



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis comparativo de costo para encofrados en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio Taller del Metro de Lima**

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OBTENER EL GRADO ACADÉMICO DE:

Bachiller en Ingeniería Civil

**AUTORES:**

Espinal Montesinos, Marcos Antonio (ORCID: 0000-0002-7905-3177)

Quesquen Fernández, Enrique Vicente (ORCID: 0000-0001-9891-1723)

Sosa Chavez, Aldo Adrian (ORCID: 0000-0003-1334-2555)

**ASESOR:**

Mg. Segura Terrones, Luis Alberto (ORCID: 0000-0002-9320-0540)

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico y Estructural

**LIMA – PERÚ**

2019

## **Dedicatoria**

A nuestras esposas, por su apoyo incondicional para lograr alcanzar nuestros sueños de ser ingeniero civil.

A nuestros hijos, por ser el motivo que nos inspira a superar.

Y a aquellos amigos que una u otra forma, que siempre nos alentaron para no desmayar, si no a seguir adelante hasta alcanzar nuestro objetivo.

LOS AUTORES

## **Agradecimiento**

Agradecer a Dios por permitirnos alcanzar nuestros sueños en lograr ser INGENIERO CIVIL.

A nuestra familia, por el apoyo incondicional que nos han brindado en todo ese tiempo.

A nuestros docentes, por sus enseñanzas, por su guía, y por sus ejemplos.

Y finalmente, agradecer esta casa de estudios, por acogernos como estudiantes y formarnos profesionalmente.

## Índice

<b>Dedicatoria</b> .....	ii
<b>Agradecimiento</b> .....	iii
índice.....	iv
<b>RESUMEN</b> .....	xi
<b>ABSTRACT</b> .....	xii
<b>I. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>II. MÉTODO</b> .....	17
2.1 Tipo y diseño de la investigación.....	17
2.2 Población, muestra y muestreo.....	17
2.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos: validación y confiabilidad .....	27
2.4 Procedimiento .....	28
2.5 Métodos análisis de datos.....	28
2.6 Aspectos éticos.....	28
<b>III. RESULTADOS</b> .....	29
<b>IV. DISCUSIÓN</b> .....	47
<b>V. CONCLUSIONES</b> .....	50
<b>VI. RECOMENDACIONES</b> .....	51
<b>REFERENCIAS</b> .....	52
<b>ANEXOS</b> .....	55

## **RESUMEN**

En el proyecto de investigación presentado, se analiza el costo unitario, en las partidas de encofrado metálico y encofrado de madera, el cual permite establecer criterios y soluciones técnicas, reduciendo tiempos en construcción (elementos verticales) en estructuras de concreto armado. Esperando brindar información oportuna, técnica y de fácil interpretación.

Para este trabajo se tomó en cuenta, los principales proveedores en el medio, además de las recomendaciones de expertos, así como principales consumidores. Además se analizó la problemática de la construcción, para analizar costos unitarios, se identificaron ventajas y desventajas, además se analizaron los sistemas de construcción con estos tipos de encofrados, identificando el sistema tradicional, y sistema metálico. El encofrado metálico, disminuye los tiempos de los muros de encofrado tradicional, con óptimos rendimientos, así como la calidad. Dentro de la programación de obra, se identificaron mejoras, en cuanto al orden, limpieza y efectividad.

En cuanto al acabado, se evidenció que las estructuras de concreto armado, tienen el acabado final (caravista), frente al encofrado tradicional, quien requiere acabado.

Palabras claves: Encofrado, Placa, Columnas.

## **ABSTRACT**

In the research project presented, the unit cost is analyzed in the items of metal formwork and wooden formwork, which allows establishing criteria and technical solutions, reducing construction times (vertical elements) in reinforced concrete structures. Hoping to provide timely, technical and easily interpretable information.

For this work, the main suppliers in the environment were taken into account, in addition to the recommendations of experts, as well as the main consumers. In addition, the problem of construction was analyzed, to analyze unit costs, advantages and disadvantages were identified, and the construction systems with these types of formwork, identifying the traditional system and the metallic system. The metal formwork, reduces the times of the traditional formwork walls, with optimal performance as well as quality. Within the work schedule, improvements were identified in terms of order, cleanliness and effectiveness.

Regarding the finish, it was evidenced that the reinforced concrete structures have the final finish (face), compared to the traditional formwork, which requires finishing.

Keywords: Formwork, Plate, Columns.

## I. INTRODUCCIÓN

En las etapas iniciales de desarrollo de los proyectos de edificaciones, se diseñan edificios de gran envergadura, los cuales a diferencia de tiempos pasados constan de uno a más niveles de sótanos que son utilizados como depósitos y zonas de estacionamientos.

El incremento acelerado poblacional específicamente en la ciudad de Lima, fue la causa del auge inmobiliario para satisfacer las necesidades de viviendas y oficinas en diversos distritos en la capital.

Hoy en día existen diversas técnicas y métodos poco conocidos por los profesionales peruanos que pueden brindar soluciones y ejecutar trabajos de manera más rápida, eficiente e incluso de mejor calidad. Es aún más interesante realizar un estudio técnico y económico para comprender las desventajas y ventajas de utilizar estas formas adecuadas en la construcción de edificios.

Los sistemas constructivos están asociados a nuevas tecnologías que inciden en gran medida en la cuestión operativa, sistemas que brindan la oportunidad de una conducción más rápida a través del montaje, cuyos requisitos se establecen en la gestión de cada proyecto.

La inversión en la búsqueda de nuevas opciones y la provisión de soluciones técnicas adecuadas ha generado un mayor número de especialistas, principalmente en el área de la ingeniería.

Los sistemas de construcción tradicionales han cambiado de acuerdo con criterios recientes para un buen análisis, desarrollo e implementación de procesos. De esta manera, aumenta el uso, ofrecen resistencia y capacidad de carga que permite un desempeño superior a los sistemas tradicionales que se están aplicando.

Las investigaciones que se han realizado en temas similares a la presente investigación son las siguientes:

Con relación al tema de encofrados, en la Universidad de Santiago de Chile, Besomi (2009), desarrolló un trabajo de investigación en la que realizó una comparación técnica – económica entre los encofrados auto trepantes y otros tipos de encofrado especializado para su uso en la construcción de edificios. Este es un trabajo muy interesante porque es bastante similar al presente trabajo, siendo una buena contribución para tener en cuenta al momento de planificar la obra y la programación de los encofrados no solo verticales sino también horizontales.

Otra bibliografía importante considerada para el presente caso es la de la institución OSALAN (2007), del Instituto Vasco de Seguridad y Salud labores, la cual desarrolló una guía práctica para encofrados. Esta guía tiene como objetivo dar a conocer los sistemas de procedimientos de trabajo, así como también refleja en profundidad los riesgos que pueden darse en las fases sucesivas del proceso de encofrado, colocación de armadura y vaciado de

concreto. La guía describe el proceso de montaje del encofrado, los medios auxiliares necesarios, equipos usados sus riesgos y medidas preventivas.

A nivel nacional, se tiene el trabajo de investigación de Gordillo (2014), de la USMP; quien desarrolla una comparación entre el sistema tradicional de encofrado y las plataformas intermedias de trabajo, analizando en la obra de la estación Presbítero Maestro de la línea 1 del Metro de Lima y Callao.

También está el trabajo de investigación de Huayanca (2015), en la que desarrolla el tema de control de calidad y mejoras implementadas a los procesos de encofrado metálico del sistema Forsa. Este trabajo enfoca las características del sistema de encofrado metálico Forsaalum, el cual debido a su gran uso en la industria de la construcción, ameritó un estudio de sus características técnicas.

Otra referencia es el trabajo de investigación de Ortega (2001), quien desarrolló el procedimiento constructivo de las diversas aplicaciones de las estructuras espaciales compuestas.

Otro autor Nalvarte (2002) desarrolla el tema de investigación de diseño de encofrados tradicionales de madera.

Otras fuentes bibliográficas importantes en el tema de encofrados son por ejemplo el libro de SENCICO, titulado “Uso de la madera en encofrados”, el cual es una investigación liderada por la Dra. Jiménez Yábar (2001). Así como también el libro del ingeniero Jiménez Enciso (2019), quien ha desarrollado un interesante libro titulado “Encofrados y andamios para obras civiles y edificaciones”.

Los encofrados son elementos auxiliares usados en la construcción para moldear el concreto vaciado “in situ”, siendo su principal función la de recibir y soportar todo el peso del concreto fresco hasta su endurecimiento, sin experimentar deformaciones. De acuerdo a lo mencionado por Víctor Yepes, ingeniero y catedrático de la Universidad Politécnica de Valencia; Cuando se tienen fábricas de elementos estructurales de concreto, al encofrado se le llama moldes. Por lo tanto, los encofrados son estructuras temporales, que se cargan durante unas horas durante la colocación del concreto y en pocos días de desencofra para su reutilización.

Los encofrados pueden ser de madera, metal (pero no aluminio), plástico y por lo general son recuperables y se pueden reusar, aunque a veces su recuperación es imposible, quedando parte de sus piezas embebidas en el concreto.

Los encofrados deben ser materiales rígidos, resistentes, limpios, Además deben cumplir condiciones de seguridad, calidad, funcionalidad y ser económicos.

Desmoldante para Encofrados. Suele utilizarse productos antiadherentes y preparados en base a aceites solubles en agua para facilitar el desencofrado y evitar que el mismo material del encofrado o el elemento estructural sufran daños por el esfuerzo que se pudiera hacer al desencofrar.

Elementos auxiliares del encofrado. Todo encofrado necesita de elementos auxiliares que permitan soportar el peso del concreto fresco, estos elementos auxiliares están compuestos por cimbras, puntales, celosías, tensores, el costo del encofrado representa aproximadamente un 30% del costo del concreto que es moldeado, siendo también importante que la mano de obra sea calificada para su correcta colocación.

Características que deben cumplir los encofrados. De acuerdo a lo señalado por el ingeniero Víctor Yepes, los encofrados deben cumplir las siguientes características:

La estructura del encofrado se debe dimensionar teniendo en cuenta: El peso del hormigón fresco más el peso adecuado del encofrado, sobrecargas; personas, equipos, elementos auxiliares, impactos. Cargas horizontales; viento, causado por apoyos horizontales.

El encofrado también debe ser estanco, para evitar fugas de juntas o incluso agregados finos.

El encofrado debe ser químicamente inerte a la acción del agua, aditivos o cualquier otro componente del hormigón.

El encofrado no debe adherirse fuertemente al concreto después del fraguado, para esto se debe tratar la superficie del encofrado con otros productos químicos. En el caso de los encofrados de madera, bastará con humedecerla antes de colocar el concreto.

Los encofrados deben ser resistentes a la abrasión del concreto.

Los encofrados deben ser económicos, se debe tener en cuenta su costo inicial y la cantidad de usos que se le pueda dar.

Encofrados Verticales, los elementos más importantes de los encofrados verticales son:

Tradicional (tablón, tabloncillo, tablas puntales)

Prefabricados (panel, grapas, estabilizadores, ménsulas de trabajo y mordazas de izado). El uso de encofrados en obra tiende a desaparecer por su menor costo y rendimiento en comparación con los encofrados prefabricados.

Las formas metálicas son suministradas por empresas especializadas, y se debe elegir el sistema comercial que mejor se adapte a las necesidades o procesos de trabajo esperados. (OSALAN, 2007).

Montaje del encofrado. - Es el armado de los diversos paneles unitarios modulados y elementos auxiliares hasta conseguir la estructura deseada, en longitud, tamaño de sus lados, incluyendo las plataformas de trabajo, accesos, etc. Las unidades que se contemplan son montaje, traslado y colocación (OSALAN, 2007).

El montaje del encofrado se suele realizar en el suelo, luego es izado con la ayuda de grúas, etc.

Elementos auxiliares para montaje de encofrado, andamios, cadenas, eslingas, eslingas; Castillos de hormigón, escaleras, escaleras tubulares, ganchos y abrazaderas; Puntales

Equipos para montaje, camión grúa, Grúa torres, Grupo electrógeno, Plataformas elevadoras, Sierra circular.

Encofrados metálicos, en la construcción lo más común es el uso de encofrados de madera, pero hoy en día se utilizan mucho los encofrados metálicos, todo trabajo de encofrado, ya sea de madera o metal, debe ser realizado por personal capacitado, que no sufra de vértigos, mareos, ni ataques de epilepsia, además de estar controlados (Web. Aceros Arequipa).

Los principales riesgos que existen al encofrar o desencofrar son: Colapso, debido a un deficiente armado del encofrado, Deslizamiento de piezas o componentes del encofrado, por estar flojas; Volteo del encofrado, ocasionado por un sismo, choque con equipos y maquinaria, etc.; Caídas de objetos desde puntos altos, Caídas de personas sin arnés, Caídas dentro del encofrado mismo, por falta de orden y limpieza; Caídas de partes o elementos del encofrado durante el desencofrado.

Recomendaciones principales: Utilizar equipos de protección personal, Revisar cuidadosamente cada una de las piezas metálicas que se usan.; Luego de usar las piezas, deben ser limpiadas y mantenerlas en perfectas condiciones; No se deben usar piezas o elementos defectuosos.

Según Botero (2013), la investigación en metales tuvo su auge espectacular tras el final de la Segunda Guerra Mundial, que lleva más de 20 años, ya que las vigas de madera encoladas requirieron mucho esfuerzo y tiempo para penetrar en el mercado, y sobre todo para ganar

confianza con esta nueva forma y acostumbrarse a para sacarle todos los beneficios posibles, partiendo de la forma del molde con paneles prefabricados de hasta 20 m<sup>2</sup>.

No por eso han desaparecido los moldes de metal, y por supuesto no desaparecerán. Lo que ha sucedido es que la madera, en forma de vigas encoladas y tableros fenólicos, ha recuperado el mercado que por sus indudables ventajas le correspondía, y que por el abandono de las distintas clases profesionales que trabajaban dejaba libre el campo a los indudables. innovaciones con la forma metálica, sin reaccionar a tiempo, o peor aún, reaccionar tarde.

El encofrado metálico debe limitarse y estará limitado a usos para los que es más ventajoso que la "investigación moderna de encofrados de madera", como el encofrado de vigas pretensadas. formación de túneles en algunos casos formación de deslizamiento (no confundir con escalada, que son diferentes); formación de columnas; la forma de canales y obras generalmente lineales de gran longitud; cuando es necesario dar una superficie lisa sobre hormigón visto; etc.

Sin embargo, en la gran mayoría de las formas de las muy variadas obras de hormigón realizadas, no cabe duda de que las "formas modernas de madera" son las que se especifican porque sus ventajas frente a la investigación en metales son:

La investigación en metales tuvo su auge espectacular tras el final de la Segunda Guerra Mundial, que lleva más de 20 años, ya que las vigas de madera encoladas requirieron mucho esfuerzo y tiempo para penetrar en el mercado, y sobre todo para ganar confianza con esta nueva forma y acostumbrarse a para sacarle todos los beneficios posibles, partiendo de la forma del molde con paneles prefabricados de hasta 20 m<sup>2</sup>.

No por eso han desaparecido los moldes de metal, y por supuesto no desaparecerán. Lo que ha sucedido es que la madera, en forma de vigas encoladas y tableros fenólicos, ha recuperado el mercado que por sus indudables ventajas le correspondía, y que por el abandono de las distintas clases profesionales que trabajaban dejaba libre el campo a los indudables. innovaciones con la forma metálica, sin reaccionar a tiempo, o peor aún, reaccionar tarde.

El encofrado metálico debe limitarse y estará limitado a usos para los que es más ventajoso que la "investigación moderna de encofrados de madera", como el encofrado de vigas pretensadas. formación de túneles en algunos casos formación de deslizamiento (no confundir con escalada, que son diferentes); formación de columnas; la forma de canales y obras generalmente lineales de gran longitud; cuando es necesario dar una superficie lisa sobre hormigón visto; etc.

Sin embargo, en la gran mayoría de las formas de las muy variadas obras de hormigón realizadas, no cabe duda de que las "formas modernas de madera" son las que se especifican porque sus ventajas frente a la investigación en metales son:

Inversiones más económicas, aunque pueden resultar más caras que el metal si el uso es pequeño.

Ante el trato brutal que reciben los materiales de construcción por parte de la mano de obra, estos sufren torceduras, deformaciones o abonos costosos de reparar. La madera es mucho más resistente a los golpes.

La mano de obra necesaria para instalar encofrados metálicos está mal definida en términos de su especialidad, ya que deben ser en parte carpinteros y en parte ensambladores de estructuras metálicas.

La moldura de pared de metal requiere una gran cantidad de piezas pequeñas que terminan perdiéndose en su lugar y son laboriosas de instalar. No protegen el hormigón del endurecimiento en climas fríos.

Deben mantenerse a un alto costo adicional para protegerlos del óxido.

Encofrados de madera, se puede decir que hasta el final de la última guerra mundial, las formas que se usaban casi exclusivamente con madera eran de clases, calidades y cuadrados muy diferentes.

Pero es necesario agudizar el ingenio, provocar en el hombre la búsqueda de reemplazos; Nuevos productos; nuevas tecnologías; más precisión en los métodos de cálculo; nuevos sistemas constructivos, etc.

Diez años después, se realizaron ensayos en las piezas unidas, que ahora explicaremos cómo se unieron, que sirvieron para construir estos puentes, que dieron excelentes resultados, ya que las piezas unidas ofrecieron tensiones de tracción de 246 kp / cm<sup>2</sup> y 309 kp / cm<sup>2</sup> en flexión. Esta técnica de unir piezas de madera también se utilizó en Estados Unidos durante la Segunda Guerra Mundial, especialmente para la fabricación de hélices para aviones.

Con el tiempo, se introdujo el uso de la investigación en metales en la industria de la construcción, que, por supuesto en muchas aplicaciones, obras o usos específicos se trasladó al encofrado de madera, ya que hay que reconocer que en algunos casos son los más propensos.

Debido a su uso temporal y al no formar parte de la estructura final, el encofrado se suele considerar de poca importancia en su contribución al resultado del elemento estructural a construir. La calidad del encofrado depende de la materia prima (madera) utilizada y de la zona de la misma, en países tales como México reciben la denominación de cimbra, mientras que, en países como Ecuador, Perú y Argentina, son denominados marcos. La tecnología ha traído consigo el uso de nuevos y mejores materiales, como el acero (encofrado caravista) y el plástico (moldes). Para su utilización en el moldeo de elementos estructurales como vigas y columnas de concreto armado. Esta tendencia permite la reutilización de materiales alternativo disminuyendo la deforestación en nuestra Amazonía peruana, además de un menor consumo energético y disposición final de residuos sólidos, ya que el número de usos es ampliamente superado frente al uso de la madera. Las empresas ven retribuida la inversión, del uso de estos materiales de mayor costo, puesto que es una inversión que a largo plazo tiene efectos positivos en el empresario peruano y en el medio ambiente.

Otro material de uso común es el contrachapado, especialmente para el encofrado de bóvedas de concha y hormigón visto. Para el encofrado se utilizan las siguientes normas: Norma E-060 - Hormigón Armado, específicamente mencionado en el diseño del encofrado (en el Capítulo 6), diseño del encofrado, desmoldeo y en la Norma G-050 Seguridad en la Construcción en NTP (Norma Técnica Peruana). ) 400.033 definiciones y clasificación de andamios y sus modificaciones. Requisitos de andamios de NTP 400.034 y sus modificaciones. Y con todo lo que es madera de calidad, está avalada por la Norma ITINTEC 251.104 96.

Diseño y habilitado del encofrado Los encofrados deben diseñarse y construirse de tal manera que resistan plenamente el impulso del hormigón en el momento del vertido, sin deformaciones, incluido el efecto de vibración por densificación y que su remoción no provoque daños en el hormigón.

El encofrado debe estar construido de tal manera que el elemento de hormigón moldeado tenga la forma y dimensiones del Proyecto y esté de acuerdo con las alineaciones, alturas y presente una superficie lisa y uniforme.

Antes de montar el encofrado, asegúrese de que su superficie esté libre de elementos extraños y con un desmoldeante adecuado para evitar que el mortero se adhiera.

Colocación del encofrado; Durante el proceso de colocación del encofrado se tendrá en cuenta:

Condición de uso, Se verificará que los encofrados se encuentren dentro de su vida útil para moldear concreto fresco.

#### Dimensionamiento y limpieza

No se puede realizar la colada sin antes comprobar las dimensiones, nivelación, verticalidad, estructura del encofrado, ausencia de madera libre (virutas o virutas), cemento viejo, u otro material que pueda dañar la colada y su superficie.

#### Amarres, arriostres, verticalidad y alineación

Verificar la posición correcta de amarres, ménsulas, soportes, verticalidad y alineación de bordes y superficies, postes, ménsulas, cuñas, pilotes, balancines, postes, espaciadores, espíritus o palomas, largueros, pernos, arandelas, cáncamos, etc. Se debe evitar el encofrado sobre elementos curvados o deslizantes.

Contra flecha, si corresponde, se inspecciona la contra flecha (debe tener un tamaño y depende de la estructura que se va a moldear) para verificar que no haya asentamiento o deformación.

Juntas, si los moldes deben ser completamente herméticos y sellar todas las aberturas para evitar desalineamientos y fugas de pasta o lechada de cemento.

#### Cuerdas de alineación o plomada

Habilite los dispositivos "testigos", como la alineación y las plomadas, que se colocan durante las operaciones de vertido, especialmente donde es probable que se asiente o se combe.

#### Sellador

Para encofrados de madera, verifique el uso de un sellador que forme una película dura e impermeable que se pueda aplicar a todas las superficies de contacto y bordes para mantener la madera en su lugar después del decapado y varios usos.

