto confinado lateralmente por espirales tiene una mayor capacidad de carga y el tamaño de la espiral requerida puede regularse, sobre la base de la resistencia del concreto fuera de la espiral mediante el mismo razonamiento que se aplica a columnas reforzadas sólo con barras longitudinales. El esfuerzo radial proporcionado por la espiral asegura la interacción entre el concreto, las barras de refuerzo y el núcleo de acero, de tal manera que las barras longitudinales rigidizan y aumentan la resistencia de la sección transversal.

REGlamento**COMentarios****10.16.8 — Estribos de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural**

Un elemento compuesto, hecho de concreto confinado lateralmente con estribos alrededor de un núcleo de acero estructural, debe cumplir con 10.16.8.1. a 10.16.8.8.

10.16.8.1 — La resistencia especificada a la compresión, f'_c , no debe ser menor que la mencionada en 1.1.1.

10.16.8.2 — La resistencia a la fluencia de diseño del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia a la fluencia especificada mínima para el grado de acero estructural usado, pero no debe exceder de 350 MPa.

10.16.8.3 — Los estribos transversales deben extenderse por completo alrededor del núcleo de acero estructural.

10.16.8.4 — Los estribos transversales deben tener un diámetro no menor que 0.02 veces la mayor dimensión lateral del elemento compuesto, excepto que los estribos no deben ser menores a No. 10 y no necesitan ser mayores de No. 16. Puede emplearse refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente.

10.16.8.5 — El espaciamiento vertical entre los estribos transversales no debe exceder de la mitad de la menor dimensión lateral del elemento compuesto, ni de 48 veces el diámetro de los estribos, ni 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.

10.16.8.6 — Las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos no deben ser menores de 0.01 ni mayores de 0.08 veces al área neta del concreto.

10.16.8.7 — Debe colocarse una barra longitudinal en cada esquina de una sección rectangular, con otras barras longitudinales espaciadas a menos de 1/2 de la menor dimensión lateral del elemento compuesto.

10.16.8.8 — Se permite que las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos se consideren para

calcular A_{sx} para resistencia, pero no para calcular I_{sx} al

evaluar los efectos de esbeltez.

10.17 — Resistencia al aplastamiento

10.17.1 — La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder $\phi(0.85f'_cA_1)$ excepto cuando la

superficie de soporte sea más ancha en todos los lados que el área cargada, en cuyo caso, se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada

R10.16.8 — Estribos de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural

Es posible que el concreto confinado lateralmente por estribos tenga un espesor más delgado a lo largo de, por lo menos, una cara del núcleo de acero, y no debe suponerse que existe interacción completa entre el núcleo de acero, el concreto y cualquier refuerzo longitudinal. El concreto probablemente se separará de las caras lisas del núcleo de acero. Para mantener el recubrimiento de concreto, es razonable requerir más estribos laterales de los necesarios para las columnas de concreto reforzado comunes. Debido a la probable separación entre el núcleo de acero y el concreto a deformaciones grandes, las barras longitudinales no serán efectivas para rigidizar la sección transversal, aunque pueden ser útiles ante esfuerzos de compresión sostenidos. Finalmente, la resistencia a la fluencia del núcleo de acero debe limitarse a aquella que existe para deformaciones menores de las que se puedan soportar sin descascamiento del recubrimiento de concreto. Se ha supuesto que el concreto en compresión axial no se descascara a deformaciones unitarias menores de 0.0018. Por lo tanto, la resistencia a la fluencia de $0.0018 \times 200\,000$, ó 360 MPa, representa un límite superior para el esfuerzo máximo útil en el acero.

R10.17 — Resistencia al aplastamiento

R10.17.1 — Esta sección cubre la resistencia al aplastamiento en los apoyos de concreto. El esfuerzo por aplastamiento permisible de $0.85f'_c$ está basado en los resultados de ensayos que se describen en la referencia 10.46 (véase también la sección 15.8).

REGLAMENTO**COMENTARIO**

sea multiplicada por $\sqrt{A_2/A_1}$, pero no más que 2.