#### Ochavos o biseles

Dependiendo del diseño, se comprueba la correcta colocación de los ocho agujeros en los bordes o aristas de los elementos a vaciar.

Ejes y niveles, antes y después de la fundición, se comprueba si los ejes y niveles finales de las estructuras se corresponden con la información de los planos.

Recubrimient, asegúrese de que la distancia entre el extremo de la armadura y la superficie de contacto del encofrado esté de acuerdo con las especificaciones técnicas y los planos.

Humedad de la superficie de contacto

En el caso de encofrados de madera, se recomienda humedecer las superficies de los paneles a fin de evitar la absorción del agua de mezcla y que se pegue parte del mortero en el encofrado.

Caso contrario ocurre con los encofrados metálicos, los cuales no necesitan ser humedecidos, siendo suficiente el uso de desmoldante para evitar que se pegue el concreto a la plancha metálica.

NOTA: El agua empozada puede generar problemas de lavado de mezcla presentándose cangrejeras en las bases, por lo tanto debe evitarse su presencia.

Desencofrado de estructuras,

El tiempo de desmoldeo estará condicionado por el tiempo y lugar de la estructura, el endurecimiento, el clima y otros factores que inciden en el endurecimiento del hormigón.

En el caso de utilizarse aditivos acelerante de fragua, los tiempos de desencofrado pueden reducirse, el aditivo que será el factor que lo determine.

Todo encofrado, para ser reutilizado, deberá presentar una superficie limpia libre de alabeos, deformaciones e incrustaciones.

**Cuadro de Tolerancias:** En las fórmulas que siguen:

i = Es la tolerancia en cm

Tabla 1. Cuadro de tolerancias RNE

dB = Es la dimensión considerada para establecer su tolerancia en cm

TOLERANCIAS	
Para las dimensiones de la sección transversal de vigas, columnas, zapatas y espesores de losas, muros y zapatas estarán dadas por:	$i = \pm 0.25 (dB)^1$
Para la posición de los ejes de columnas, muros y tabiques respecto a los ejes indicados en los planos de construcción será:	
En un paño de 6 m o menos:	
En un paño de 12 m o más:	$i = \pm 1.3 \text{ cm}$
Entre 6 m y 12 m, se interpolarán los valores de (i).	$i = \pm 2.5 \text{ cm}$
La tolerancia admisible en la luz de una viga será de :	$i = \pm 0.25 (dB)^{1/3}$

Fuente: RNE E-060

Tabla 2. Cuadro de tolerancias RNE

TOLERANCIAS	
Las tolerancias en cuanto a dimensiones de las zapatas del viaducto en relación a los ejes serán de +5/-1.5 cm y en cuanto a sus niveles, la tolerancia será $\pm 5 \%$ del valor de su altura.	
Las tolerancias adoptadas, en cuanto a verticalidad de los elementos, serán las siguientes:	
Zapatas	2%
Muros y parapetos (albañilería)	< 2 cm
Vigas (viaducto)	< 1.5 cm
La tolerancia admisible en el nivel de las losas entre dos pisos consecutivos no será en ningún punto de mayor de: Respecto al nivel indicado en los planos de construcción.	< 2 cm

Fuente: ACI 117

**Nota:** Con respecto a las tolerancias para acero de las zapatas se adoptará el Código ACI-117 como referencia y en el caso del encofrado y niveles de vaciado se adoptará el Código Nacional RNE E-060.

## **Recursos para inspección, pruebas, ensayos**

El personal, equipo y materiales cumplirá con los siguientes requisitos:

**(a) Personal:** El personal debe ser lo suficientemente técnico y calificado para desempeñar adecuadamente sus funciones dentro del tiempo establecido.

Inspector de Obras Civiles

Capataz y/u Operario carpintero

**(b) Equipo:** El equipo y herramientas para la inspección de los encofrados será:

Equipo Topográfico (Estación Total y Nivel Automático).

Winchas metálicas de 5.0, 8.0 y/o 10.0 m.

Nivel de mano.

Plomada pendular.

Pintura, libretas de campo, tiza, etc.

**(c) Materiales:**

La forma puede ser de madera, metal o mixta. El molde no debe presentar deformaciones, defectos, irregularidades o puntos frágiles que puedan afectar a la forma, dimensión o tratamiento superficial de los elementos de hormigón para los que funciona como molde.

Para el acabado de superficies tipo concreto expuesto o “caravista” se usarán paneles fenólicos o metálicos en los cuales se empleará la cantidad necesaria de desmoldante para lograr un adecuado retiro del encofrado.

Cualquier tipo de encofrado ya sea de madera, metálico o mixto, podrá ser usado cuantas veces sea requerido por el Contratista siempre y cuando los paneles o tableros no presenten signos evidentes de deterioro tales como agujeros, rajaduras, roturas y en general cualquier defecto que perjudique la apariencia de la estructura terminada. La inspección del encofrado será registrada en un protocolo que cuente el proyecto de Liberación de Estructuras (Pre-Vaciado). Ver ejemplo de protocolo en Anexos.

Tabla 3. Matriz de responsabilidades

Actividades		Área de Calidad	Área de Producción	Jefe de Topografía	Capataz de encofrados
1	Revisar los planos de detalle de encofrados, memoria de cálculo y especificaciones técnicas del Proyecto.	X	X	X	X
2	Verificar que todos los materiales cuenten con Certificados de Calidad	X			X
3	Realizar la inspección de las estructuras antes y durante la colocación del concreto (De acuerdo a procedimiento y protocolos aplicables)	X	X	X	X
4	Administrar y archivar los protocolos y certificados de calidad (Procesar y archivar los datos de campo).	X			

Fuente: ACI 117

En los anexos 5 y 6 se muestra a manera de ejemplo, dos protocolos para verificación del encofrado previo al vaciado y un protocolo para el post vaciado.

### Buenas prácticas

**Materiales;** El mantenimiento inadecuado debido a condiciones de almacenaje, limpieza, rehabilitación, reparaciones y sobre uso trae como consecuencia cambio de texturas, coloración y encofrado adherido a la mezcla (desencofrado). El uso inapropiado de desmoldante puede originar cangrejeras, burbujas y decoloración, por lo tanto se deberá usar el adecuado ya sea que se trate de encofrados de madera, acero, aluminio, etc.

**Encofrado y desencofrado;** Antes y durante el desarrollo de las actividades de producción y colocación de concreto, se deberá verificar previamente el correcto llenado de los ATS (Análisis de Trabajo seguros) y el Permiso de Trabajo de cualquier prueba y/o ensayo con la finalidad de preservar las condiciones seguras de las mismas.

Los anclajes inadecuados, arriostres pobres y excesiva flexibilidad trae como consecuencia variaciones en la sección y fugas durante el vaciado.

Para eliminar o reducir las burbujas de aire atrapadas en el hormigón colocado, el encofrado se golpea con un martillo de goma o un bloque de madera durante el vertido. Inmediatamente después del vertido, lavar la parte posterior de los paneles con agua a presión, evitando que el hormigón se pegue. Alternativamente, se puede aplicar un agente desmoldante para facilitar la eliminación de desechos.

Se recomienda retirar los paneles del encofrado con mucho cuidado a fin de evitar abolladuras o “chichones” en las planchas y que afectarán el acabado final de los vaciados posteriores (debido al uso de barretas, “patas de cabra” y/o golpeo de las planchas). Así mismo deberá tenerse sumo cuidado para evitar abolladuras en el concreto.

El capataz de encofrado designará él o los operarios carpinteros que estarán presentes durante la colocación del concreto, la labor de éstos operarios es el de controlar posibles desplomes ó desalineamientos mientras se ejecute la colocación del concreto.

Deberá llevarse un mapeo de los elementos horizontales que se auto soportan para el control del inicio del desencofrado.

### **Problemas con los encofrados tradicionales de madera**

#### **Cangrejas:**

Cangrejo es un área con vacío o bolsas de aire, con pérdida o separación de finos debido a la segregación del hormigón durante el proceso de hormigonado. Además del aspecto estético y arquitectónico, estas imperfecciones pueden tener un significado de daño o deterioro de elementos estructurales.

Generalmente, la formación de estas bolsas de aire ocurre en vigas, pilares y placas de hormigón con refuerzo de acero, y se generan por factores como mala calidad de materiales, mala colocación del hormigón o falta de vibradores de hormigón en construcción.

Según Luis Zerga, gerente técnico de Z Aditivos, todo proyecto sufre de un cangrejero en algún momento de su desarrollo constructivo, ya que en ocasiones la vibración no llega a las diferentes áreas de la fundición, tanto en obra como en infraestructura.

El mercado peruano ofrece una serie de soluciones que pueden prevenir en gran medida la formación de cangrejos, o repararlos si han ocurrido en el acto. Por ejemplo, si se trata de una mala fundición o falta de aditivos adecuados, se utilizan morteros de reparación de alta resistencia, que se pueden aplicar y resolver fácilmente la cavidad.

Asimismo, se ofrece equipo vibratorio de hormigón ligero, que al introducirse en la fundición esparce el hormigón de manera uniforme para que la mezcla no se obstruya en la armadura de acero, ya que esta debilita estructuralmente la viga o columna. Incluso en el caso de reparaciones de columnas sujetas a abrasión, el mercado nacional cuenta con soluciones más resistentes.

Besomi, destaca que la formación de los trabajadores es muy importante para evitar que se produzcan este tipo de problemas; logrando que la colocación del hormigón se realice en capas, llenando así todos los sectores del molde. Si quieres estar más seguro de que el relleno es el correcto, puedes utilizar plastificantes que aumentan la fluidez del material sin afectar su resistencia.

Besomi 2009, También se señala que si la densidad de la armadura es muy alta se pueden utilizar técnicas como el hormigón autocompactante, que consiste en un hormigón muy líquido que permite cubrir todos los tramos únicamente con el efecto de su propio peso y sin necesidad de otro método de compactación. Sin embargo, surge un problema, es decir, se necesitan más de 24 horas para alcanzar su resistencia mínima de soporte, por lo que debe diseñarse con una relación agua / cemento (A / C) baja, con cemento de alta resistencia o con aceleradores. ambiente.

### **Falta de recubrimiento ;**

Cuando se utiliza hormigón armado en la construcción de un edificio, es importante tener en cuenta el revestimiento a la hora de montar y colocar las armaduras en el molde. Dicho revestimiento es la capa de hormigón con un cierto espesor (s) que recubre el refuerzo de acero y lo aísla del entorno en los apéndices. que se muestra en la Fig. 1.10 de los Anexos.

Como lo indicó Aceros Arequipa; El espesor del revestimiento es de gran importancia para lograr una protección adecuada del refuerzo de acero durante la vida útil de la estructura.

La función principal del recubrimiento es proteger el acero contra la corrosión. Además, permite que el hormigón se asiente entre las barras de acero y el molde y se adhiera correctamente.

Otra función importante del revestimiento es proteger el acero de las altas temperaturas provocadas por los incendios. Si el hormigón del molde es de calidad controlada, proporcionará una protección completa contra el fuego. Las excelentes propiedades de resistencia al fuego del hormigón, generalmente demostradas, protegen el refuerzo interior y retrasan cualquier daño estructural, lo que en la mayoría de los casos evita el colapso de los edificios. Esto beneficia a todos: constructores, residentes de la construcción y propietarios de viviendas.

Al monitorear la forma de una estructura, antes de permitir el vertido del hormigón, casi siempre se ha descubierto que no existen espacios adecuados para las tapas entre las armaduras y el molde. Por ejemplo, esto suele ocurrir con las vigas, donde las varillas colocadas en la parte inferior (conocidas como acero positivo) descansan directamente sobre la madera del molde, que se puede ver en la Figura 3, donde no hay espacio para el revestimiento.

**Fisuras en el concreto;** De acuerdo a lo señalado por SIKA del Perú; el concreto es un material muy bueno para resistir las tensiones de compresión, pero no muy bueno cuando se somete a fuerzas de tracción. Se sabe que su resistencia a las fuerzas de tracción es aproximadamente una décima parte de su resistencia a las fuerzas de compresión. Es por eso que agregamos barras de acero, que son las principales responsables de soportar las fuerzas de tensión y de darle al concreto la capacidad de deformarse bajo cualquier carga impuesta (ductilidad).

Problema General; - ¿Cómo conocer cuál es el costo más económico para el encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio Taller del Metro de Lima – línea 2?

Problemas Específicos; - ¿Cuáles son los factores influyentes para la elección del tipo de encofrado?

- ¿Con la aplicación del análisis comparativo en costo para encofrado de elementos verticales, como impacta en el costo del proyecto?

- ¿Qué características debe tener la estrategia de solución para conocer el costo más económico para la elección del encofrado en elementos verticales?.

Justificación de la Investigación; Esta investigación se justifica porque busca minimizar los impactos que pueden generar la elección del costo de una actividad sin considerar un adecuado análisis de costo tanto en la fase de planificación como en la fase de ejecución de los diversos proyectos, empleando eficientemente los costos en los proyectos podemos llegar a tener un proyecto exitoso, además se pueden considerar otros aspectos tales como:

- Proyectos de construcción cada vez más complejos y costosos, que requieren un enfoque distinto de metodología constructiva.

- Ausencia de una metodología adecuada y bien planificada que permita mantener un control eficiente a lo largo de la ejecución del proyecto.

Con lo presentado surge el principal motivo del porque se eligió este tema de investigación, el cual es demostrar cual es el costo más económico para el encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio Taller del Metro de Lima – línea 2.

De acuerdo con los objetivos de esta investigación, la principal idea de este trabajo es realizar el análisis comparativo en costo para la elección del encofrado más durable y ventajoso aplicado a las diversas necesidades de los proyectos de acuerdo a su complejidad.

**Hipótesis General;** - La implementación del análisis comparativo permite evaluar cuál es el costo más económico para el encofrado n elementos verticales empleando encofrados metálicos o de madera en el Patio Taller del Metro de Lima

**Hipótesis Específicas;** - Los factores que influyen para la elección del tipo de encofrado son la presión del concreto fresco, además de los factores técnicos, factores económicos, factores estéticos, factores de seguridad y factores logísticos.

- Un adecuado análisis de costo tiene un importante para reducir la incertidumbre de los costos en un proyecto.

- Realizar un análisis comparativo para la elección del costo en encofrados da consistencia a a decisión de alquiler compra en los proyectos.

El Objetivo General para nuestro trabajo nos planteamos; - Proponer el análisis comparativo para conocer cuál es el costo más económico para encofrados en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio Taller del Metro de Lima – Línea 2.

Del mismo modo nuestros Objetivos Específicos son: Identificar los factores influyentes para determinar el tipo de encofrado, además cuál es el costo más económico para encofrados en elementos verticales, Estimar los resultados que genera la implementación del análisis comparativo en el costo del encofrado para elementos verticales, Diseñar un adecuado análisis comparativo para la determinación del costo más económico en encofrado de elementos verticales.

## II. MÉTODO

### 2.1 Tipo y diseño de la investigación

#### Tipo de estudio

Por el tipo de investigación, este trabajo reúne las condiciones metodológicas de una investigación aplicada, pues su propósito es aplicar los conocimientos existentes en la solución de un problema práctico. (Arnal, 2003).

#### Nivel de investigación

Por la naturaleza de la investigación, reúne las características de un estudio descriptivo por su nivel, ya que determinará cómo es la situación de las variables, la frecuencia con la que ocurre el evento, además de analizar en detalle cada uno de los componentes (Hernández Sampieri, 2003).

#### Diseño de investigación

Transversal: Debido a que se realizó una sola vez, los datos se recolectaron en una sola fecha (Hernández Sampieri, 2003).

– Retrospectiva: Por el hecho de que trabajamos con hechos que ocurrieron en la realidad y además los datos ya estaban registrados (Hernández Sampieri, 2003).

- Observacional: Se realiza un evento producido en la realidad, que se convierte en Project Management.

### 2.2 Población, muestra y muestreo

#### **Población**

El presente trabajo de investigación delimitamos su población, la cual es, las edificaciones que se están construyendo en el metro de Lima.

#### **Muestra**

Se tomó como muestra el proyecto “Edificaciones del Patio Taller del Metro de Lima – Línea 2”, ubicado en el distrito de Santa Anita.

#### **Muestreo**

Para la siguiente investigación se utilizó un muestreo no probabilístico por conveniencia, ya que se eligió como muestra el Proyecto Edificaciones del Patio Taller del Metro de Lima – Línea 2 – Santa Anita – Lima, este proyecto tendrá un buen aporte al respecto con el transporte masivo de pasajeros en la ciudad de Lima, así como facilitar la pérdida de tiempo durante el

transporte por congestión vehicular en la ciudad de Lima. Además, en el caso del presente trabajo de investigación se aprovechó a los contratistas de encofrados ubicados en la ciudad de Lima, se recogieron cotizaciones en un plazo de 6 meses.

**Participantes** Los contratistas participantes en esta etapa de obtención de información son los siguientes:

Ulma encofrados Perú

Efco del Perú

UNISPAN

PERI peruana SAC

### **Ulma:**

Según Besomi, 2009, el sistema que ofrece esta empresa se llama ORMA. Consiste en paneles de grandes dimensiones y propiedades físicas constantes, lo que permite superficies lisas y fácil mantenimiento. Como elemento básico, este sistema consta de paneles de hasta 2,7 [m] de altura, 12 [cm] de espesor 3 y 5 anchos diferentes, más una pinza de control (figura 1). Este último es el principal elemento de unión y refuerzo utilizado para la formación de conjuntos de paneles. Esto asegura que el hormigón esté firme en las juntas.

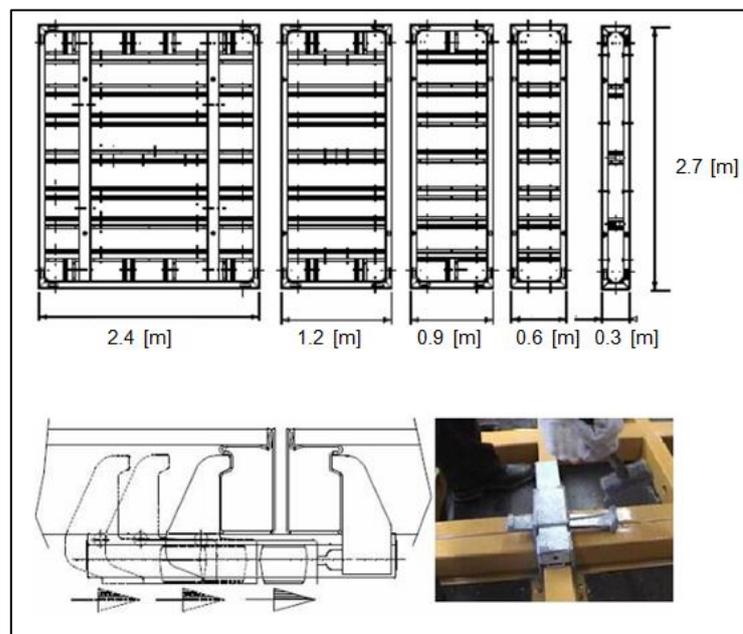


Figura 1. Ancho de paneles Orma / Grapa de regulación

Fuente: Catálogo Ulma

Otra característica de la abrazadera es que es auto compensante, es decir, elimina la necesidad de alineadores en la unión de los paneles. Además, permite formar una superficie de hasta 39 [m<sup>2</sup>] (6 paneles de 2,7 [m] x 2,4 [m]), que se pueden mover con una grúa en una sola pieza. La unión se caracteriza por ser rápida y sencilla, requiriendo únicamente un martillo como herramienta de trabajo, como se muestra en la figura 2. La disposición de los clips en dirección vertical y horizontal depende del tamaño de los paneles. El número de unidades para unir paneles en dirección vertical y horizontal se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 4. Altura de elemento vs número de Grapas 1

Altura del elemento [m]	Número de grapas
0.9	2
1.2	2
2.7	2

Fuente: ACI 117

Tabla 5. Altura de elemento vs número de Grapas 2

Altura del elemento [m]	Número de grapas
0.3	1
0.6	1
0.9	2
1.2	2
2.4	2

Fuente: ACI 117

Dado que los paneles tienen 5 anchos y 3 alturas diferentes, se puede lograr una gran flexibilidad al permitir una modulación múltiple de 30 [cm].

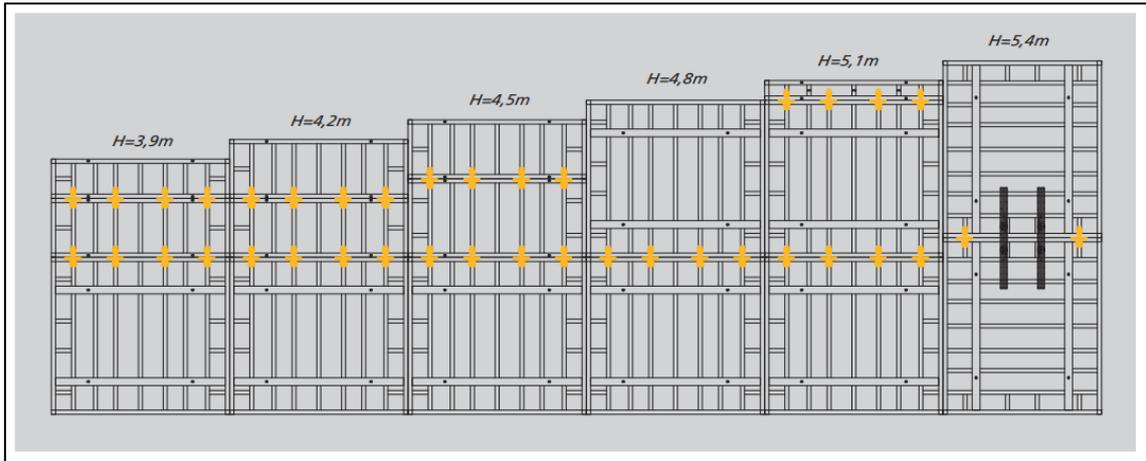


Figura 2. Rango de altura de paneles Orma

Fuente: Catálogo Ulma

Además, existen elementos complementarios a este sistema que facilitan su adaptación a cualquier geometría de la obra, como escuadras fijas, escuadras interiores y exteriores giratorias que permiten que la pared se junte en el ángulo deseado. Para dar estabilidad al molde se utilizan puntales que se etiquetan en la losa mediante placa base y el panel mediante cabezales. Además, se regula que la impresión esté bien erigida.

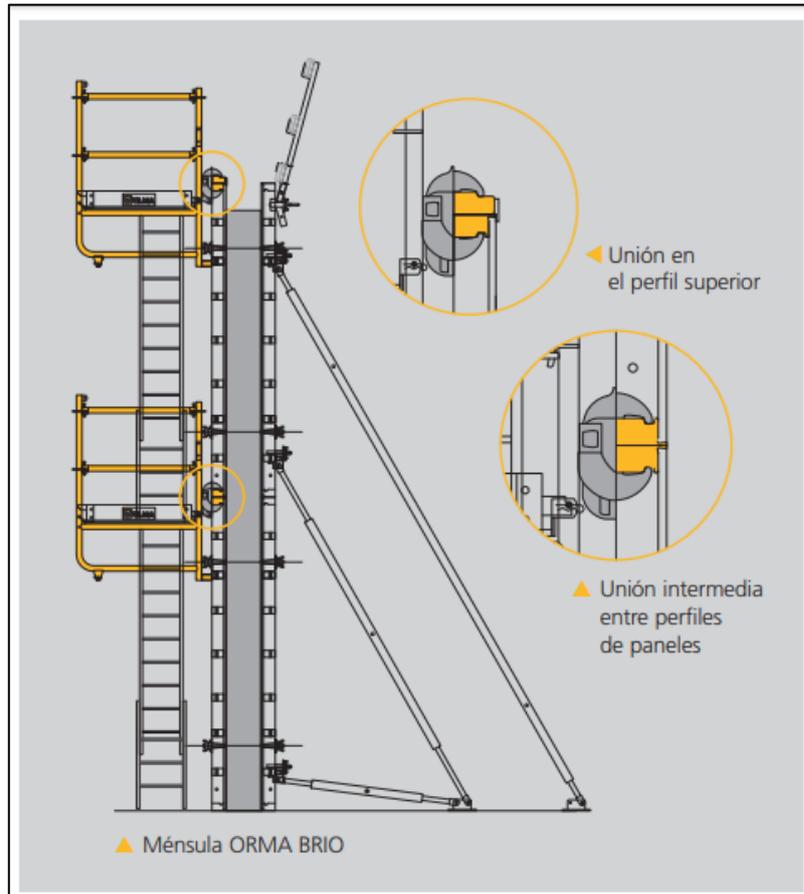


Figura 3. Elementos auxiliares de paneles Orma

Fuente: Catálogo Ulma

Como indica Marco Besomi, 2009; Los agujeros en el panel que dejan las barras de anclaje deben taponarse para evitar fugas del mortero producido por el hormigón. Para ello, la barra de anclaje se envuelve con el tubo distanciador, que a su vez está dotado de una contraventana, que consta de una pieza de plástico con aros cilíndricos que recibe el tapón para completar la barrera que evita que salga el mortero. El cono es la parte encargada de sellar la barra, evitando que el mortero la adhiera, dificultando su recuperación una vez bajado el muro. El tubo distanciador, que se encuentra empotrado en el hormigón, cumple también la función de permitir una fácil recuperación de las barras de anclaje, ya que evita que se atasquen en el hormigón ya endurecido.

Besomi, 2009, también señala que en los edificios no es recomendable realizar perforaciones en las paredes externas, ya que el llenado inadecuado de las mismas es una vía de humedad. Una posible solución a este problema es fabricar una pieza con una tuerca en cada extremo para poder atornillar una barra de anclaje en cada lado. El sistema de prevención de fugas de mortero es idéntico al explicado anteriormente. Las tuercas, unidas y separadas entre sí, permiten que el producto de hormigón del relleno de la pared quede entre ellas, evitando así perforaciones laterales y solucionando el problema en cuestión. Se debe considerar que la pieza está empotrada en el hormigón, lo que aumenta los costos de ejecución de los muros externos. Los huecos que quedan al retirar las barras de anclaje se rellenan con mortero.

## **PERI**

Según lo desarrollado por Besomi, en 2009, para molduras verticales para el proveedor PERI, TRIO es el nombre de su moldura para grandes obras. Con pocas piezas y un montaje rápido, aseguran un mayor montaje del molde. Los paneles se componen de perfiles de acero de 15 [cm] de espesor<sup>6</sup>, que forman un marco rígido y reticulado pintado, lo que permite una mejor y más rápida limpieza. Tienen 3 alturas y 5 anchos diferentes<sup>7</sup>. El más grande es de 2,7 x 2,4 [m]. Esto permite generar una modulación que tiene 2,7 [m] en la horizontal y varía en altura cada 30 [cm] en la vertical (ver figura 2.4). Por otro lado, los paneles pueden soportar una nueva presión de hormigón de 67,5 [KN / m<sup>2</sup>], que corresponde a una altura de 2,7 [m] del mismo material.



Figura 4. Encofrados para pilares TRIO

Fuente: Catálogo PERI



Figura 5. Encofrados modular TRIO, para muros

Fuente: Catálogo PERI

Para unir los diferentes tipos de paneles, se dispone de una pinza de unión que, con el uso de un martillo, garantiza un rápido ajuste y alineación de los paneles. Además, permite desplazamientos de más de 10 [cm] y extensiones de madera de hasta 20 [cm]. Para conectar los diferentes tipos de paneles, existe una abrazadera de conexión que, con el uso de un martillo, garantiza un rápido ajuste y alineación de los paneles. Además, permite desplazamientos de más de 10 [cm] y extensiones de madera de hasta 20 [cm].

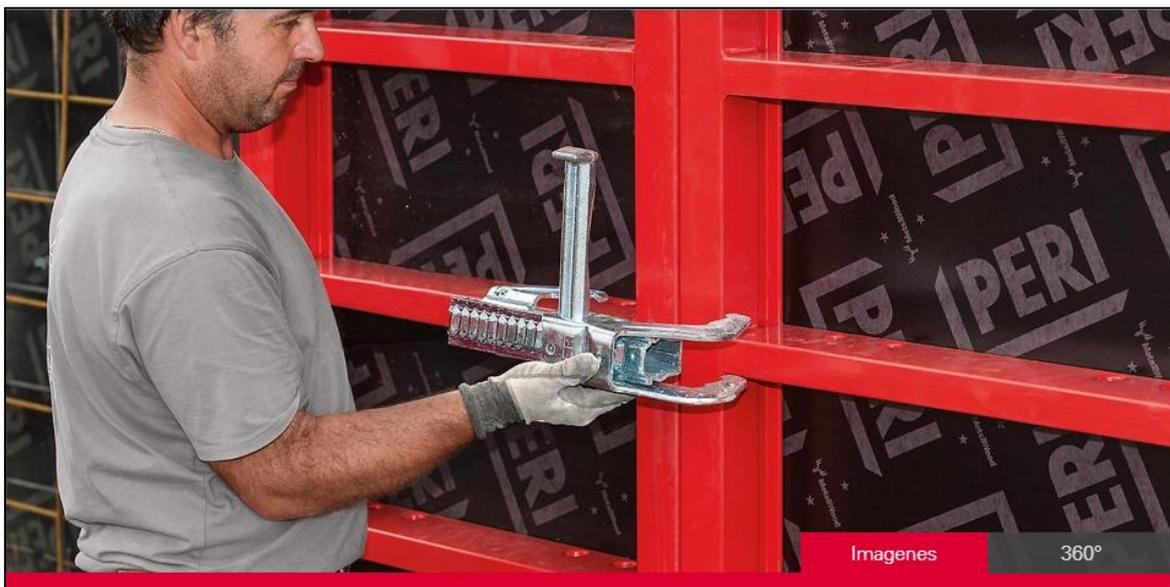


Figura 6. Cerrojo BFD de uso universal

Fuente: Catálogo PERI

Tabla 6. Las distribuciones de elementos y uniones

Altura del elemento	Número de grapas
0.9	2
1.2	2
2.7	2
0.3	1
0.9	1
1.2	2
2.4	2

Fuente: Catálogo Ulma

El panel está hecho de madera contrachapada y está recubierto con un producto especial que evita que la humedad ataque la madera. Tiene un espesor de 21 [mm], lo que garantiza una mayor vida útil; aproximadamente 50 usos en el sitio.

### **EFCO**

Como indica Besomi, 2009. A diferencia de las formas que ofrecen las empresas mencionadas, la forma del EFCO BEAM es metálica, es decir: tanto la estructura del panel como la bandeja son de acero. Los paneles tienen 21,5 [cm] de espesor y 6 alturas y 10 anchos distintos, que junto con las distintas piezas de acabado no requieren el uso de contrachapado de madera en obra. Besomi señala que la conexión y la alineación de los paneles se realiza mediante el tornillo de rosca rápida, que es un sujetador ligero y de uso rápido que se inserta en la junta del panel, se coloca una tuerca y se aprieta con una llave hexagonal. Cuando se requiere una conexión más rápida, se puede usar un pin llamado rápido en combinación, que puede reemplazar muchas conexiones de tornillo, reduciendo aún más los tiempos de ensamblaje. Además, un solo trabajador puede llevar alrededor de 12 tornillos en su cinturón de herramientas. Una de las ventajas de utilizar estos elementos de unión es que los elementos exteriores no son necesarios para actuar como refuerzos, ya que la capacidad de trabajo del tornillo de rosca rápida es de 84,5 [KN] en tensión y 40 [KN] para cortar. El paramento en contacto con el hormigón está formado por una placa de acero de 5 [mm] de espesor soldada al marco que constituye el panel. La vida útil teórica de estos paneles es muy alta, ya que se supone que el acero siempre está trabajando en su rango elástico. Sin embargo, considerando las posibles abolladuras en el encofrado y que el tratamiento que se les da en el lugar nunca se asume en teoría, la vida útil de este encofrado es de aproximadamente 150 usos. El ancla es un elemento reutilizable que tiene 2 diámetros diferentes en función de la capacidad requerida.



Figura 7. Anclajes Efc para encofrado

Fuente: Catálogo EFCO

## **UNISPAN**

El encofrado UNISPAN MINIMAG es un sistema de muro que combina una estructura en perfiles de acero con láminas de contrachapado fenólico. Montaje rápido y ligero, se puede mover manualmente.



Figura 8. Grapas en encofrado UNISPAN

Fuente: Catálogo UNISPAN

## **PATIO TALLER METRO LIMA – LÍNEA 2**

Constituye la principal instalación complementaria para la línea 2 del Metro de Lima, ya que son elementos de mantenimiento y depósito de los trenes que circulan por ella: Estas instalaciones, precisan una gran superficie para su implantación, ocupando estratégicamente una posición adecuada para la explotación de la línea.

En el desarrollo de las edificaciones del Patio Taller se opta por un diseño unitario respondiendo de forma particular a las necesidades precisas que surjan en cada una de las mismas

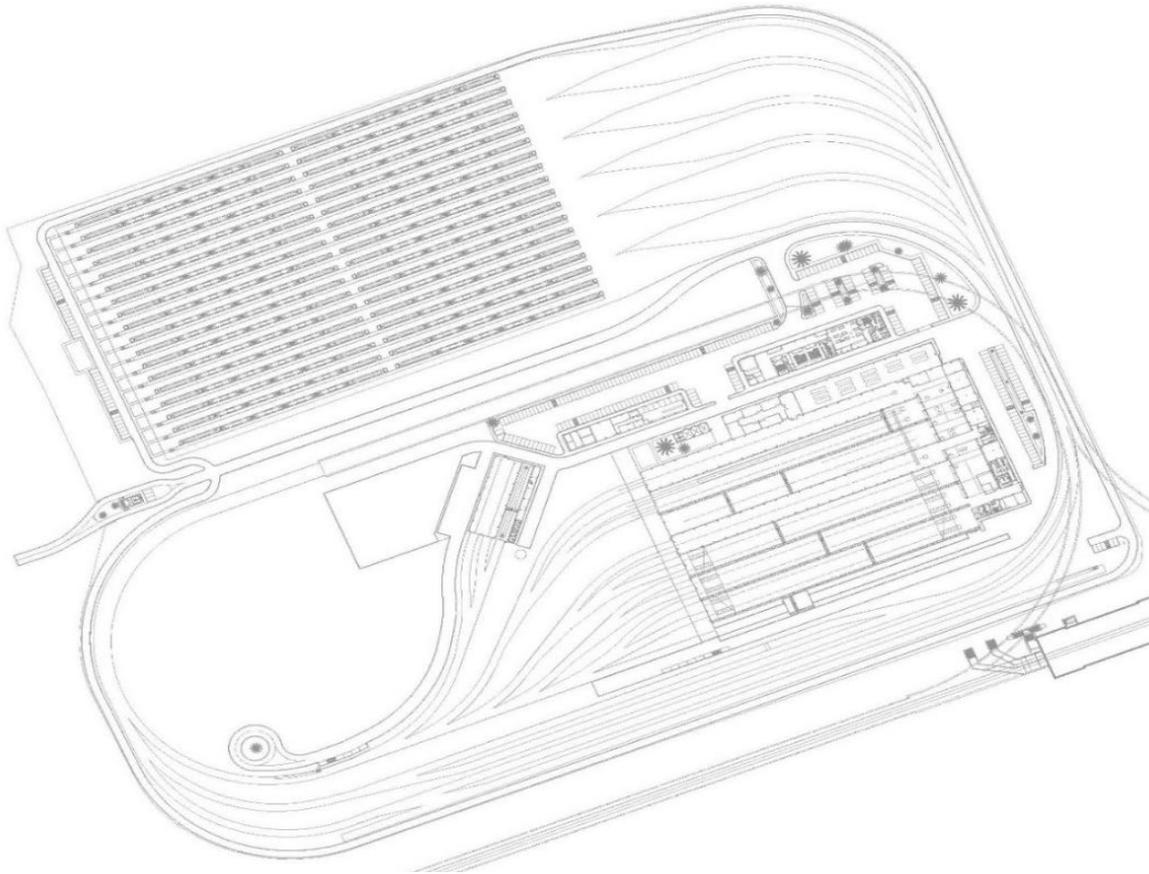


Figura 9. Localización Edificios en Patio Taller

Fuente: Internet

Variables y operacionalización

Variables independientes

Análisis comparativo

Variables dependientes

- Costo más económico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos

Matriz de Consistencia

Tabla 7. Matriz de Consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA							
TÍTULO	PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	POBLACIÓN Y MUESTRA
propuesta de análisis comparativo para conocer cual es el costo mas economico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metalicos en Patio taller del Metro de Lima	¿Cómo conocer cual es el costo mas economico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metalicos en Patio taller del Metro de Lima?	GENERAL-	La implantación de análisis comparativo permitira evaluar cual es el costo mas economico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metalicos en Patio taller del Metro de Lima	INDEPENDIENTE.-	VARIABLE INDEPENDIENTE.-	Tipo de investigación.- Aplicada. Explicativa. No experimental. Prospectiva.  Diseño de investigación.-  T1 T2 M O P RE	Población.- El presente trabajo de investigación delimitamos su población, la cual es, las edificaciones que se están construyendo en el metro de Lima.  Muestra.- Se tomó como muestra el proyecto "Edificaciones del Patio Taller del Metro de Lima – Línea 2", ubicado en el distrito de Santa Anita.
		proponer análisis comparativo para conocer cual es el costo mas economico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metalicos en Patio taller del Metro de Lima		análisis comparativo	Temas Estratégicos		
		ESPECÍFICOS.-		Mapa Estratégico			
		1.-Diagnosticar el estado actual de cual es el costo mas economico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metalicos en Patio taller del Metro de Lima		Cuadro de mando			
		2.-Identificar los factores influyentes en cual es el costo mas economico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metalicos en Patio taller del Metro de Lima		DEPENDIENTE.-	VARIABLE DEPENDIENTE.-		
3.-Diseñar análisis comparativo para conocer cual es el costo mas economico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metalicos en Patio taller del Metro de Lima	cual es el costo mas economico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metalicos	Eficiencia					
4.-Estimar los resultados que generará la implantación análisis comparativo en cual es el costo mas economico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metalicos en Patio taller del Metro de Lima		Eficacia					

Fuente: Propia

### 2.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos: validación y confiabilidad

Para obtener la información requerida en esta investigación, se aplicaron las siguientes técnicas e instrumentos:

#### Técnicas

La técnica utilizada en esta investigación es la Recolección de Datos, ya que es el método fundamental para obtener datos de la realidad, como señala Tejada (1997), es una de las “fases más trascendentales del proceso de investigación científica”. El cual es uno de los ejes principales de una investigación, ya que da lugar a la información que será analizada para la difusión de los resultados obtenidos en cualquier investigación, evidentemente que con esta técnica y con nuestro instrumento podemos generar las tablas comparativas de control y poder realizar un análisis muy detallado.

#### Instrumento

Hernández, Fernández y Baptista (Ob. Cit) definen el instrumento como "... aquel que registra datos observables que realmente representan los conceptos o variables que el investigador tiene

en mente" (p. 242). En el caso de este trabajo de investigación, las cotizaciones enviadas por los proveedores se utilizaron en respuesta a una solicitud de cotización realizada por correo electrónico.

### **Validación y confiabilidad**

La validación se podrá ver en los formatos adjuntos y la confiabilidad vendrá dada por un documento que a la vez pertenece a la cuestión ética, donde demostrará la certeza de la recolección de datos y demostrará que estos son seguros y concretos.

### 2.4 Procedimiento

Los procedimientos a utilizar se basarán en la recopilación de información de las fuentes bibliográficas a considerar, se realizará una descripción de cada metodología analizada.

Además, cada variable será analizada según el diseño de investigación a realizar, ejecutando la operacionalización de las variables asumidas.

### 2.5 Métodos análisis de datos

Para el procesamiento de nuestros datos a nivel descriptivo, se utilizará Excel 2013, que puede determinar ciertos cálculos si es necesario. 2.8 Aspectos éticos En esta investigación se presentaron los siguientes documentos para solicitar información y validar las variables a estudiar: - El investigador se compromete a respetar la veracidad de los resultados y la fiabilidad de los datos facilitados por la empresa. - Se respetó la propiedad intelectual y los resultados obtenidos en la investigación según los criterios éticos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad César Vallejo.

### 2.6 Aspectos éticos

En esta investigación se presentaron los siguientes documentos para solicitar información y validar las variables a estudiar. El investigador se compromete a respetar la veracidad de los resultados y la fiabilidad de los datos facilitados por la empresa. La propiedad intelectual y los resultados obtenidos en la investigación fueron respetados según los criterios éticos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad César Vallejo.

### III. RESULTADOS

De acuerdo a las cotizaciones referidas, las cuales se muestran los anexos 1, 2, 3 y 4. Se analizará la comparación de costos de encofrado metálico de los cuatro proveedores de los cuales se recibió cotizaciones. Además, se muestran el análisis de precios del encofrado de madera, para columnas y placas.

#### Proveedor ULMA

Encofrado metálico para columna de sótano 0.60x.60 m y 3.2 m de altura:

Tabla 8. Costos.

CODIGO	NOMBRE PRODUCTO	METRADO	ALQUILER		PESO (Kg)	
			UNITARIO S/. /MES	PARC. S/. /MES	UNIT	PARCIAL
1861365	BARRA ROSCADA 15/1.20	20	0.51	10.12	1.80	36.00
1900144	BASE ESTABILIZADOR	4	1.61	6.43	3.60	14.40
1850134	CERROJO	105	0.23	24.05	0.30	31.50
1850394	ESCUADRA EXT 1.50	8	3.49	27.90	9.18	73.44
1850164	FIJADOR	4	0.53	2.14	0.50	2.00
1850173	MENSULA COMAIN	4	6.47	25.89	9.00	36.00
1850129	PANEL COMAIN 1.20X0.20 (0.24M2)	4	6.65	26.60	12.80	51.20
1850378	PANEL COMAIN 1.50X0.60 (0.90M2)	8	10.99	87.96	30.50	244.00
N900415	RIGIDIZADOR COMAIN 1.00	28	2.56	71.72	6.20	173.60
1900123	TENSOR 2,4-3,3	4	9.58	38.33	24.30	97.20
7238001	TUERCA EXAGONAL 15	4	0.10	0.38	0.22	0.88
7238000	TUERCA PLACA FIJA 15	40	0.21	8.39	0.73	29.20
			Sub Total S/.,=	329.90	TOTAL (Kg)=	789.42

Area(m2)=	8.16
Precio de alquiler total S/. (mes)=	329.90
Precio de alquiler total S/. /m2 (mes)=	40.43

Fuente: Cotización Ulma

Tabla 9. Costo de alquiler de encofrado 0.60x0.60

Encofrado metálico para columna de sótano 0.80x0.80 m y 3.0 m de altura:

De acuerdo a la siguiente tabla, tenemos el precio de S/ 36.72 x m<sup>2</sup> / mes.