Cuando el área de apoyo sea mayor en todos sus lados que el área cargada, el concreto circundante confina el área de apoyo, lo que da como resultado un aumento en la resistencia al aplastamiento. Esta sección no proporciona una altura

REGLEMENTO

COMENTARIO

mínima para un elemento de apoyo. La altura mínima de dicho apoyo debe quedar sujeta al control de los requisitos para cortante de 11.12.

Cuando la parte superior del apoyo este inclinada o escalonada se pueden obtener ventajas del hecho de que el elemento de apoyo es mayor que el área cargada, siempre que dicho elemento no se incline en un ángulo demasiado grande. La Fig. R10.17 ilustra la aplicación de un tronco de pirámide para encontrar A_2 . El tronco de pirámide no debe

confundirse con la trayectoria en la que se distribuye una carga que baja a través del área de apoyo. Dicha trayectoria de carga tiene lados más inclinados. Sin embargo, el tronco de pirámide descrito tiene poca pendiente en las caras laterales para asegurar que existe concreto rodeando inmediatamente la zona de altos esfuerzos en el área de aplastamiento. A_1 constituye el área cargada, pero no debe ser mayor que la platina de apoyo o que el área de la sección transversal de apoyo.

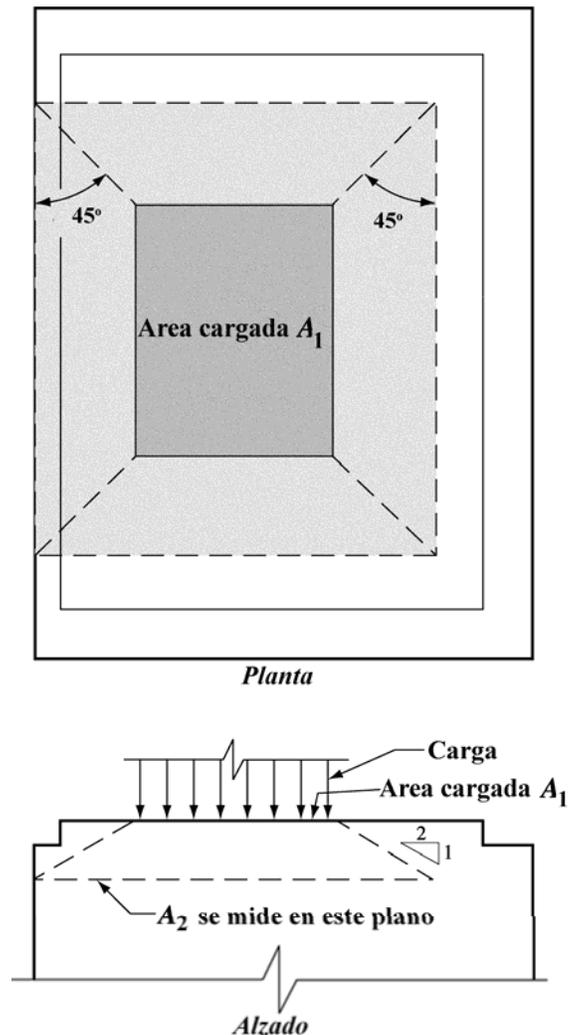


Fig. R10.17 — Aplicación de la pirámide para determinar A_2 en apoyos escalonados o inclinados

10.17.2 — La sección 10.17 no es aplicable a anclajes de postensado.

R10.17.2 — Los anclajes de postensado por lo general se refuerzan lateralmente, según se indica en 18.13

Anexo iv. Acta de aprobación de originalidad de tesis

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : F06-PP-PR-02.02 Versión : 08 Fecha : 17-12-2018 Página : 1 de 1
--	--	---

Yo, Dr. Rigoberto Cerna Chávez docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Chimbote, revisor (a) de la tesis titulada "Propiedades Mecánicas del Concreto $F'c=210$ kg/cm² sustituyendo el agregado grueso en 25%, 50% y 100% por piedra reactiva - Shinka - Churín - 2018", del estudiante Gustavo Danilo Espada Cribillero, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 18% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El suscrito analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Chimbote, 17 de diciembre del 2018



.....
Dr. RIGOBERTO CERNA CHÁVEZ

DNI:32942267

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : F06-PP-PR-02.02 Versión : 08 Fecha : 17-12-2018 Página : 1 de 1
--	--	---

Yo, Dr. Rigoberto Cerna Chávez docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Chimbote, revisor (a) de la tesis titulada "Propiedades Mecánicas del Concreto $f'c=210$ Kg/cm² sustituyendo el agregado grueso en 25%, 50% y 100% por piedra reactiva – Shinka – Churin – 2018", del (de la) estudiante Villanueva Cribillero Jorge Jesus, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 18% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Chimbote, 17 de diciembre del 2018

.....
Dr. RIGOBERTO CERNA CHÁVEZ

DNI:32942267

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	--	--------	-----------



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI)
"César Acuña Peralta"

FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS

1. DATOS PERSONALES

Apellidos y Nombres:

..... ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILLO
D.N.I. : 70002602
Domicilio : San Luis 10 ETAPA H2 H' Lt 20
Teléfono : Fijo : 043403918 Móvil : 958902547
E-mail : Gustavo.ec31@outlook.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad:

Tesis de Pregrado

Facultad : INGENIERIA
Escuela : INGENIERIA Civil
Carrera : INGENIERIA Civil
Título : INGENIERIA Civil

Tesis de Post Grado

Maestría

Doctorado

Grado :
Mención :

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:

..... ESPADA CRIBILLERO GUSTAVO DANILLO
..... VILLANUEVA CRIBILLERO JORGE JESUS
.....

Título de la tesis:

..... PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO F'c = 210 kg/cm²
..... SUSTITUYENDO EL EGREGADO GRUESO EN 25 y 50 % y 100% Por
..... PIEDRA REACTIVA - SHINKA - CRUPIN - 2018

Año de publicación : 2018

4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN ELECTRÓNICA:

A través del presente documento,

Si autorizo a publicar en texto completo mi tesis.



No autorizo a publicar en texto completo mi tesis.



Firma : 

Fecha : 17/12/18



FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS

1. DATOS PERSONALES

Apellidos y Nombres: (solo los datos del que autoriza)

Villanueva Cribillero Jorge Jesus
D.N.I. : 70002827
Domicilio : Urb. Nicolas Gorazda Mz 24 - Lt 4
Teléfono : Fijo : Móvil : 960719096
E-mail : jesus.juc.42@gmail.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad:

Tesis de Pregrado

Facultad : Ingeniería
Escuela : Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Título : Ingeniero Civil

Tesis de Post Grado

Maestría

Doctorado

Grado :
Mención :

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:

García Domínguez Espada Cribillero
Jorge José Villanueva Cribillero

Título de la tesis:

"Propiedades Mecánicas del concreto f'c = 240 kg/cm² sustituyendo el agregado grueso en 25%, 50% y 100% por piedra rechiva - Shinko - Churin - 2018"

Año de publicación : 2018

4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN ELECTRÓNICA:

A través del presente documento,

Si autorizo a publicar en texto completo mi tesis.



No autorizo a publicar en texto completo mi tesis.



Firma :

Fecha : 17/12/18

Anexo viii. Formulario de autorización de la versión final del trabajo de investigación.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE

E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

ESPADA CRIBILLERO, GUSTAVO DANILO

INFORME TITULADO:

“ PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $F_c = 210 \text{ Kg/Cm}^2$
SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25% , 50% y 100 % POR
PIEDRA REACTIVA - SHINKA- CHURIN - 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTÁDO EN FECHA: lunes, 17 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: CATORCE (14)



FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN
DE E. P. INGENIERÍA CIVIL



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE

E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

VILLANUEVA CRIBILLERO, JORGE JESUS

INFORME TÍTULADO:

“ PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO $F_c = 210 \text{ Kg/Cm}^2$
SUSTITUYENDO EL AGREGADO GRUESO EN 25% , 50% y 100 % POR
PIEDRA REACTIVA - SHINKA- CHURIN - 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: lunes, 17 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: CATORCE (14)




FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN
DE E. P. INGENIERÍA CIVIL