CODIGO	NOMBRE PRODUCTO	METRADO	ALQUILER		PESO (Kg)	
			UNITARIO S/. /MES	PARC. S/. /MES	UNIT	PARCIAL
7238001	TUERCA EXAGONAL 15	4	0.10	0.38	0.22	0.88
7238000	TUERCA PLACA FIJA 15	32	0.21	6.71	0.73	23.36
1850134	CERROJO	150	0.23	34.36	0.30	45.00
1850394	ESCUADRA EXT 1.50	8	3.49	27.90	9.18	73.44
1850164	FIJADOR	4	0.53	2.14	0.50	2.00
1850173	MENSULA COMAIN	4	6.47	25.89	9.00	36.00
1850292	PANEL COMAIN 1.50X0.20 (0.30 M2)	8	6.35	50.79	16.20	129.60
1850378	PANEL COMAIN 1.50X0.60 (0.90M2)	8	10.99	87.96	30.50	244.00
N900415	RIGIDIZADOR COMAIN 1.00	24	2.56	61.47	6.20	148.80
1900144	BASE ESTABILIZADOR	4	1.61	6.43	3.60	14.40
1900123	TENSOR 2,4-3,3	4	9.58	38.33	24.30	97.20
1861183	BARRA ROSCADA 15/1.50	16	0.63	10.15	2.20	35.20

Sub Total S/.= 352.51      TOTAL (Kg)= 849.88

Area(m2)=	9.60
Precio de alquiler total S/. (mes)=	352.51
Precio de alquiler total S/. /m2 (mes)=	36.72

Encofrado metálico para columna circular de piso 1, de 0.80 de diámetro m y 6.0 m de altura:

De acuerdo a la siguiente tabla, tenemos el precio de S/ 22.70 x m<sup>2</sup> / mes.

Tabla 10. Costo de alquiler de encofrado circular de 0.80 de diámetro

CODIGO	NOMBRE PRODUCTO	METRADO	ALQUILER		PESO (Kg)	
			UNITARIO S/. /MES	PARC. S/. /MES	UNIT	PARCIAL
1900144	BASE ESTABILIZADOR	2	1.61	3.21	3.60	7.20
1850134	CERROJO	72	0.23	16.49	0.30	21.60
1850164	FIJADOR	4	0.53	2.14	0.50	2.00
1855085	PANEL CLR 1/0,8(1,26 M2)	4	24.78	99.12	68.00	272.00
1855033	PANEL CLR 2/0,8(2,51 M2)	4	42.31	169.26	134.00	536.00
1900123	TENSOR 2,4-3,3	2	9.58	19.17	24.30	48.60
1900147	TENSOR 5-6	2	16.30	32.60	51.30	102.60
7238001	TUERCA EXAGONAL 15	4	0.10	0.38	0.22	0.88

Sub Total S/.= 342.37      TOTAL (Kg)= 990.88

Area(m2)=	15.08
Precio de alquiler total S/. (mes)=	342.37
Precio de alquiler total S/. /m2 (mes)=	22.70

Fuente: Cotización Ulma

Encofrado metálico para columna de piso 1; 0.60x.60 m y 6.3 m de altura:

De acuerdo a la siguiente tabla, tenemos el precio de S/ 41.23 x m2 / mes.

Tabla 11. Costo de alquiler de encofrado columna circular piso 1

CODIGO	NOMBRE PRODUCTO	METRADO	ALQUILER		PESO (Kg)		
			UNITARIO S/. /MES	PARC. S/. /MES	UNIT	PARCIAL	
1861365	BARRA ROSCADA 15/1.20	40	0.51	20.23	1.80	72.00	
1900144	BASE ESTABILIZADOR	4	1.61	6.43	3.60	14.40	
1850134	CERROJO	210	0.23	48.10	0.30	63.00	
1850394	ESCUADRA EXT 1.50	4	3.49	13.95	9.18	36.72	
1850223	ESCUADRA EXT 2.40	8	5.29	42.28	14.62	116.96	
1850164	FIJADOR	8	0.53	4.27	0.50	4.00	
1850173	MENSULA COMAIN	8	6.47	51.78	9.00	72.00	
1850113	PANEL COMAIN 1.20X0.60 (0.72M2)	8	9.45	75.63	24.40	195.20	
1850378	PANEL COMAIN 1.50X0.60 (0.90M2)	4	10.99	43.98	30.50	122.00	
1850188	PANEL COMAIN 2.40X0.60 (1.44M2)	4	18.68	74.74	44.00	176.00	
N900415	RIGIDIZADOR COMAIN 1.00	40	2.56	102.46	6.20	248.00	
1908168	TENSOR 3,6-4,8	4	14.19	56.76	43.30	173.20	
1900147	TENSOR 5-6	4	16.30	65.20	51.30	205.20	
7238001	TUERCA EXAGONAL 15	8	0.10	0.76	0.22	1.76	
7238000	TUERCA PLACA FIJA 15	80	0.21	16.78	0.73	58.40	
			Sub Total S/.=		623.35	TOTAL (Kg)=	1,558.84

Area(m2)=	15.12
Precio de alquiler total S/. (mes)=	623.35
Precio de alquiler total S/. /m2 (mes)=	41.23

Fuente: Cotización Ulma

De acuerdo a la siguiente tabla tenemos el precio de S/ 37.48 x m2 / mes.

Tabla 12. Costo de alquiler de encofrado columna circular piso 1

CODIGO	NOMBRE PRODUCTO	METRADO	ALQUILER		PESO (Kg)		
			UNITARIO S/. /MES	PARC. S/. /MES	UNIT	PARCIAL	
1861183	BARRA ROSCADA 15/1.50	36	0.63	22.84	2.20	79.20	
1900144	BASE ESTABILIZADOR	4	1.61	6.43	3.60	14.40	
1850134	CERROJO	300	0.23	68.72	0.30	90.00	
1850394	ESCUADRA EXT 1.50	4	3.49	13.95	9.18	36.72	
1850223	ESCUADRA EXT 2.40	8	5.29	42.28	14.62	116.96	
1850164	FIJADOR	8	0.53	4.27	0.50	4.00	
1850173	MENSULA COMAIN	8	6.47	51.78	9.00	72.00	
1850113	PANEL COMAIN 1.20X0.60 (0.72M2)	8	9.45	75.63	24.40	195.20	
1850292	PANEL COMAIN 1.50X0.20 (0.30 M2)	4	6.35	25.40	16.20	64.80	
1850378	PANEL COMAIN 1.50X0.60 (0.90M2)	4	10.99	43.98	30.50	122.00	
1850207	PANEL COMAIN 2.40X0.20 (0.48M2)	8	11.95	95.63	23.10	184.80	
1850188	PANEL COMAIN 2.40X0.60 (1.44M2)	4	18.68	74.74	44.00	176.00	
N900415	RIGIDIZADOR COMAIN 1.00	36	2.56	92.21	6.20	223.20	
1908168	TENSOR 3,6-4,8	4	14.19	56.76	43.30	173.20	
1900147	TENSOR 5-6	4	16.30	65.20	51.30	205.20	
7238001	TUERCA EXAGONAL 15	8	0.10	0.76	0.22	1.76	
7238000	TUERCA PLACA FIJA 15	72	0.21	15.10	0.73	52.56	
			Sub Total S/.=		755.68	TOTAL (Kg)=	1,812.00

Area(m2)=	20.16
Precio de alquiler total S/. (mes)=	755.68
Precio de alquiler total S/. /m2 (mes)=	37.48

Fuente: Cotización Ulma

Encofrado metálico para placa de sótano, H=3.90 m

De acuerdo a la siguiente tabla , tenemos el precio de S/ 22.48 x m2 / mes.

Tabla 13. Costo de alquiler de encofrado placa H=3.90

CODIGO	NOMBRE PRODUCTO	METRADO	ALQUILER		PESO (Kg)	
			UNITARIO S/. /MES	PARC S/. /MES	UNIT	PARCIAL
1861361	BARRA ROSCADA 15/1.00	90	0.42	38.19	1.60	144.00
1861365	BARRA ROSCADA 15/1.20	5	0.51	2.53	1.00	9.00
1861183	BARRA ROSCADA 15/1.50	25	0.63	15.86	2.20	55.00
1900144	BASE ESTABILIZADOR	5	1.61	8.04	3.60	18.00
1850134	CERROJO	760	0.23	174.08	0.30	228.00
1850394	ESCUADRA EXT 1.50	5	3.49	17.44	9.18	45.90
1850223	ESCUADRA EXT 2.40	5	5.29	26.43	14.62	73.10
1850355	ESCUADRA INT 1.20X0.20 (0.48M2)	6	9.31	55.87	26.00	156.00
1850401	ESCUADRA INT 1.50X0.20 (0.60 M2)	3	6.44	19.32	32.50	97.50
1850164	FIJADOR	5	0.53	2.67	0.50	2.50
1850173	MENSULA COMAIN	5	6.47	32.36	9.00	45.00
1850292	PANEL COMAIN 1.50X0.20 (0.30 M2)	11	6.35	69.84	16.20	178.20
1850386	PANEL COMAIN 1.50X0.30 (0.45M2)	4	8.09	32.38	17.50	70.00
1850382	PANEL COMAIN 1.50X0.45 (0.68M2)	2	10.26	20.53	27.30	54.60
1850378	PANEL COMAIN 1.50X0.60 (0.90M2)	27	10.99	296.86	30.50	823.50
1850207	PANEL COMAIN 2.40X0.20 (0.48M2)	11	11.95	131.49	23.10	254.10
1850202	PANEL COMAIN 2.40X0.30 (0.72M2)	4	12.62	50.47	26.60	106.40
1850197	PANEL COMAIN 2.40X0.45 (1.08M2)	2	15.31	30.62	38.00	76.00
1850188	PANEL COMAIN 2.40X0.60 (1.44M2)	27	18.68	504.47	44.00	1,188.00
1850162	RIGIDIZADOR COMAIN 0.75	10	1.92	19.22	4.80	48.00
N900415	RIGIDIZADOR COMAIN 1.00	15	2.56	38.42	6.20	93.00
N900416	RIGIDIZADOR COMAIN 2.00	20	5.12	102.46	12.40	248.00
1850433	RIGIDIZADOR COMAIN 3	15	7.73	115.98	18.20	273.00
1900123	TENSOR 2,4-3,3	5	9.58	47.91	24.30	121.50
7238001	TUERCA EXAGONAL 15	22	0.10	2.10	0.22	4.84
7238000	TUERCA PLACA FUA 15	225	0.21	47.18	0.73	164.25

Sub Total S/. = 1,902.71      TOTAL (Kg) = 4,577.39

Area(m2)=	84.64
Precio de alquiler total S/. (mes)=	1902.71
Precio de alquiler total S/. /m2 (mes)=	22.48

Fuente: Cotización Ulma

Encofrado metálico para placa de segundo piso; H=8.0 m

De acuerdo a la siguiente tabla tenemos el precio de S/ 24.52 x m2 / mes.

Tabla 14. Costo de alquiler de encofrado segundo piso, placa H=8.0 m

CODIGO	NOMBRE PRODUCTO	METRADO	ALQUILER		PESO (Kg)	
			UNITARIO S./ /MES	PARC. S./ /MES	UNIT	PARCIAL
1861365	BARRA ROSCADA 15/1.20	11	0.51	5.56	1.80	19.80
1861183	BARRA ROSCADA 15/1.50	55	0.63	34.90	2.20	121.00
1850149	ESCUADRA EXT 1.20	15	2.58	38.71	7.36	110.40
1900144	BASE ESTABILIZADOR	5	1.61	8.04	3.60	18.00
1850134	CERROJO	1660	0.23	380.22	0.30	498.00
1850394	ESCUADRA EXT 1.50	15	3.49	52.31	9.18	137.70
1850355	ESCUADRA INT 1.20X0.20 (0.48M2)	9	9.31	83.80	26.00	234.00
1850401	ESCUADRA INT 1.50X0.20 (0.60 M2)	9	6.44	57.96	32.50	292.50
1850129	PANEL COMAIN 1.20X0.20 (0.24M2)	11	6.65	73.14	12.80	140.80
1850124	PANEL COMAIN 1.20X0.30 (0.36M2)	4	6.60	26.41	14.00	56.00
1850118	PANEL COMAIN 1.20X0.45 (0.54M2)	2	8.09	16.19	21.90	43.80
1850113	PANEL COMAIN 1.20X0.60 (0.72M2)	27	9.45	255.26	24.40	658.80
1850164	FLUADOR	10	0.53	5.34	0.50	5.00
1850292	PANEL COMAIN 1.50X0.20 (0.30 M2)	33	6.35	209.52	16.20	534.60
1850386	PANEL COMAIN 1.50X0.30 (0.45M2)	12	8.09	97.14	17.50	210.00
1850382	PANEL COMAIN 1.50X0.45 (0.68M2)	6	10.26	61.59	27.30	163.80
1850378	PANEL COMAIN 1.50X0.60 (0.90M2)	81	10.99	890.58	30.50	2,470.50
1850207	PANEL COMAIN 2.40X0.20 (0.48M2)	11	11.95	131.49	23.10	254.10
1850202	PANEL COMAIN 2.40X0.30 (0.72M2)	4	12.62	50.47	26.60	106.40
1850197	PANEL COMAIN 2.40X0.45 (1.08M2)	2	15.31	30.62	38.00	76.00
1850188	PANEL COMAIN 2.40X0.60 (1.44M2)	27	18.68	504.47	44.00	1,188.00
1850162	RIGIDIZADOR COMAIN 0.75	24	1.92	46.14	4.80	115.20
N900415	RIGIDIZADOR COMAIN 1.00	33	2.56	84.53	6.20	204.60
0230100	BARRA ROSCADA 15/1	202	0.18	37.27	1.70	343.40
N900416	RIGIDIZADOR COMAIN 2.00	44	5.12	225.40	12.40	545.60
N900067	BASE ESTABILIZADORA 6-10	5	2.62	13.12	5.10	25.50
1900207	ESTABILIZADOR 6-10	5	88.83	444.13	107.00	535.00
1850433	RIGIDIZADOR COMAIN 3	33	7.73	255.15	18.20	600.60
1900147	TENSOR 5-6	5	16.30	81.50	51.30	256.50
7238001	TUERCA EXAGONAL 15	47	0.10	4.48	0.22	10.34
7238000	TUERCA PLACA FUA 15	499	0.21	104.64	0.73	364.27
			<b>Sub Total S./=</b>	<b>4,310.07</b>	<b>TOTAL (Kg)=</b>	<b>10,340.21</b>

Area(m2)=	175.80
Precio de alquiler total S/. (mes)=	4310.07
Precio de alquiler total S/. /m2 (mes)=	24.52

Fuente: Cotización Ulma

Encofrado metálico para placa de primer piso; H=6.90 m

De acuerdo a la siguiente tabla, tenemos el precio de S/ 23.37 x m2 / mes.

Tabla 15. Costo de alquiler de encofrado primer piso, placa H=6.9 m

CODIGO	NOMBRE PRODUCTO	METRADO	ALQUILER		PESO (Kg)	
			UNITARIO S/./MES	PARC. S/./MES	UNIT	PARCIAL
1861361	BARRA ROSCADA 15/1.00	162	0.42	68.74	1.60	259.20
1861365	BARRA ROSCADA 15/1.20	9	0.51	4.55	1.80	16.20
1861183	BARRA ROSCADA 15/1.50	45	0.63	28.55	2.20	99.00
1900144	BASE ESTABILIZADOR	5	1.61	8.04	3.60	18.00
1850134	CERROJO	1525	0.23	349.30	0.30	457.50
1850894	ESCUADRA EXT 1.50	15	3.49	52.31	9.18	137.70
1850223	ESCUADRA EXT 2.40	5	5.29	26.43	14.62	73.10
1850355	ESCUADRA INT 1.20X0.20 (0.48M2)	6	9.31	55.87	26.00	156.00
1850401	ESCUADRA INT 1.50X0.20 (0.60 M2)	9	6.44	57.96	32.50	292.50
1850164	FIJADOR	10	0.53	5.34	0.50	5.00
1850173	MENSULA COMAIN	10	6.47	64.73	9.00	90.00
1850292	PANEL COMAIN 1.50X0.20 (0.30 M2)	33	6.35	209.52	16.20	534.60
1850386	PANEL COMAIN 1.50X0.30 (0.45M2)	12	8.09	97.14	17.50	210.00
1850382	PANEL COMAIN 1.50X0.45 (0.68M2)	6	10.26	61.59	27.30	163.80
1850378	PANEL COMAIN 1.50X0.60 (0.90M2)	81	10.99	890.58	30.50	2,470.50
1850207	PANEL COMAIN 2.40X0.20 (0.48M2)	11	11.95	131.49	23.10	254.10
1850202	PANEL COMAIN 2.40X0.30 (0.72M2)	4	12.62	50.47	26.60	106.40
1850197	PANEL COMAIN 2.40X0.45 (1.08M2)	2	15.31	30.62	38.00	76.00
1850188	PANEL COMAIN 2.40X0.60 (1.44M2)	27	18.68	504.47	44.00	1,188.00
1850162	RIGIDIZADOR COMAIN 0.75	18	1.92	34.60	4.80	86.40
N900415	RIGIDIZADOR COMAIN 1.00	52	2.56	133.19	6.20	322.40
N900416	RIGIDIZADOR COMAIN 2.00	36	5.12	184.42	12.40	446.40
1850433	RIGIDIZADOR COMAIN 3	27	7.73	208.76	18.20	491.40
1908168	TENSOR 3,6-4,8	5	14.19	70.95	43.30	216.50
1900147	TENSOR 5-6	5	16.30	81.50	51.30	256.50
7238001	TUERCA EXAGONAL 15	37	0.10	3.53	0.22	8.14
7238000	TUERCA PLACA FUA 15	405	0.21	84.93	0.73	295.65
			Sub Total S/.-		TOTAL (Kg)-	
			3,499.57		8,730.99	

Area(m2)=	149.76
Precio de alquiler total S/. (mes)=	3499.57
Precio de alquiler total S/. /m2 (mes)=	23.37

Fuente: Cotización Ulma

Proveedor EFCO

Con respecto a este proveedor EFCO, se tienen los siguientes datos:

Alquiler por m2 sería igual a:

Alturas menores a 2.5 m S/ 31.15 x m2

Alturas menores a 6.10 m S/ 33.65 x m2

**Placas y Muros a 2 Caras HEF**

- Alquiler por 30 días, h<= 2.50m : S/. 22.40 + I.G.V. por m2.
- Alquiler por 30 días, h<= 6.10m : S/. 24.90 + I.G.V. por m2.

**Consumibles recuperables y no recuperables que NO forman parte del alquiler:**

- Tensores c/asidero en placas (recuperable) : S/. 8.75 + I.G.V. por m2 (aprox.)

Figura 10.Placas y muros dos caras (Alquiler)

Fuente: elaboración propia

Encofrado de columnas:

Alquiler por m2 sería igual a:

Alturas menores a 2.5 m S/ 56 x m2

Alturas menores a 6.10 m S/ 59 x m2

**Columna**

- |   |                              |
|---|------------------------------|
| • Alquiler por 30 días, $h \leq 2.50\text{m}$ | : S/. 29.75 + I.G.V. por m2. |
| • Alquiler por 30 días, $h \leq 6.10\text{m}$ | : S/. 32.75 + I.G.V. por m2. |

Consumibles recuperables que NO forman parte del alquiler

- Tensores exteriores (recuperable) : S/. 26.25 + I.G.V. por m2. (aprox.)

Figura 11. Encofrado de columnas circulares, diámetro 2.5 m

Fuente: elaboración propia

Alquiler por m2 sería igual a:

Alturas menores a 7.2 m S/ 1,503.60 por columna

**Columnas Circulares**

- |   |                                     |
|---|-------------------------------------|
| • Alquiler por 30 días x unidad, $D=0.80\text{ m}$ , $H \leq 7.20\text{ m}$ | : S/. 1,503.60 + I.G.V. por columna |
|---|-------------------------------------|

Figura 12. Encofrado de columnas circulares, diámetro 0.80 m

Fuente: elaboración propia

Proveedor PERI

Con respecto a este proveedor PERI, se tiene los siguientes datos:

Encofrado de columnas:

Alquiler por m2 sería igual a:

Alturas menores a 3.5 m S/ 36.54 x m2

Tabla 16. Costo de alquiler de encofrado columna H<3.5 m

Detalle	Un.	Computo	Total Vta. S/.	Pr.un.Alq. Mensual S/.	Total Alq. Mensual S/.
<b>01 ENCOFRADO DE COLUMNA CONTRAMURO H&lt;3.50m. 01 COLUMNA P1 - SECTOR 01A</b>					
01.01 ENCOFRADO DE COLUMNA Se considera solución por m <sup>2</sup> de encofrado para columnas. Incluye elementos de unión y consolas de vaciado. Elementos de estabilización y anclaje se cotizan por separado. Sistema PERI LIWA Peso: 60 kg/m <sup>2</sup> Presión Admisible: 50 kN/m <sup>2</sup>	m2	10.5	0.00	30.410	319.31
01.02 ESTABILIZADORES Se cotiza estabilizadores para columna de H<3.50m  El sistema incluye estabilizadores, tirantes inferiores, abrazadera de sujeción, placas base y pernos de sujeción de placas base.	m2	10.5	0.00	6.129	64.35
01.03 ELEMENTOS DE ANCLAJE (VENTA) Se cotiza anclaje roca para encofrado.	m2	10.5	123.30	0.000	0.00
<b>Subtotal</b>			<b>123.30</b>		<b>383.66</b>

Fuente: Cotización PERI

Encofrado de columnas contra muro:

Alquiler por m2 sería igual a:

Alturas menores a 4.5 m S/ 37.41 x m2

Tabla 17. Costo de alquiler de encofrado columna H<4.5 m

<b>02 ENCOFRADO DE COLUMNA CONTRAMURO H&lt;4.50m.</b>					
<b>01 COLUMNA P3 - SECTOR 01B</b>					
02.01 ENCOFRADO DE COLUMNA Se considera solución por m <sup>2</sup> de encofrado para columnas. Incluye elementos de unión y consolas de vaciado. Elementos de estabilización y anclaje se cotizan por separado. Sistema PERI LIWA Peso: 60 kg/m <sup>2</sup> Presión Admisible: 50 kN/m <sup>2</sup>	m2	11.7	0.00	30.410	355.80
02.02 ESTABILIZADORES Se cotiza estabilizadores para columna de H<4.50m  El sistema incluye estabilizadores, tirantes inferiores, abrazadera de sujeción, placas base y pernos de sujeción de placas base.	m2	11.7	0.00	7.001	81.91
02.03 ELEMENTOS DE ANCLAJE (VENTA) Se cotiza anclaje roca para encofrado.	un	11.7	147.96	0.000	0.00
<b>Subtotal</b>			<b>147.96</b>		<b>437.71</b>

Fuente: Cotización PERI

Alquiler por m2 sería igual a: Alturas menores a 6.5 m S/ 38.31 x m2

Tabla 18. Costo de alquiler de encofrado columna H<6.5 m

Detalle	Un.	Computo	Total Vta. S/.	Pr.un.Alq. Mensual S/.	Total Alq. Mensual S/.
<b>03 ENCOFRADO DE COLUMNA CONTRAMURO H&lt;6.50m.</b>					
03.01 ENCOFRADO DE COLUMNA Se considera solución por m <sup>2</sup> de encofrado para columnas. Incluye elementos de unión y consolas de vaciado. Elementos de estabilización y anclaje se cotizan por separado. Sistema PERI LIWA Peso: 60 kg/m <sup>2</sup> Presión Admisible: 50 kN/m <sup>2</sup>	m2	17.7	0.00	30.411	538.27
03.02 ESTABILIZADORES Se cotiza estabilizadores para columna de H<6.50m  El sistema incluye estabilizadores, tirantes inferiores, abrazadera de sujeción, placas base y pernos de sujeción de placas base.	m2	17.7	0.00	7.901	139.85
03.03 ELEMENTOS DE ANCLAJE (VENTA) Se cotiza anclaje roca para encofrado.	m2	17.7	246.60	0.000	0.00
<b>Subtotal</b>			<b>246.60</b>		<b>678.12</b>

Fuente: Cotización PERI

Encofrado de placa, altura menor a 4.0 m:

Alquiler por m2 sería igual a: S/ 29.10 x m2

Tabla 19. Costo de alquiler de encofrado placa H<4.0 m

04 ENCOFRADO DE MURO CONTRAMURO H<4.00m. 01 PLACA 02 - SECTOR 01A					
04.01 ENCOFRADO DE MURO Se considera solución por m² de encofrado para muros. Incluye elementos de unión y consolas de vaciado. Elementos de estabilización y anclaje se cotizan por separado. Sistema PERI LIWA Peso: 52 kg/m² Presión Admisible: 50 kN/m²	m2	43.4	0.00	23.644	1,026.15
04.02 ESTABILIZADORES Se cotiza estabilizadores para muros de H<4.00m  El sistema incluye estabilizadores, tirantes inferiores, abrazadera de sujeción, placas base y pernos de sujeción de placas base.	m2	43.4	0.00	5.450	236.53
04.03 ELEMENTOS DE ANCLAJE (VENTA) Se cotiza anclaje roca para encofrado.	m2	43.4	1,356.29	0.000	0.00
04.04 TUERCA HEX.SOLD.SW-30/50 DW-15 (VENTA)	m2	43.4	117.35	0.000	0.00

Fuente: Cotización PERI

Encofrado de placa, altura menor a 5.75 m:

Alquiler por m2 sería igual a: S/ 31.13 x m2

Tabla 20. Costo de alquiler de encofrado placa H<5.75 m

Detalle	Un.	Computo	Total Vta. S/.	Pr.un.Alq. Mensual S/.	Total Alq. Mensual S/.
Subtotal			1,473.64		1,262.68
<b>05 ENCOFRADO DE MURO CONTRAMURO H&lt;5.75m.</b>					
05.01 ENCOFRADO DE MURO Se considera solución por m² de encofrado para muros. Incluye elementos de unión y consolas de vaciado. Elementos de estabilización y anclaje se cotizan por separado. Sistema PERI LIWA Peso: 54 kg/m² Presión Admisible: 50 kN/m²	m2	70.7	0.00	25.335	1,791.18
05.02 ESTABILIZADORES Se cotiza estabilizadores para muros de H<5.75m  El sistema incluye estabilizadores, tirantes inferiores, abrazadera de sujeción, placas base y pernos de sujeción de placas base.	m2	70.7	0.00	5.800	410.06
05.03 ELEMENTOS DE ANCLAJE (VENTA) Se cotiza anclaje roca para encofrado.	un	70.7	1,627.58	0.000	0.00
05.04 TUERCA HEX.SOLD.SW-30/50 DW-15 (VENTA)	un	70.7	136.95	0.000	0.00
Subtotal			1,764.53		2,201.24

Fuente: Cotización PERI

Encofrado de columna:

Alquiler por m2 sería igual a: S/ 32.57 x m2

Tabla 21. Costo de alquiler de encofrado para columna

07 ENCOFRADO DE COLUMNAS					
04 CARAS LIBRES					
07.01 ENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	608.0	0.00	25.062	15,237.70
Se considera solución por m <sup>2</sup> de encofrado para columnas. Incluye elementos de unión y consolas de vaciado. Elementos de estabilización se cotizan por separado. Sistema PERI LIWA Peso: 65 kg/m <sup>2</sup> Presión Admisible: 50 kN/m <sup>2</sup>					
07.02 ESTABILIZADORES H<3.50	m2	201.7	0.00	6.129	1,236.22
El sistema incluye estabilizadores, tirantes inferiores, abrazadera de sujeción, placas base y pernos de sujeción de placas base.					
07.03 ESTABILIZADORES H<6.90m.	m2	406.3	0.00	8.190	3,327.60
El sistema incluye estabilizadores, tirantes inferiores, abrazadera de sujeción, placas base y pernos de sujeción de placas base.					
<b>Subtotal</b>			<b>0.00</b>		<b>19,801.52</b>

Fuente: Cotización PERI

Encofrado de columna circular diámetro 0.80 m, H=5.0 m:

Alquiler por unidad sería igual a: S/ 560.67

Tabla 22. Costo de alquiler de encofrado para columna circular

Detalle	Un.	Computo	Total Vta. S/.	Pr.un.Alq. Mensual S/.	Total Alq. Mensual S/.
<b>Subtotal</b>			<b>0.00</b>		<b>22,319.35</b>
<b>09 COLUMNA VARIO CIRCULAR DIAMETRO=0.80 m. H=5.00m.</b>					
09.01 ENCOFRADO (ALQUILER)	un	1.0	0.00	560.674	560.67
La solución incluye barras, tuercas, elementos de unión estabilización, consolas de hormigonado. La columna solo necesita de 2 movimientos con grúa para su traslado. Sistema PERI VARIO.					
09.02 PRE-ARMADO (OPCIONAL)	un	5.0	919.65	0.000	0.00
Se cotiza el servicio (mano de obra + herramientas) de prearmado de columnas en taller. Sistema PERI VARIO.					
09.03 TRIPLAY (VENTA CONSUMIBLE)	un	24.0	792.00	0.000	0.00
Sistema PERI VARIO.					
09.04 TORNILLOS Y PLETINAS (VENTA)	un	1.0	2,291.39	0.000	0.00
Sistema PERI VARIO.					
09.05 MADERA (VENTA)	un	1.0	6,400.00	0.000	0.00
R=0.90m. Se considera un acabado liso alrededor de toda la columna circular, sin facetados.					
<b>Subtotal</b>			<b>10,403.04</b>		<b>560.67</b>

Fuente: Cotización PERI

Proveedor UNISPAN

Con respecto al proveedor UNISPAN, se presenta los siguientes datos:

Tabla 23. Costo de alquiler de encofrado para columnas

	
<b>Alquiler Mensual por m<sup>2</sup> de Encofrado de Columnas Rectangulares:</b>	
Columnas H=3.50m:	<b>S/. 27.00+ IGV</b>
Columnas H=6.90m:	<b>S/. 35.90 + IGV</b>
<b>Alquiler Mensual por m<sup>2</sup> de Encofrado de Columnas Circulares:</b>	
Columnas H=3.60m:	<b>S/. 48.00+ IGV</b>
Columnas H=7.20m:	<b>S/. 59.80 + IGV</b>
<b>Nota:</b> Los únicos elementos consumibles son los botones plásticos cuyo costo por metro cuadrado es S/ 0,14 + IGV.	

Fuente: Cotización UNISPAN

Para alquiler de encofrados para Placas Unispan lo ofrece a:

Tabla 24. Costo de alquiler de encofrado para placas

= Incluye los siguientes elementos: paneles y esquineros metálicos con sus respectivos elementos de unión (juego de cuñas), canales, tubos y mordazas metálicas para alineamiento, puntales para el aplome, tirantes separadores recuperables.	
<b>Alquiler mensual por m<sup>2</sup> de equipo H=3.5m:</b>	<b>S/ 20,20 + IGV</b>
<b>Alquiler mensual por m<sup>2</sup> de equipo H=6.9m:</b>	<b>S/ 29,00 + IGV</b>
<b>Nota:</b> Los únicos elementos consumibles son los botones y conos plásticos cuyo costo por metro cuadrado es <b>S/ 0,32 + IGV.</b>	

Fuente: Cotización UNISPAN

Encofrado de Madera

Para realizar el siguiente análisis de precios unitarios de encofrado de madera para columnas y placas, se obtuvo información de la revista COSTOS Edición 286 / enero 2018.

Encofrado para columna H < 3.5 m:

Tabla 25. Costo de alquiler de encofrado de madera para columna h<3.5m

<b>ENCOFRADO DE MADERA PARA COLUMNA m2 H &lt; 3.5 m</b>				
	<b>und</b>	<b>cant.</b>	<b>P.U.</b>	<b>PARCIAL</b>
DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO	kg	0.0276	41	1.13
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO BWG N 16	kg	0.2	2.84	0.57
CLAVO/CABEZA P/CONSTRUCCIÓN D. PROMEDIO	kg	0.2	2.89	0.58
MADERA TORNILLO	p2	3.42	5.48	18.74
TRIPLAY LUPUNA 4X8418mm P/ENCOFRADO	pza.	0.0441	83	3.66
HERRAMIENTA MANUAL	%MO	5%	49.59	2.48
<b>Total S/</b>				<b>27.16</b>

Fuente: Información Revista Costos

Encofrado para columna H < 6.5 m:

Tabla 26. Costo de alquiler de encofrado de madera para columna h<6.5m

<b>ENCOFRADO DE MADERA PARA COLUMNA m2 H&lt;6.5 m</b>				
	<b>und</b>	<b>cant.</b>	<b>P.U.</b>	<b>PARCIAL</b>
DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO	kg	0.051	41	2.09
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO BWG N 16	kg	0.37	2.84	1.05
CLAVO/CABEZA P/CONSTRUCCIÓN D. PROMEDIO	kg	0.37	2.89	1.07
MADERA TORNILLO	p2	6.35	5.48	34.8
TRIPLAY LUPUNA 4X8418mm P/ENCOFRADO	pza.	0.0819	83	6.8
HERRAMIENTA MANUAL	%MO	5%	49.59	2.48
<b>Total S/</b>				<b>48.29</b>

Fuente: Información Revista Costos

Encofrado para placa H < 3.5 m:

Tabla 27. Costo de alquiler de encofrado de madera para placa h<3.5 m

<b>ENCOFRADO DE MADERA PARA PLACA m2 H&lt;3.5 m</b>				
	<b>und</b>	<b>cant.</b>	<b>P.U.</b>	<b>PARCIAL</b>
DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO	kg	0.0276	41	1.13
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO BWG N 16	kg	0.2	2.84	0.57
CLAVO/CABEZA P/CONSTRUCCIÓN D. PROMEDIO	kg	0.2	2.89	0.58
MADERA TORNILLO	p2	2.5	5.48	13.7
TRIPLAY LUPUNA 4X8418mm P/ENCOFRADO	pza.	0.0441	83	3.66
HERRAMIENTA MANUAL	%MO	5%	38.11	1.91
<b>Total S/</b>				<b>21.55</b>

Fuente: Información Revista Costos

Encofrado para placa H < 6.5 m:

Tabla 28. Costo de alquiler de encofrado de madera para placa h<6.5 m

<b>ENCOFRADO DE MADERA PARA PLACA m2 H&lt;6.5 m</b>				
	<b>und</b>	<b>cant.</b>	<b>P.U.</b>	<b>PARCIAL</b>
DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO	kg	0.051	41	2.09
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO BWG N 16	kg	0.37	2.84	1.05
CLAVO/CABEZA P/CONSTRUCCIÓN D. PROMEDIO	kg	0.37	2.89	1.07
MADERA TORNILLO	p2	4.64	5.48	25.43
TRIPLAY LUPUNA 4X8418mm P/ENCOFRADO	pza.	0.0819	83	6.8
HERRAMIENTA MANUAL	%MO	5%	38.11	1.91
<b>Total S/</b>				<b>38.35</b>

Fuente: Información Revista Costos

## Comparación de Precios

Se analizó anteriormente los costos de alquiler de encofrado de 4 proveedores de encofrado metálico (Ulma, Efco, Peri, Unispan) y se obtuvo información del costo de alquiler de encofrado de madera de la revista costos edición 286/enero 2018; los costos obtenidos corresponden a encofrados para columnas y placas (muros) de diferentes alturas. A continuación se desarrolla un cuadro comparativo:

Tabla 29. Comparativo de costos-encofrado columnas

### ENCOFRADO PARA COLUMNA

PROVEEDOR	und	h < 3.5	h < 6.5
		S/	S/
<b>Encofrado Metálico</b>			
Ulma	m2	40.43	41.23
Efco	m2	56.00	59.00
Peri	m2	36.54	38.31
Unispan	m2	27.14	36.04
<b>Encofrado Madera</b>			
Alquiler encofrado madera	m2	27.16	48.29

Fuente: elaboración propia

Considerando el Promedio de precios de encofrado metálico:

#### Para columnas h < 3.5 m

Encofrado metálico: S/ 40.03 / m2

Encofrado de madera: S/ 27.16 / m2

#### Para columnas h < 6.5 m

Encofrado metálico: S/ 43.65 / m2

Encofrado de madera: s/ 48.29 / m2

Tabla 30. Comparativo de costos-encofrado placas

### ENCOFRADO PARA PLACA

PROVEEDOR	und	h < 3.9	h < 6.5
		S/	S/
<b>Encofrado Metálico</b>			
Ulma	m2	22.48	23.37
Efco	m2	31.15	33.65
Peri	m2	29.10	31.13
Unispan	m2	20.52	29.32
<b>Encofrado Madera</b>			
Alquiler encofrado de madera	m2	21.55	38.35

Fuente: elaboración propia

Considerando el Promedio de precios de encofrado metálico:

#### Para placas h < 3.9 m

Encofrado metálico: S/ 25.81 / m2

Encofrado de madera: S/ 21.55 / m2

#### Para placas h < 6.5 m

Encofrado metálico: S/ 29.37 / m2

Encofrado de madera: s/ 38.35 / m2

En la presente tabla se puede apreciar el comparativo de los costos de alquiler del encofrado metálico para columnas con sus diversos proveedores, versus el encofrado de madera. Dicho cuadro se elaboró haciendo los promedios de costo de cada proveedor sin importar la altura de las columnas:

Tabla 31. Costo Promedio de encofrado de columnas, en soles

PROVEEDOR	PROMEDIO
<b>Encofrado Metálico</b>	
Ulma	40.83
Efco	57.50
Peri	37.43
Unispan	31.59
<b>Encofrado Madera</b>	
Alquiler encofrado de madera	37.73

Fuente: elaboración propia

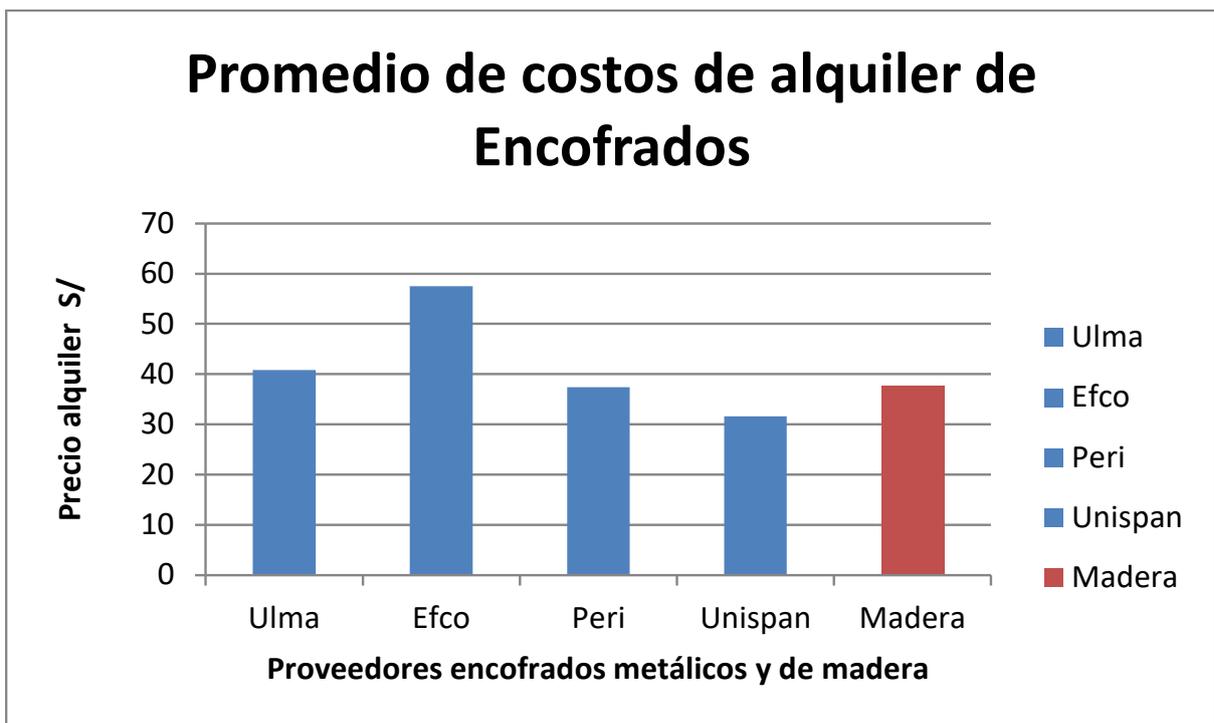


Figura 13. Comparativo de costo promedio - encofrado columnas

Fuente: elaboración propia

Los precios no incluyen el IGV

En la presente tabla se puede apreciar el comparativo de los costos de alquiler del encofrado metálico para placas con sus diversos proveedores, versus el encofrado de madera. Dicho cuadro se elaboró haciendo los promedios de costo de cada proveedor sin importar la altura de las placas:

Tabla 32. Costo Promedio de encofrado de placas, en soles

PROVEEDOR	PROMEDIO
<b>Encofrado Metálico</b>	
Ulma	22.93
Efco	32.40
Peri	30.12
Unispan	24.92
<b>Encofrado Madera</b>	
Alquiler encofrado de madera	29.95

Fuente: elaboración propia

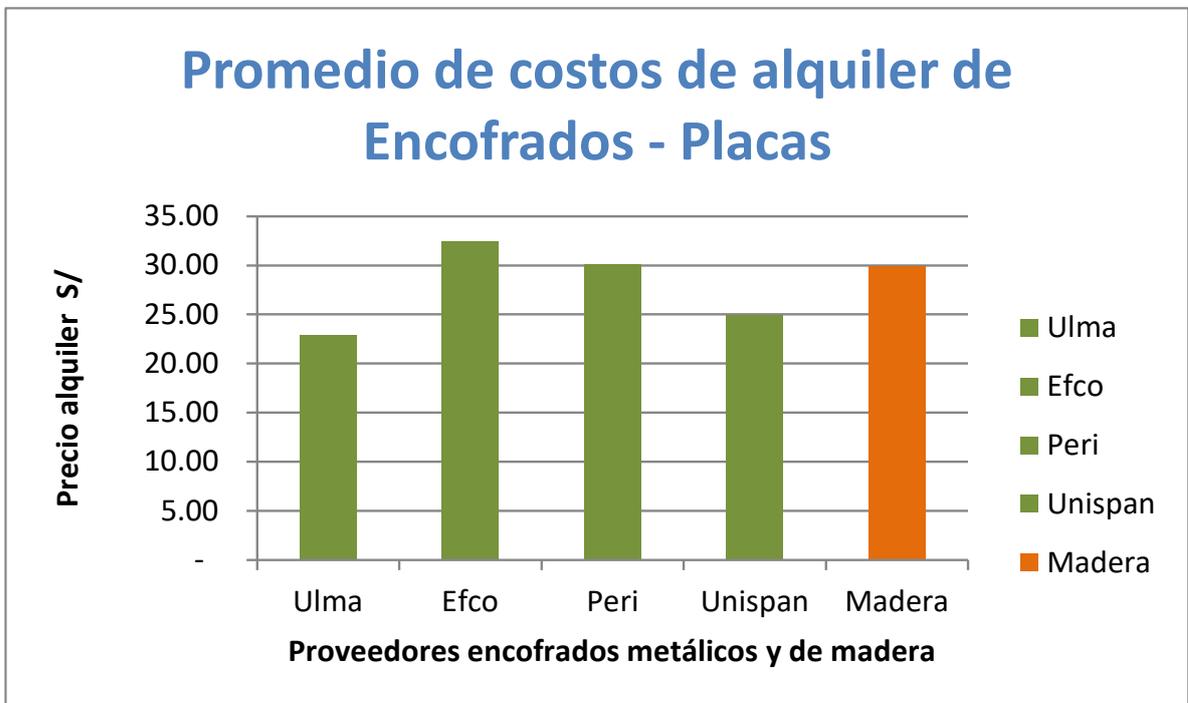


Figura 14. Comparativo de costo promedio - encofrado placas

Fuente: elaboración propia

## IV. DISCUSIÓN

Existen dos variables que permiten que los constructores puedan optimizar los costos en la partida de encofrados, ya sean estos metálicos o de madera. La primera variable sería la innovación de los sistemas usados (encofrados trepantes, voladizos, metálicos, mixtos, etc) y la segunda variable tiene que ver mucho con la aplicación del BIM y la metodología Lean en las obras de construcción.

En obra podríamos tener los mejores equipos para encofrar una columna, una placa, una viga, una losa; sin embargo, si no aplicamos herramientas de gestión adecuadas sería difícil sacarle provecho a lo mejor que tengamos. Las nuevas tecnologías tienen como ventaja que nos podemos anticipar a los problemas, dando soluciones más efectivas para reducir costos y plazos de ejecución.

De acuerdo a lo indicado por el ingeniero Alex Jiménez, Cuando en los proyectos se usan sistemas de encofrados industrializados, hay dos aspectos que requieren una gran cantidad de recursos económicos y tiempo, son el transporte y acarreo. En este sentido las mejores alternativas serán los encofrados que requieran menor cantidad de piezas, esto se traduce en un menor montaje del encofrado, lo cual genera grandes ahorros.

Otro factor importante es conocer cómo realizar el montaje de los diferentes sistemas, sean metálicos, de madera o mixtos. De esta manera nos permitirá obtener un dato importante como es la cantidad de personas a emplear para realizar el trabajo de montaje. De acuerdo a lo señalado por el ingeniero Alex Sierra, el 30 % aproximadamente de costo total de la mano de obra de un proyecto, corresponde a la mano de obra que se necesita para encofrar en dicho proyecto.

La filosofía Lean ayuda mucho en el tema de productividad en obra, incluso nos permitirá programar con mucha certeza la rotación del encofrado, seguir detalladamente cada proceso, tener una sectorización adecuada de la obra. Por ello es importante que el ingeniero a cargo de la obra, conozca cómo solicitar la cantidad adecuada de encofrados, ya que el costo de alquiler es relevante para obtener un mayor margen de utilidad en esta partida.

Según especialistas de Ulma, el factor que más entorpece el rendimiento en obra, es no tener una buena planificación de la cantidad y rotación de los encofrados. Dificultades que podrían ser superadas usando metodologías que ayuden a gestionar bien los proyectos, como el uso de last planner (identificando correctamente las restricciones), el uso del just in time, metodología BIM, etc.

Con respecto a los encofrados 100% metálicos, mayormente son usados en obras donde se requiere fabricar elementos en grandes cantidades y repetitivos. Como por ejemplo las vigas prefabricadas de 25 m de longitud, pre losas, bordes típicos, usados para la construcción del viaducto elevado de la línea 1 del Metro de Lima y Callao. En esta oportunidad se fabricaron más de 1,800 vigas, el encofrado metálico para este caso reduce los costos, por usarse un molde que dura para muchos usos sin deteriorarse demasiado, como el caso del fenólico o la madera. En estos casos el encofrado metálico es necesario. Otro tipo de obras que requieren de encofrados metálicos es por ejemplo en la construcción de presas, donde requieren que los encofrados tengan mucha resistencia, por el tamaño de los paños a vaciar, lo cual genera un gran peso del concreto fresco.

De acuerdo a lo señalado por el ingeniero Alex Jiménez, autor del libro "Encofrados y andamios para obras civiles y edificaciones", existen cuatro conceptos relacionados con las pérdidas: limpieza y reparación, repuestos, equipo que llega inservible o dañado, y equipo que nunca llega a la obra. La gestión de actividades de encofrados obliga a realizar un buen análisis, evaluación y una correcta sectorización, por lo tanto es necesario que en obra se tenga un ingeniero responsable de los encofrados, encargado de organizar que proveedor contratar y que tipo de encofrado sería el más adecuado para la obra.

Cada tipo de proyecto requiere de un sistema de encofrados distinto, poniendo otro ejemplo, para los 6,000 departamentos que están próximos a construirse en el Rímac, será muy productivo si planificamos correctamente el uso del encofrado, con una buena sectorización, buena planificación de la rotación del encofrado y además la elección de encofrados resistentes, que eviten sobrecostos por deterioro, pérdidas o mantenimiento. En este caso es indispensable el conocimiento del ingeniero residente en el tema del encofrado.

Es muy cierto también que elegir un encofrado metálico o uno de madera dependerá del acabado final que deseamos en el producto vaciado (columna, losa, placa, viga, etc). En este caso los

encofrados Mixtos, metálicos con fenólico poseen propiedades resistentes al tender de soporte a los elementos metálicos y con un acabado caravista que supera a la madera en la mayoría de los casos.

Sobre los encofrados de madera se puede decir que genera muchos desperdicios al momento de hacer los encofrados, se suelen usar muchos clavos, alambres, pedazos de madera que ya no se usan más. Otra de las dificultades de usar encofrados de madera es que no tiene dimensiones exactas por haber sufrido deformaciones. Con respecto a cuánto tiempo puede durar los encofrados de madera, eso dependerá del cuidado que se le dé a las tablas. Con relación a este tema los encofrados metálicos le sacan una gran ventaja, ya que se adaptan a cualquier medida, son más resistentes, rígidos, de fácil montaje, fácil transporte, su número de usos es mucho mayor, se necesita pocas herramientas para su armado, pueden ser usados en cualquier otro proyecto, y no se producen desperdicios como el caso de la madera.

Finalmente es importante analizar los costos de los encofrados a usarse, así como también que tipo de material usará (madera, metálicos, mixto, plástico, etc), y muy importante elegir el sistema de encofrado.

## V. CONCLUSIONES

Los encofrados 100% metálicos son generalmente usados en obras donde se requiera fabricar elementos repetitivos en grandes cantidades, siendo esto una gran ventaja por tener mayor número de reúsos, menos costo de mantenimiento y buen acabado de los elementos vaciados.

De acuerdo a los resultados económicos mostrados, para el caso de columnas, se observa que el uso de madera para encofrado tiene un costo menor (S/ 27.16) cuando la altura es menor a 3.5 m en comparación con el uso de encofrado metálico que para la misma altura de columna, su costo es de S/ 40.03, estos montos no incluyen impuestos.

Para el caso de columnas mayores a 3.5 m y menores a 6.5 m, se observa que el uso de madera para encofrado tiene un costo de S/ 48.29, ligeramente mayor en comparación con el uso de encofrado metálico que para la misma altura de columna, su costo es de S/ 43.65, estos montos no incluyen impuestos.

De acuerdo a los resultados económicos, para el caso de placas, se observa que el uso de madera para encofrado tiene un costo menor (S/ 21.55) cuando la altura es menor a 3.9 m en comparación con el uso de encofrado metálico que para la misma altura de columna, su costo es de S/ 25.81, estos montos no incluyen impuestos.

Para el caso de placas mayores a 3.9 m y menores a 6.5 m se observa que el uso de madera para encofrado tiene un costo de S/ 38.35, ligeramente mayor en comparación con el uso de encofrado metálico que para la misma altura de columna, su costo es de S/ 29.37, estos montos no incluyen impuestos.

Una correcta sectorización de la obra, así como una buena planificación del programa de rotación de encofrados, garantiza un buen flujo de trabajo, sin paralizaciones y mayor productividad.

Para un acabado caravista de buena calidad, es mejor el uso de encofrado metálico con paneles de fenólico o 100% metálicos, en comparación con el uso de encofrados 100% de madera. Por la textura de los materiales se obtendrá la calidad que el proyecto necesite.

La correcta elección del proveedor y sistema de encofrados contribuye a minimizar los costos de acabado del concreto, dando una superficie homogénea.

## **VI. RECOMENDACIONES**

Es sumamente importante que el personal a cargo de la obra tenga pleno conocimiento en gestión de encofrados, más aún, si la obra es muy grande, donde requiere gran cantidad de m<sup>2</sup> de encofrado, es necesario una persona a cargo de los encofrados, con conocimientos de herramientas que ayuden a reducir pérdidas (Lean, BIM, sectorización), también debe conocer la importancia de la elección del sistema a utilizar para el encofrado. Por ejemplo, se observa en países como China que se construyen edificaciones en pocos días, debido a que tienen una buena programación de sus trabajos, buenos sistemas de encofrados elegidos (por ejemplo encofrados autotrepantes), y buena dirección técnica.

Para un buen acabado de los elementos vaciados, sea cualquier tipo de encofrado elegido, los elementos del encofrado deben limpiarse y aplicar desmoldante o algún aditivo que ayude a desmoldar.

Antes de colocar los encofrados se debe revisar que los aceros estén correctamente armados, que se esté respetando los recubrimientos, y que la distribución de acero se haya realizado conforme a los planos del proyecto.

En el caso de los encofrados metálicos, las mordazas deben quedar horizontales y muy bien ajustadas a los tableros.

Una correcta elección del sistema del encofrado a usar en un proyecto, logran un gran rendimiento de armado y desarmado, ahorro en mano de obra, libre tránsito a través del alzaprímado, menor cantidad de fletes.

Es preferible que los encofrados tengan la menor cantidad de piezas posibles, esto evita pérdidas de sus partes, así como también menos traslado de partes de encofrado por los diversos sectores de la obra.

## REFERENCIAS

Aceros Arequipa, página web principal, los encofrados: Manual del Maestro Constructor:<http://www.acerosarequipa.com/manual-del-maestro-constructor/columnas/encofrado-de-columnas.html>

Arapa Mamani Victor, Maldonado López Fanny, “Análisis de eficiencia del empleo de encofrados metálicos y madera en la construcción de edificios de la ciudad del cuzco”, Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, Cusco 2019

Besomi Molina, Marco; “Comparación técnica económica entre moldajes autotrepantes y otros tipos de moldajes especializados para su uso en construcción de edificios”, Memoria para optar el título de ingeniero civil, UCH, Santiago de Chile 2009.

Briceño Huamaní, Efraín, “Aplicación de encofrados modulares en viviendas multifamiliares y productividad en obra-condominio Real Carabayllo” Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, UCV Lima 2017.

Catálogo de ULMA, encofrados verticales ORMA.

Catálogo de PERI, encofrados verticales.

Catálogo EFCO, encofrados verticales.

Castañeda Ortega Jorge Marco, “Análisis comparativo entre el sistema de encofrado de aluminio y encofrado metálico para viviendas de interés social”, Tesis para optar el título de ingeniero civil, USMP Lima 2015.

De la Peña Aznar Juan M.; “Estudio sobre encofrados de madera modernos”, España 1980.

Gordillo Moreno, César Enrique, “Comparación entre el sistema tradicional de encofrado y las plataformas intermedias de trabajo, caso Estación Presbítero Maestro”, Tesis para optar el título de ingeniero civil, USMP, Lima 2014.

Huayanca Hernández, Marcos Manuel, “Control de Calidad y mejoras implementadas a los procesos de encofrado metálico del sistema Forsa”, Tesis para optar el título de ingeniero civil, UNI, Lima 2015.

Jiménez Enciso, Alex Roy; “Encofrados y andamios para obras civiles y edificaciones”, Lima, Segunda edición 2019.

Jiménez Yábar, Heddy Marcela; “Uso de la madera en encofrados”, SENCICO, Lima 2001.

Núñez Machuca, David, “Propuesta de mejora en el proceso de encofrado para disminuir los trabajos de rectificación de muros y losas en departamentos de viviendas masivas de la empresa BESCO, Tesis para optar el título de ingeniero civil, UPC 2013.

Oribe Alva Yosep, “Análisis de costos y eficiencia del empleo de encofrados metálicos y convencionales en la construcción de edificios en la ciudad de Lima”, Tesis para optar el grado de ingeniero civil, UPAO, Trujillo 2014.

OSALAN, “Guía práctica de encofrados”, Instituto Vasco de Seguridad y salud laborales, mayo 2007.

Nalvarte Romero, Henry Cristians, “Diseño de encofrados tradicionales de madera”, Tesis para optar el título de ingeniero civil, UNI, Lima 2002.

Revista Costos, Análisis de precios unitarios de encofrados, Edición 286/ enero 2018

Revista Costos, Publicación sobre la inversión en la partida de encofrados y como optimizarla, Edición 287 / febrero 2018.

Salinas Esquivel, Sergio Adrián, “Aplicación del PMBOK y el Last Planner “proyecto playa de estacionamientos bajo la calle Lima y virgen milagrosa Miraflores-Lima”, Tesis para optar el título de ingeniero civil, UCV, Lima 2017.

Vintimilla Corral, José Bernardo, “La influencia de los encofrados deslizantes en la construcción de las torres de un puente”, Tesis para optar el grado de ingeniero Civil, Universidad Técnica de Ambato, Ecuador 2012.

## ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA							
TÍTULO	PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	POBLACIÓN Y MUESTRA
propuesta de análisis comparativo para conocer cual es el costo más económico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio taller del Metro de Lima	¿Cómo conocer cuál es el costo mas económico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio taller del Metro de Lima?	<b>GENERAL.-</b>	La implantación de análisis comparativo permitirá evaluar cual es el costo más económico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio taller del Metro de Lima	<b>INDEPENDIENTE.-</b>	<b>VARIABLE INDEPENDIENTE.-</b>	<b>Tipo de investigación.-</b> Aplicada. Explicativa. No experimental. Prospectiva.  <b>Diseño de investigación.-</b>  <b>T1 T2</b> <b>M O P R E</b>	<b>Población.-</b> El presente trabajo de investigación delimitamos su población, la cual es, las edificaciones que se están construyendo en el metro de Lima.  <b>Muestra.-</b> Se tomó como muestra el proyecto "Edificaciones del Patio Taller del Metro de Lima – Línea 2", ubicado en el distrito de Santa Anita.
		proponer análisis comparativo para conocer cual es el costo mas económico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio taller del Metro de Lima		análisis comparativo	Temas Estratégicos		
		<b>ESPECÍFICOS.-</b>		Mapa Estratégico	Cuadro de mando		
		1.-Diagnosticar el estado actual de cual es el costo más económico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio taller del Metro de Lima					
		2.-Identificar los factores influyentes en cual es el costo más económico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio taller del Metro de Lima		<b>DEPENDIENTE.-</b>	<b>VARIABLE DEPENDIENTE.-</b>		
		3.-Diseñar análisis comparativo para conocer cual es el costo más económico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio taller del Metro de Lima		cuál es el costo más económico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos	Eficiencia		
		4.-Estimar los resultados que generará la implantación análisis comparativo en cual es el costo más económico para encofrado en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio taller del Metro de Lima			Eficacia		

pérdidas de presfuerzo dependientes del tiempo) no deberán exceder de lo siguiente:

- |  |           |
|--|-----------|
| a) Esfuerzo de la fibra extrema en compresión:   | 0,6 f'ci  |
| b) Esfuerzo de la fibra extrema en tracción, excepto en lo permitido por c):                   | 0,8 √f'ci |
| c) Esfuerzo de la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados: | 1,6 √f'ci |

Cuando los esfuerzos de tracción calculados excedan de estos valores, debe proporcionarse refuerzo auxiliar de adherencia (no presforzado o presforzado) en la zona de tracción para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculada bajo la suposición de una sección no agrietada.

18.6.2. Los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de que presenten todas las pérdidas de presfuerzo) no deberán exceder de los siguientes valores:

- |  |          |
|--|----------|
| a) Esfuerzo de la fibra extrema en compresión:   | 0,45 f'c |
| b) Esfuerzo de la fibra extrema en tracción, en la zona precomprimida:   | 1,6 √f'c |
| c) Esfuerzo de la fibra extrema en tracción en la zona precomprimida de los elementos (excepto en sistemas de losas en dos direcciones) en los cuales el análisis basado en las secciones transformadas agrietadas y en las relaciones bilineales momento-deflexión demuestren que las deflexiones inmediatas y diferidas cumplen con los requisitos de las secciones 18.8 y 18.9.2: | 3,2 √f'c |

18.6.3. Los esfuerzos permisibles en el concreto de las Secciones 18.6.1 y 18.6.2 pueden sobrepasarse cuando se demuestre mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento.

18.6.4. Cuando la transferencia de la fuerza de presfuerzo sea a través de planchas de apoyo, los esfuerzos de aplastamiento sobre el concreto debido al anclaje en concreto postensionado con refuerzo adecuado en las regiones finales no excederán de:

- a) Inmediatamente después del anclaje del tendón:

$$f_b = 0,8 f'ci \sqrt{(A2/A1 - 0,2)} \leq 1,25 f'ci$$

- b) Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo:

$$f_b = 0,6 f'c \sqrt{(A2/A1)} \leq f'c$$

### 18.7. ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE PRESFUERZO

Los esfuerzos de tracción en los tendones de presfuerzo no deberán exceder de lo siguiente:

- a) Debido a la fuerza del gato: 0,8 fpu ó 0,94 fpy el que sea menor, pero no mayor que el valor máximo recomendado por el fabricante de los tendones de presfuerzo o de los anclajes.

- b) Tendones de pretensado, inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo: 0,82 fpy, pero no mayor que 0,74 fpu

- c) En las zonas correspondientes a los anclajes y acopladores de los tendones postensados, inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo: 0,70 fpu

### 18.8. DEFLEXIONES

18.8.1. Se deberán calcular las deflexiones inmediatas de los elementos de concreto presforzado sujetos a flexión diseñados de acuerdo con los requisitos de este Capítulo, por medio de los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas. El momento de inercia de la

sección total de concreto podrá ser utilizado para secciones no agrietadas.

18.8.2. La deflexión adicional diferida en elementos de concreto presforzado deberá calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga sostenida e incluyendo los efectos de la fluencia y la contracción del concreto, así como la relajación del acero.

18.8.3. La deflexión calculada de acuerdo con las Secciones 18.8.1 y 18.8.2 no debe exceder los límites estipulados en la Tabla 10.4.4.2.

### 18.9. RECUBRIMIENTOS

18.9.1. Deberá proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo presforzado y no presforzado, ductos y anclajes en los extremos, excepto en lo previsto en las Secciones 18.9.2 y 18.9.3.

	Recubrimiento mínimo, cm:
a) Concreto vaciado contra el suelo o en contacto con agua de mar:	7,0
b) Concreto en contacto con el suelo o expuesto al ambiente:	
Losas y nervaduras:	2,5
Muros:	3,0
Otros elementos:	4,0
c) Concreto no expuesto al ambiente ni en contacto con el suelo:	
Losas y nervaduras:	2,0
Muros:	2,5
Vigas y columnas:	
Refuerzo principal:	4,0
Estribos y espirales:	2,5
Cáscaras y láminas plegadas:	
Barras de 5/8" o menores:	1,0
Otro tipo de refuerzo:	db, pero no menos de 2 cm

18.9.2. Cuando los esfuerzos de tracción excedan lo estipulado en la Sección 18.6.2b para elementos de concreto presforzado expuestos a la acción del clima, al suelo o a un medio ambiente corrosivo, el recubrimiento mínimo de concreto deberá aumentarse en un 50%.

18.9.3. El recubrimiento mínimo para el refuerzo no presforzado en elementos de concreto presforzado fabricados en condiciones de control en la planta, deberá estar de acuerdo con lo especificado en las Secciones 7.2a y 7.2b.

### 18.10. PÉRDIDAS DE PRESFUERZO

18.10.1. Para determinar el presfuerzo efectivo fse deberán considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de presfuerzo:

- Pérdidas por asentamiento del anclaje
- Acortamiento elástico del concreto
- Fluencia del concreto
- Contracción del concreto
- Relajación del esfuerzo en los tendones
- Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

#### 18.10.2. PÉRDIDAS POR FRICCIÓN EN LOS TENDONES DE POSTENSADO

18.10.2.1. El efecto de la pérdida por fricción en los tendones de postensado deberá calcularse por medio de:

$$P_x e^{(K \cdot l_x + \mu \cdot \alpha)}$$

Cuando  $(K \cdot l_x + \mu \cdot \alpha)$  no sea mayor que 0,3, el efecto de la pérdida por fricción podrá calcularse por medio de:

$$P_s = P_x (1 + K \cdot l_x + \mu \cdot \alpha)$$

18.10.2.2. Las pérdidas por fricción debe basarse en los coeficientes de fricción por curvatura y alabeo  $m\theta$  y  $K$ , determinados experimentalmente y deberán verificarse durante las operaciones de tensado del tendón.

Los valores de  $K$  (por metro lineal) y de  $m\theta$  varían apreciablemente con el material y la rigidez del ducto y con el método de construcción.

18.10.2.3. Los valores de los coeficientes por curvatura y alabeo usados en el diseño y los rangos aceptables

pués de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción se han producido por las cargas aplicadas externamente, kg/m<sup>2</sup>.

fps Esfuerzo en el refuerzo presforzado a la resistencia nominal, kg/m<sup>2</sup>.

fpu Resistencia especificada a la tracción de los tendones de presfuerzo, kg/m<sup>2</sup>.

fpy Resistencia especificada a la fluencia de los tendones de presfuerzo, kg/m<sup>2</sup>.

fr Módulo de rotura del concreto, kg/m<sup>2</sup>.

fse Esfuerzo efectivo en el refuerzo presforzado (después que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo), kg/m<sup>2</sup>.

fy Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no presforzado, kg/m<sup>2</sup>.

f'c Resistencia especificada a la compresión del concreto, kg/m<sup>2</sup>.

f'ci Resistencia a la compresión del concreto al momento del presfuerzo inicial, kg/m<sup>2</sup>.

h Peralte total del elemento, cm.

I Momento de inercia de la sección que resiste las cargas amplificadas.

K Coeficiente de fricción longitudinal por metro de tendón de presfuerzo.

l Luz libre de losas planas en dos direcciones en el sentido paralelo al del refuerzo que se está determinando, cm. Véase la Sección 18.13.3.3.

x Longitud del tendón de presfuerzo, del extremo en el gato a un punto cualquiera x, m. Véase la Sección 18.10.2.1.

Mmáx Momento máximo amplificado en la sección debida a cargas aplicadas externamente.

Nc Fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva, no amplificadas (Cm+Cv).

Ps Fuerza del tendón de presfuerzo en el extremo del gato.

Px Fuerza del tendón de presfuerzo en cualquier punto x.

ρ Porcentaje de refuerzo en tracción no presforzado,  $\rho = A_s / (b d)$

ρρ Porcentaje de refuerzo presforzado,  $\rho\rho = A_{ps} / (b dp)$

ρ' Porcentaje de refuerzo en compresión,  $\rho' = A'_s / (b d)$

s Espaciamiento entre estribos.

Vd Fuerza cortante en la sección, debida a la carga muerta no amplificada.

Vi Fuerza cortante amplificada en la sección, debida a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con Mmax.

Vci Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de la combinación de cortante y momento.

Vcw Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de los excesivos esfuerzos principales de tracción en el alma.

Vp Componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo en la sección considerada.

w  $\rho fy / f'c$

wρ  $\rho\rho fps / f'c$

w'  $\rho' fy / f'c$

ww;

wρw;

w'w

Índices de refuerzo para secciones con alas, calculados de igual forma que w, wρ y w', excepto que b será el ancho del alma y el área de refuerzo deberá ser la requerida para desarrollar únicamente la resistencia a la compresión del alma.

α Cambio angular total del perfil del tendón de presfuerzo, en radianes, desde el extremo del gato hasta cualquier punto x.

β1 Factor definido en la Sección 11.2.1f.

μ Coeficiente de fricción por curvatura.

φ Factor de reducción de resistencia.

## 18.2. DEFINICIONES

Se definen los siguientes términos para su uso en este Capítulo:

- a) **Anclaje.**- Medio por el cual la fuerza pretensora se transfiere permanentemente al concreto.
- b) **Concreto Presforzado.**- Concreto armado en el cual se han introducido esfuerzos internos para reducir los es-

fuerzos potenciales de tracción en el concreto resultantes de las cargas.

c) **Fricción por curvatura.**- Fricción que resulta de dobleces y curvas en el perfil especificado del tendón.

d) **Fricción por alabeo.**- Fricción causada por una desviación no intencional del tendón con relación a su perfil especificado.

e) **Fuerza en el gato.**- Fuerza temporal ejercida por el aparato que produce la tracción en los tendones.

f) **Resistencia nominal a la fluencia.**- Resistencia a la fluencia especificada por la norma pertinente y en concordancia con lo establecido en la Sección 3.4.

g) **Postensionado.**- Método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan después que el concreto ha endurecido.

h) **Pretensionado.**- Método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan antes que se coloque el concreto.

i) **Presfuerzo efectivo.**- El esfuerzo que permanece en los tendones después que han ocurrido todas las pérdidas, exceptuando los efectos de carga muerta y de cargas sobrepuestas.

j) **Tendón.**- Elemento de acero tal como alambre, cable, barra o torón, o un paquete de tales elementos, usado para impartir presfuerzo al concreto.

k) **Tendones adheridos.**- Tendones que están adheridos al concreto ya sea directamente o por medio de inyección de mortero. Los tendones no adheridos están libres de moverse con respecto al concreto que los rodea.

l) **Transferencia.**- Operación de transferir la fuerza del tendón al concreto.

## 18.3. ALCANCE

18.3.1. Las disposiciones de este Capítulo se aplican a elementos de concreto sujetos a flexión presforzados con acero de alta resistencia.

18.3.2. Todas las disposiciones de esta Norma que no se excluyan específicamente y que no estén en oposición con las disposiciones de este acápite, se considerarán aplicables a concreto presforzado.

18.3.3. Las siguientes disposiciones no se aplicarán al concreto presforzado: Secciones 7.6.5, 9.6, 9.8.2, 9.8.3, 9.8.4, 9.9, 11.4, 11.5, 11.7, 12.6.1, 12.6.2, 12.8, 15.3, 15.4, 15.6 y Capítulo 17.

## 18.4. CONSIDERACIONES GENERALES

18.4.1. Se investigarán los esfuerzos y la resistencia a la rotura en las condiciones de servicio y en todas las etapas de carga que puedan ser críticas durante la vida de la estructura desde que se aplica el presforzado.

18.4.2. Se tomarán en cuenta en el diseño las concentraciones de esfuerzos debidas al presfuerzo o a otras causas.

18.4.3. Se tomarán en cuenta los efectos sobre la estructura adyacente producidos por deformaciones elásticas y plásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones causadas por el presfuerzo; cuando su efecto es aditivo a los efectos de temperatura y contracción, se considerarán simultáneamente.

18.4.4. Se considerarán las posibilidades de pandeo en un elemento entre puntos de contacto del concreto con los tendones de presfuerzo. Se considerará también el pandeo de almas y alas delgadas.

18.4.5. Al calcular las propiedades de la sección previas a la adherencia de los tendones de presfuerzo, deberá considerarse el efecto de la pérdida del área debida a los ductos vacíos. El área transformada de los tendones adheridos puede ser incluida en miembros pretensionados y en miembros postensados después de la inyección.

18.4.6. El módulo de elasticidad del concreto se supondrá como se indica en la Sección 9.4.2.

18.4.7. El módulo de elasticidad del acero de presfuerzo será determinado por medio de ensayos o proporcionado por el fabricante.

## 18.5. HIPÓTESIS

18.5.1. Las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la deformación.

18.5.2. En secciones agrietadas, se desprejará la capacidad del concreto para resistir tracciones.

## 18.6. ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO

18.6.1. Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transmisión del presfuerzo (antes de las

**TABLA 17.9.2.5 RELACIONES DE CARGA  $M$  EN LAS DIRECCIONES A Y B PARA CORTANTES  
EN TABLEROS Y CARGA SOBRE LOS APOYOS**

RELACION	CASO 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = A/B$									
$M_{IA}$	0,50	0,50	0,17	0,50	0,83	0,71	0,29	0,33	0,67
$M_{IB}$	0,50	0,50	0,83	0,50	0,17	0,29	0,71	0,67	0,33
$M_{IIA}$	0,55	0,55	0,20	0,55	0,86	0,75	0,33	0,38	0,71
$M_{IIB}$	0,45	0,45	0,80	0,45	0,14	0,25	0,67	0,62	0,29
$M_{IIIA}$	0,60	0,60	0,23	0,60	0,88	0,79	0,38	0,43	0,75
$M_{IIIB}$	0,40	0,40	0,77	0,40	0,12	0,21	0,62	0,57	0,25
$M_{IIIA}$	0,66	0,66	0,28	0,66	0,90	0,83	0,43	0,49	0,79
$M_{IIIB}$	0,34	0,34	0,72	0,34	0,10	0,17	0,57	0,51	0,21
$M_{IIIA}$	0,71	0,71	0,33	0,71	0,92	0,86	0,49	0,55	0,83
$M_{IIIB}$	0,29	0,29	0,67	0,29	0,08	0,14	0,51	0,45	0,17
$M_{IIIA}$	0,76	0,76	0,39	0,76	0,94	0,88	0,56	0,61	0,86
$M_{IIIB}$	0,24	0,24	0,61	0,24	0,06	0,12	0,44	0,39	0,14
$M_{IIIA}$	0,81	0,81	0,45	0,81	0,95	0,91	0,62	0,68	0,89
$M_{IIIB}$	0,19	0,19	0,55	0,19	0,05	0,09	0,38	0,32	0,11
$M_{IIIA}$	0,85	0,85	0,53	0,85	0,96	0,93	0,69	0,74	0,92
$M_{IIIB}$	0,15	0,15	0,47	0,15	0,04	0,07	0,31	0,26	0,08
$M_{IIIA}$	0,89	0,89	0,61	0,89	0,97	0,95	0,76	0,80	0,94
$M_{IIIB}$	0,11	0,11	0,39	0,11	0,03	0,05	0,24	0,20	0,06
$M_{IIIA}$	0,92	0,92	0,69	0,92	0,98	0,96	0,81	0,85	0,95
$M_{IIIB}$	0,08	0,08	0,31	0,08	0,02	0,04	0,19	0,15	0,05
$M_{IIIA}$	0,94	0,94	0,76	0,94	0,99	0,97	0,86	0,89	0,97
$M_{IIIB}$	0,06	0,06	0,24	0,06	0,01	0,03	0,14	0,11	0,03

#### ARTICULO 18 - CONCRETO PRESFORZADO

##### 18.1. ABREVIATURAS

A	Área de la sección transversal comprendida entre la cara de tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección total, cm <sup>2</sup> .
Aps	Área del refuerzo presforzado en la zona en tracción, cm <sup>2</sup> .
As	Área del refuerzo en tracción no presforzado, cm <sup>2</sup> .
Av	Área del refuerzo por cortante.
A's	Área del refuerzo en compresión, cm <sup>2</sup> .
A1	Área de aplastamiento de la plancha de anclaje de los tendones de postensado.
A2	Área máxima de la porción de la superficie de anclaje geoméricamente semejante y concéntrica al área de la placa de anclaje de los tendones de postensado.
b	Ancho de la cara en compresión del miembro, cm.
bw	Ancho mínimo del alma de un elemento con alas, cm.
Cm	Cargas muertas o fuerzas y momentos internos relacionados.

Cv	Cargas vivas o fuerzas y momentos internos relacionados.
d	Distancia de la fibra externa en compresión al centroide del refuerzo presforzado o al centroide combinado cuando se incluya refuerzo de tracción no presforzado, cm.
dp	Distancia de la fibra externa en compresión al centroide del refuerzo presforzado.
e	Base de los logaritmos neperianos.
fb	Esfuerzo de aplastamiento permisible en el concreto bajo la placa de anclaje de los tendones de postensado, con la zona de anclaje en el extremo adecuadamente reforzada.
fd	Esfuerzo debido a la carga muerta no amplificada, en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción se producen por cargas aplicadas externamente, kg/m <sup>2</sup> .
fpc	Esfuerzo promedio de compresión en el concreto debido únicamente a la fuerza efectiva de presfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo), kg/m <sup>2</sup> .
fpe	Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a la fuerza efectiva de presfuerzo (des-

TABLA 17.9.2.2c) COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA VIVA

$$\left. \begin{aligned} M_{A \text{ pos CV}} &= C_A \text{ CV } w_{lu} \frac{A^2}{B^2} \\ M_{B \text{ pos CV}} &= C_B \text{ CV } w_{lu} \end{aligned} \right\} \text{ donde } w_{lu} = \text{Carga viva última uniformemente repartida.}$$

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$C_A \text{ CV}$	0,036	0,027	0,027	0,032	0,032	0,035	0,032	0,028	0,030
$C_B \text{ CV}$	0,036	0,027	0,032	0,032	0,027	0,032	0,035	0,030	0,028
$C_A \text{ CV}$	0,040	0,030	0,031	0,035	0,034	0,038	0,036	0,031	0,032
$C_B \text{ CV}$	0,033	0,025	0,029	0,029	0,024	0,029	0,032	0,027	0,025
$C_A \text{ CV}$	0,045	0,034	0,035	0,039	0,037	0,042	0,040	0,035	0,036
$C_B \text{ CV}$	0,029	0,022	0,027	0,026	0,021	0,025	0,029	0,024	0,022
$C_A \text{ CV}$	0,050	0,037	0,040	0,043	0,041	0,046	0,045	0,040	0,039
$C_B \text{ CV}$	0,026	0,019	0,024	0,023	0,019	0,022	0,026	0,022	0,020
$C_A \text{ CV}$	0,056	0,041	0,045	0,048	0,044	0,051	0,051	0,044	0,042
$C_B \text{ CV}$	0,023	0,017	0,022	0,020	0,016	0,019	0,023	0,019	0,017
$C_A \text{ CV}$	0,061	0,045	0,051	0,052	0,047	0,055	0,056	0,049	0,046
$C_B \text{ CV}$	0,019	0,014	0,019	0,016	0,013	0,016	0,020	0,016	0,013
$C_A \text{ CV}$	0,068	0,049	0,057	0,057	0,051	0,060	0,063	0,054	0,050
$C_B \text{ CV}$	0,016	0,012	0,016	0,014	0,011	0,013	0,017	0,014	0,011
$C_A \text{ CV}$	0,074	0,053	0,064	0,062	0,055	0,064	0,070	0,059	0,054
$C_B \text{ CV}$	0,013	0,010	0,014	0,011	0,009	0,010	0,014	0,011	0,009
$C_A \text{ CV}$	0,081	0,058	0,071	0,067	0,059	0,068	0,077	0,065	0,059
$C_B \text{ CV}$	0,010	0,007	0,011	0,009	0,007	0,008	0,011	0,009	0,007
$C_A \text{ CV}$	0,088	0,062	0,080	0,072	0,063	0,073	0,085	0,070	0,063
$C_B \text{ CV}$	0,008	0,006	0,009	0,007	0,005	0,006	0,009	0,007	0,006
$C_A \text{ CV}$	0,095	0,066	0,088	0,077	0,067	0,078	0,092	0,076	0,067
$C_B \text{ CV}$	0,006	0,004	0,007	0,005	0,004	0,005	0,007	0,005	0,004

TABLA 17.9.2.2b) COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA  
CARGA MUERTA

$$\left. \begin{aligned} M_A \text{ pos CH} &= C_A \text{ CH } w_{du} A^2 \\ M_B \text{ pos CH} &= C_B \text{ CH } w_{du} B^2 \end{aligned} \right\} \text{ donde } w_{du} \text{ carga muerta } \ddot{u}l\text{tima uniformemente repartida.}$$

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$1,00$	$C_A \text{ CH}$ 0,036	$C_B \text{ CH}$ 0,036	$C_A \text{ CH}$ 0,018	$C_B \text{ CH}$ 0,018	$C_A \text{ CH}$ 0,027	$C_B \text{ CH}$ 0,027	$C_A \text{ CH}$ 0,027	$C_B \text{ CH}$ 0,027	$C_A \text{ CH}$ 0,023
$0,95$	$C_A \text{ CH}$ 0,040	$C_B \text{ CH}$ 0,033	$C_A \text{ CH}$ 0,020	$C_B \text{ CH}$ 0,016	$C_A \text{ CH}$ 0,028	$C_B \text{ CH}$ 0,024	$C_A \text{ CH}$ 0,031	$C_B \text{ CH}$ 0,021	$C_A \text{ CH}$ 0,024
$0,90$	$C_A \text{ CH}$ 0,045	$C_B \text{ CH}$ 0,029	$C_A \text{ CH}$ 0,022	$C_B \text{ CH}$ 0,014	$C_A \text{ CH}$ 0,029	$C_B \text{ CH}$ 0,021	$C_A \text{ CH}$ 0,035	$C_B \text{ CH}$ 0,028	$C_A \text{ CH}$ 0,026
$0,85$	$C_A \text{ CH}$ 0,050	$C_B \text{ CH}$ 0,026	$C_A \text{ CH}$ 0,024	$C_B \text{ CH}$ 0,012	$C_A \text{ CH}$ 0,031	$C_B \text{ CH}$ 0,017	$C_A \text{ CH}$ 0,042	$C_B \text{ CH}$ 0,025	$C_A \text{ CH}$ 0,028
$0,80$	$C_A \text{ CH}$ 0,056	$C_B \text{ CH}$ 0,023	$C_A \text{ CH}$ 0,025	$C_B \text{ CH}$ 0,011	$C_A \text{ CH}$ 0,032	$C_B \text{ CH}$ 0,009	$C_A \text{ CH}$ 0,045	$C_B \text{ CH}$ 0,022	$C_A \text{ CH}$ 0,029
$0,75$	$C_A \text{ CH}$ 0,061	$C_B \text{ CH}$ 0,019	$C_A \text{ CH}$ 0,028	$C_B \text{ CH}$ 0,009	$C_A \text{ CH}$ 0,033	$C_B \text{ CH}$ 0,007	$C_A \text{ CH}$ 0,048	$C_B \text{ CH}$ 0,020	$C_A \text{ CH}$ 0,031
$0,70$	$C_A \text{ CH}$ 0,068	$C_B \text{ CH}$ 0,016	$C_A \text{ CH}$ 0,030	$C_B \text{ CH}$ 0,007	$C_A \text{ CH}$ 0,035	$C_B \text{ CH}$ 0,005	$C_A \text{ CH}$ 0,051	$C_B \text{ CH}$ 0,017	$C_A \text{ CH}$ 0,033
$0,65$	$C_A \text{ CH}$ 0,074	$C_B \text{ CH}$ 0,013	$C_A \text{ CH}$ 0,032	$C_B \text{ CH}$ 0,006	$C_A \text{ CH}$ 0,036	$C_B \text{ CH}$ 0,004	$C_A \text{ CH}$ 0,054	$C_B \text{ CH}$ 0,014	$C_A \text{ CH}$ 0,034
$0,60$	$C_A \text{ CH}$ 0,081	$C_B \text{ CH}$ 0,010	$C_A \text{ CH}$ 0,034	$C_B \text{ CH}$ 0,004	$C_A \text{ CH}$ 0,037	$C_B \text{ CH}$ 0,003	$C_A \text{ CH}$ 0,056	$C_B \text{ CH}$ 0,012	$C_A \text{ CH}$ 0,036
$0,55$	$C_A \text{ CH}$ 0,088	$C_B \text{ CH}$ 0,008	$C_A \text{ CH}$ 0,035	$C_B \text{ CH}$ 0,003	$C_A \text{ CH}$ 0,038	$C_B \text{ CH}$ 0,002	$C_A \text{ CH}$ 0,058	$C_B \text{ CH}$ 0,009	$C_A \text{ CH}$ 0,037
$0,50$	$C_A \text{ CH}$ 0,095	$C_B \text{ CH}$ 0,006	$C_A \text{ CH}$ 0,037	$C_B \text{ CH}$ 0,002	$C_A \text{ CH}$ 0,039	$C_B \text{ CH}$ 0,001	$C_A \text{ CH}$ 0,061	$C_B \text{ CH}$ 0,007	$C_A \text{ CH}$ 0,038

TABLA 17.9.2.2a) COEFICIENTES PARA MOMENTOS NEGATIVOS

$$M_{A \text{ neg}} = C_{A \text{ neg}} w_u A^2$$

$$M_{B \text{ neg}} = C_{B \text{ neg}} w_u B^2$$

} donde  $w_u$  = carga total última uniformemente repartida.

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{A}{B}$									
1,00 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,045 0,045	0,076 0,050	0,050 0,050	0,075 0,075	0,071 0,071	0,033 0,061	0,061 0,033	0,061 0,033
0,95 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,050 0,041	0,072 0,045	0,055 0,045	0,079 0,075	0,075 0,067	0,038 0,056	0,065 0,029	0,065 0,029
0,90 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,055 0,037	0,070 0,040	0,060 0,040	0,080 0,079	0,079 0,062	0,043 0,052	0,068 0,025	0,068 0,025
0,85 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,060 0,031	0,065 0,034	0,066 0,034	0,082 0,083	0,083 0,057	0,049 0,046	0,072 0,021	0,072 0,021
0,80 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,065 0,027	0,061 0,029	0,071 0,029	0,083 0,086	0,086 0,051	0,055 0,041	0,075 0,017	0,075 0,017
0,75 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,069 0,022	0,056 0,024	0,076 0,024	0,085 0,088	0,088 0,044	0,061 0,036	0,078 0,014	0,078 0,014
0,70 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,074 0,017	0,050 0,019	0,081 0,019	0,086 0,091	0,091 0,038	0,068 0,029	0,081 0,011	0,081 0,011
0,65 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,077 0,014	0,043 0,015	0,085 0,015	0,087 0,093	0,093 0,031	0,074 0,024	0,083 0,008	0,083 0,008
0,60 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,081 0,010	0,035 0,011	0,089 0,011	0,088 0,095	0,095 0,024	0,080 0,018	0,085 0,006	0,085 0,006
0,55 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,084 0,007	0,028 0,008	0,092 0,008	0,089 0,096	0,096 0,019	0,085 0,014	0,086 0,005	0,086 0,005
0,50 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,086 0,006	0,022 0,006	0,094 0,006	0,090 0,097	0,097 0,014	0,089 0,010	0,088 0,003	0,088 0,003

17.8.5.2. Para valores de  $\alpha_1(12/11)$  comprendidos entre 1 y 0, la proporción del momento de la franja de columna que debe ser resistido por la viga deberá obtenerse por interpolación lineal entre 85% y 0%.

17.8.5.3. Las vigas deberán diseñarse para resistir los momentos producidos por cargas de gravedad directamente aplicadas sobre ellas (tabiques o cargas concentradas especiales), no consideradas en la evaluación de  $w_u$  uniforme en el paño, y por cargas laterales de sismo u otras.

#### 17.8.6. MOMENTOS AMPLIFICADOS DE LA FRANJA CENTRAL

Las franjas centrales se diseñarán para los momentos positivos y negativos no resistidos por la franja de columna, cada franja central deberá resistir la suma de los elementos asignados a sus dos mitades.

### 17.9. MÉTODO DE COEFICIENTES PARA LOSAS APOYADAS EN VIGAS O EN MUROS

#### 17.9.1. LIMITACIONES

Se considerará que las losas consisten de franjas en cada dirección, de acuerdo a lo siguiente:

17.9.1.1. Se denomina franja central a aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, simétrica respecto a la línea central del tablero y que se extiende en la dirección en que se consideran los momentos.

17.9.1.2. Se denomina franja de columna a aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, que ocupa las dos áreas de una cuarta parte del tablero, fuera de la franja central.

17.9.1.3. En bordes discontinuos se considerará un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

#### 17.9.2. DETERMINACIÓN DE MOMENTOS, CORTES Y SECCIONES CRÍTICAS

17.9.2.1. Las secciones críticas para momentos de flexión serán:

- A lo largo de los bordes del tablero en las caras de las vigas de apoyo para el caso de momentos negativos.
- A lo largo de las líneas medias de los tableros para el caso de momentos positivos.

17.9.2.2. Los momentos de flexión para las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$$M_a = C w_u A^2 \quad y$$

$$M_b = C w_u B^2$$

donde:

- Ma: Es el momento de flexión en la dirección A.
- Mb: Es el momento de flexión en la dirección B.
- C: Es el coeficiente de momentos indicado en las Tablas 17.9.2.2a, 17.9.2.2b y 17.9.2.2c.
- wu: Es la carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa.
- A: Es la luz libre del tramo en la dirección corta.
- B: Es la luz libre del tramo en la dirección larga.

17.9.2.3. Los momentos para las franjas de columnas serán reducidos gradualmente desde el valor total en el borde de la franja central hasta un tercio de estos valores en el borde del tablero.

17.9.2.4. Cuando el momento negativo a un lado del apoyo sea menor que el 80% del momento en el otro lado, la diferencia será distribuida en proporción a las rigideces relativas de las losas.

17.9.2.5. Las fuerzas cortantes en el tablero serán calculadas partiendo de la hipótesis de que la carga se distribuye a los apoyos según las proporciones indicadas en la Tabla 17.9.2.5.

#### 17.9.3. VIGAS DE APOYO

Las cargas sobre las vigas de apoyo se calcularán mediante la Tabla 17.9.2.2a, para los porcentajes de cargas en las direcciones «A» y «B». En ningún caso la carga sobre la viga, a lo largo del tramo corto, será menor que aquella que corresponde a un área limitada por la intersección de líneas a 45° trazadas desde las esquinas.

La carga equivalente uniformemente repartida por metro lineal sobre esta viga corta es  $w_u A/3$ .

### 17.10. DISEÑO DE LOSAS POR FUERZA CORTANTE

#### 17.10.1. GENERALIDADES

17.10.1.1. El diseño por fuerza cortante de las losas en dos direcciones deberá realizarse de acuerdo a lo indicado en esta sección y tomando en cuenta:

- Efecto de la fuerza cortante en la losa actuando como viga ancha.
- Efecto de la fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento).

17.10.1.2. El diseño por fuerza cortante y punzonamiento se hará considerando:

- Fuerza cortante como viga:

$$V_u \geq \phi V_n$$

$$V_n = V_c$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_o d$$

- Fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento):

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c$$

$$V_c = (0,53 + 1,1 / \beta c) \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c < 1,1 \sqrt{f_c} b_o d$$

Donde  $\beta c$  es la relación del lado largo al lado corto de la columna que recibe a la losa y  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica.

#### 17.10.2. FUERZA CORTANTE EN LOSAS CON VIGAS

17.10.2.1. Las vigas cuyo parámetro  $\alpha_1(12/11)$  sea mayor o igual a 1 deberán dimensionarse para resistir la fuerza cortante producida por las cargas actuantes en las áreas tributarias limitadas por líneas a 45°, trazadas desde las esquinas de los tableros y los ejes de los mismos adyacentes y paralelos a los lados mayores.

17.10.2.2. Además de la fuerza cortante producida por las cargas de la losa, las vigas deberán resistir la fuerza cortante producida por las cargas directamente aplicadas sobre ellas y por fuerzas laterales.

17.10.2.3. La resistencia a la fuerza cortante de la losa se deberá calcular suponiendo que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo a lo indicado en la Sección 17.10.2.1.

17.10.2.4. La sección crítica se considerará ubicada a una distancia  $d$  de la cara del apoyo.

#### 17.10.3. FUERZA CORTANTE EN LOSAS SIN VIGAS

17.10.3.1. Las losas sin vigas deberán dimensionarse para el efecto de la fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento), debiéndose considerar una sección crítica ubicada a lo largo de la superficie formada por los planos trazados verticalmente a una distancia  $d/2$  de las caras de la columna o del capitel si este existe (perímetro  $b_o$ ), además deberá verificarse en secciones sucesivas más distantes del apoyo.

17.10.3.2. Cuando la carga de gravedad, viento, sismo u otra fuerza lateral produzca transmisión de momentos en las conexiones entre las losas y las columnas, la fuerza cortante que se deriva de la transmisión de momento, deberá adicionarse a los esfuerzos provenientes de la carga aplicada por la losa en la sección crítica ubicada a  $d/2$  de la columna, como se indica en la Sección 17.4.2.

#### 17.11. DIMENSIONES MÍNIMAS PARA ÁBACOS

Cuando se emplee un ábaco para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre la columna de una losa sin vigas, el tamaño del ábaco deberá estar de acuerdo con lo siguiente:

a) El ábaco deberá extenderse en cada dirección, a partir del eje del apoyo a una distancia no menor de 1/6 de la longitud del tramo, medida centro a centro de los apoyos en esa dirección.

b) La proyección del ábaco por debajo de la losa deberá ser por lo menos 1/4 del peralte de ésta.

c) En el cálculo del refuerzo requerido para la losa, el peralte del ábaco bajo ésta no deberá considerarse mayor de 1/4 de la distancia del extremo del ábaco al borde de la columna o del capitel.

- a) Existen 3 ó más paños en cada dirección.
- b) Los paños sean rectangulares, con una relación de luz mayor a luz menor, no mayor de 2.
- c) Las longitudes de dos paños adyacentes no difieren en más de 1/3 de la luz mayor.
- d) Las columnas estén alineadas o tienen un desalineamiento como máximo igual al 10% de la longitud del paño en la dirección del desalineamiento, a partir de cualquier eje que una los centros de columnas sucesivas.
- e) Las cargas sean de gravedad y corresponden a cargas distribuidas uniformemente en todos los paños.
- f) La carga viva no excede a 3 veces la carga muerta.
- g) La relación de rigidez relativa de las vigas en dos direcciones perpendiculares no es menor que 0,2 ni mayor que 5.

Esta relación de rigidez se determinará calculando el cociente:

$$(\alpha_1 l_2^2) / (\alpha_2 l_1^2)$$

donde  $\alpha_1$  es el parámetro  $\alpha$  definido en la sección anterior en la dirección 11 y  $\alpha_2$  es el parámetro  $\alpha$  en la dirección 12.

#### 17.8.2. MOMENTO ESTÁTICO AMPLIFICADO TOTAL DE UN PAÑO

17.8.2.1. El momento estático amplificado total  $M_0$  deberá determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central del paño en cada lado del eje de los apoyos.

17.8.2.2. La suma absoluta de los momentos positivo y negativo promedio en cada dirección no será menor que:

$$M_0 = wu \cdot 12 \cdot l_n^2 / 8$$

donde  $l_n$  es la luz libre entre columnas, capiteles o muros, no debiendo ser nunca menor a  $0,65 \cdot l_1$  y  $wu$  es la carga uniformemente repartida por unidad de área.

17.8.2.3. Cuando no se tenga la misma longitud transversal en los paños adyacentes al eje de los apoyos considerados,  $l_2$  se tomará como el promedio de las longitudes transversales adyacentes.

17.8.2.4. Cuando se considere el paño adyacente y paralelo a un borde, la distancia del borde al eje central del paño deberá considerarse como  $l_2$ .

#### 17.8.3. MOMENTOS NEGATIVOS Y POSITIVOS AMPLIFICADOS

17.8.3.1. Los momentos negativos amplificados estarán localizados en la cara de los apoyos rectangulares. Los apoyos de forma circular o de polígono regular serán considerados como apoyos cuadrados con una área equivalente.

17.8.3.2. Los momentos negativos y positivos amplificados se obtendrán como un coeficiente multiplicado por  $M_0$ , de la siguiente forma:

a) PAÑOS INTERIORES					
	$M(-) = 0,65 M_0$ $M(+) = 0,35 M_0$				
b) PAÑOS EXTERIORES					
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5
Momento Negativo Interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momento Positivo	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momento Negativo Exterior	0,00	0,16	0,26	0,30	0,65

donde:

- CASO 1: Borde exterior no restringido
- CASO 2: Losa con vigas en todos los lados
- CASO 3: Losa sin vigas
- CASO 4: Losa sin vigas pero con viga de borde (sólo en el borde exterior)
- CASO 5: Borde exterior totalmente restringido

17.8.3.3. La sección sujeta a momento negativo deberá diseñarse para resistir el mayor de los dos momentos

negativos interiores determinados para los paños con un apoyo común.

17.8.3.4. Las vigas de borde o los bordes de la losa deberán tener las dimensiones adecuadas para resistir por torsión la parte de los momentos exteriores negativos que les corresponda.

17.8.3.5. Para transferencia de momento entre la losa y una columna de borde, en el caso de losa sin vigas, la resistencia nominal a momento de la franja de apoyo proporcionada deberá emplearse como el momento de transferencia por carga de gravedad de acuerdo con la Sección 17.4.2.

#### 17.8.4. MOMENTOS AMPLIFICADOS EN LA FRANJA DE COLUMNA

##### 17.8.4.1. Determinación de los Parámetros $\alpha_1$ y $\beta_t$

a) El coeficiente  $\alpha_1$  es el coeficiente  $\alpha$  de la Sección 17.7, determinado en la dirección de 11.

b) El coeficiente  $\beta_t$  representa la relación de rigidez torsional de la viga de borde (perpendicular a 11) y la rigidez a flexión de la losa (en la dirección 11).

$$\beta_t = C / (2 I_1)$$

donde:

$$C = \Sigma (1 - 0,63 X / Y) X^3 Y / 3$$

En la evaluación de C, se considerará la viga de borde como una viga T, compuesta por rectángulos de lados X e Y, siendo  $X < Y$ . La porción de losa que se deberá considerar como ancho efectivo para la viga de borde será igual a la proyección de la parte de la viga, situada por encima de la losa, la que sea mayor, no debiendo exceder de 4 veces el espesor de la losa.

Al descomponer la viga T en rectángulos de lados X e Y, (para efectos del cálculo de C), se deberá calcular las distintas posibilidades de subdivisión de la viga T en rectángulos, debiéndose considerar la sumatoria mayor.

Para el cálculo de  $I_1$  interesará el ancho total  $l_2$ .

17.8.4.2. Las franjas de columna se diseñarán para resistir los siguientes porcentajes del momento negativo o positivo total del paño.

##### a) Momento Negativo Interior:

$l_2/l_1$	0,5	1	2
$\alpha_1(l_2/l_1) = 0$	75	75	75
$\alpha_1(l_2/l_1) \geq 1$	90	75	45

##### b) Momento Negativo Exterior

$l_2 / l_1$	0,5	1	2
$\alpha_1(l_2/l_1) = 0$			
$\beta_t = 0$	100	100	100
$\beta_t \geq 2,5$	75	75	75
$\alpha_1(l_2/l_1) \geq 1$			
$\beta_t = 0$	100	100	100
$\beta_t \geq 2,5$	90	75	45

##### c) Momento Positivo:

$l_2/l_1$	0,5	1	2
$\alpha_1(l_2/l_1) = 0$	60	60	60
$\alpha_1(l_2/l_1) \geq 1$	90	75	45

En todos los casos se podrán hacer interpolaciones lineales.

17.8.4.3. Las porciones de la losa localizada dentro de la franja de columna deberá diseñarse para resistir la parte de los momentos no resistidos por las vigas.

#### 17.8.5. MOMENTOS AMPLIFICADOS EN VIGAS

17.8.5.1. Si  $\alpha_1(l_2/l_1)$  es mayor o igual que uno, las vigas contenidas en las franjas de columna deberán diseñarse para resistir el 85% de los momentos de la franja de columna.

**17.4. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS SIN VIGAS****17.4.1. GENERALIDADES**

17.4.1.1. Las estructuras diseñadas considerando lasas sin vigas deberán tener en cuenta la transmisión de momentos entre las columnas y las zonas de losa cercanas a las mismas debido a cargas de gravedad desbalanceadas y a fuerzas laterales de sismo.

17.4.1.2. Se deberá prever muros de corte con el objeto de proporcionar adecuadas rigidez lateral y resistencia al sistema de lasas sin vigas. No será necesaria esta exigencia si se demuestra que se satisfacen los requisitos de desplazamiento lateral máximo de la Norma Técnica de Edificación E.030 de Diseño Sismorresistente y se asegura una adecuada transmisión por cortante y flexión de los momentos entre la losa y las columnas.

17.4.1.3. Para proporcionar mayor resistencia por cortante en dos direcciones (punzonamiento), las lasas sin vigas podrán diseñarse considerando ábacos o capiteles. Sólo se considerará estructuralmente efectiva la parte de capitel que se localice dentro del mayor cono circular, pirámide recta o cuña achaflanada con sus planos a no más de 45° del eje de la columna.

**17.4.2. TRANSMISIÓN DE MOMENTO ENTRE LOSAS Y COLUMNAS PARA LOSAS SIN VIGAS**

17.4.2.1. Cuando las cargas de gravedad y/o las fuerzas de sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento, una parte del momento deberá ser transferida por flexión y el resto por cortante excéntrico tal como se indica a continuación:

a) La parte del momento desequilibrado por flexión transferido se calculará evaluando  $\gamma_f$ :

$$\gamma_f = 1 / (1 + 2/3 \sqrt{b_1/b_2})$$

Siendo:

b1: Ancho total de la sección crítica, definida en la Sección 17.10.3.1, medida en la dirección de la luz para la cual se han determinado los momentos ( $b_1=C_1+d$ ).

b2: Ancho total de la sección crítica, definida en la Sección 17.10.3.1, medida en la dirección perpendicular a b1 ( $b_2=C_2+d$ ).

b) La parte del momento transferido por flexión deberá considerarse transmitida sobre una franja de losa cuyo ancho efectivo esté comprendido entre líneas localizadas a 1,5 veces el peralte de la losa o del ábaco fuera de las caras de la columna o del capitel.

c) Podrá concentrarse el refuerzo sobre la columna, reduciendo el espaciamiento o añadiendo refuerzo adicional, para resistir el momento transferido por flexión en el ancho efectivo definido.

d) La parte del momento desequilibrado transferido por cortante excéntrico se calculará evaluando  $\gamma_c$ :

$$\gamma_c = 1 - \gamma_f$$

Esta parte del momento transmitida por cortante se considerará aplicada sobre una sección ubicada a lo largo del perímetro  $bo$  obtenido a una distancia  $d/2$  desde las caras de la columna o capitel.

e) Los esfuerzos de cortante resultante de la transferencia de momento por excentricidad del cortante, deberán suponerse variables linealmente alrededor de la sección crítica.

El esfuerzo cortante resultante de la carga axial y de este momento será:

$$v_u = V_u / (bo \cdot d) \pm \gamma_c \cdot M_u \cdot C / J_c$$

donde  $C$  es la distancia medida desde el centroide de la sección de corte a la sección crítica en estudio en la dirección donde actúa el momento y  $J_c$  es la propiedad de la sección crítica análoga al momento polar de inercia.

Para una columna interior de sección rectangular de lados  $C_1$  y  $C_2$ , donde  $C_1$  está en la dirección donde actúa el momento, se tendrá:

$$bo = 2(C_1 + d) + 2(C_2 + d) = 2b_1 + 2b_2$$

$$C_{máx} = b_1 / 2$$

$$J_c = b_1^3 d / 6 + b_1 d^3 / 6 + d b_2 b_1^2 / 2$$

Para una columna exterior de sección rectangular de lados  $C_1$  y  $C_2$  se tendrá:

$$bo = 2b_1 + b_2$$

f) Los esfuerzos de cortante así obtenidos no deberán exceder el esfuerzo de cortante en dos direcciones (punzonamiento) indicado en la sección 17.10.

**17.5. FRANJAS DE COLUMNAS Y FRANJAS CENTRALES - DEFINICIONES**

17.5.1. Se denomina Franja de Columna a una franja de diseño con un ancho, a cada lado del eje de la columna igual a  $0,25 l_1$  ó  $0,25 l_2$ , el que sea menor, donde  $l_1$ , es la longitud del paño en la dirección en que se determinan los momentos y  $l_2$  es la longitud del paño en la dirección transversal a  $l_1$ , ambas medidas centro a centro de los apoyos.

17.5.2. La franja de columna incluye a la viga si ésta existe.

17.5.3. Se denomina franja central a una franja de diseño limitada por dos franjas de columnas.

**17.6. ABERTURAS EN LOSAS**

17.6.1. Se podrá tener aberturas de cualquier tamaño si se demuestra por medio del análisis que la resistencia última proporcionada es por lo menos igual a la requerida y que se cumplen las condiciones de servicio, considerándose los límites de deflexiones indicados en la Sección 10.5.

17.6.2. Se podrá omitir el análisis indicado en la Sección 17.6.1 siempre que una abertura en losa cumplan los siguientes requisitos:

a) Si están localizadas en la zona común de dos franjas centrales, se mantendrá la cantidad total de refuerzo requerido por el paño sin considerar la abertura.

b) La zona común de dos franjas de columna que se intersecten no deberá interrumpirse por abertura no será mayor de  $1/8$  del ancho de la franja de columna más angosta. El equivalente del refuerzo interrumpido por la abertura deberá añadirse en los lados de ésta.

c) en la zona común de una franja de columna y una franja central, no deberá interrumpirse por las aberturas más de  $1/4$  del refuerzo en cada franja. El equivalente del refuerzo interrumpido por una abertura deberá añadirse en los lados de ésta.

d) No deberá considerarse efectiva aquella parte del perímetro ( $bo$ ) de la sección crítica por cortante en dos direcciones (punzonamiento) que esté circunscrita por líneas rectas que se proyecten del centroide de la zona de reacción (columna o capitel) y que son tangentes a los límites de las aberturas.

Para el caso de cargas concentradas importantes deberá cumplirse la misma condición considerando el centroide de la zona de carga concentrada.

**17.7. RIGIDEZ RELATIVA VIGA - LOSA**

17.7.1. Se define  $\alpha$  a la relación entre la rigidez a la flexión de la sección de la viga y la rigidez a la flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de dos tableros adyacentes (si los hay) en cada lado de la viga:

$$\alpha = I_v / I_l$$

siendo  $I_v$  el momento de inercia de la viga e  $I_l$  el momento de inercia de la losa.

17.7.2 Para el cálculo de  $I_v$  se considerará una viga  $T$  con ancho que incluya una porción de losa a cada lado de la viga, que se extienda una distancia igual a la proyección de la parte de la viga abajo o arriba de la losa (viga normal o viga invertida), la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

17.7.3 La relación  $\alpha$  se deberá evaluar para cada viga que forme un paño, denominándose  $\alpha_m$  el promedio de los valores de  $\alpha$  de todas las vigas de un paño.

**17.8. MÉTODO DIRECTO****17.8.1. LIMITACIONES**

Este método será aplicable cuando se cumplan las siguientes condiciones:

### **16.3. DISEÑO DE ZAPATAS POR FLEXIÓN**

16.3.1. El momento externo en cualquier sección de una zapata deberá determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata y calculando el momento producido por las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

16.3.2. Para el diseño por flexión se deberán considerar como secciones críticas las siguientes:

- a) La sección en la cara de la columna, muro o pedestal si estos son de concreto armado.
- b) En el punto medio entre el eje central y el borde del muro para zapatas que soporten muros de albañilería.
- c) En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la plancha metálica de apoyo para zapatas que soportan columnas metálicas o de madera.

16.3.3. En zapatas armadas en una dirección (cimentaciones corridas) y en zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, el refuerzo deberá distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.

16.3.4. En zapatas rectangulares armadas en dos direcciones, el refuerzo deberá considerarse como se indica a continuación:

- a) En la dirección larga, el refuerzo se distribuirá uniformemente a través del ancho total.
- b) En la dirección corta, se concentrará una porción del acero total requerido en una franja centrada respecto al eje de la columna cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata.

Esta porción del acero total requerido será  $2/(R+1)$  veces el área total, donde R es la relación lado largo a lado corto de la zapata. El resto del refuerzo deberá distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja así definida.

### **16.4. TRANSMISIÓN DE FUERZAS EN LA BASE DE COLUMNAS, MUROS O PEDESTALES ARMADOS**

16.4.1. Las fuerzas y momentos en la base de columnas, muros y pedestales armados deberán transmitirse a la zapata a través del concreto y del refuerzo longitudinal que ancla en la zapata.

16.4.2. El esfuerzo de aplastamiento del concreto en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no deberá exceder la resistencia al aplastamiento del concreto para cada superficie, de acuerdo con lo dispuesto en la Sección 12.8.

16.4.3. El refuerzo de acero longitudinal de la columna, muro o pedestal armado que pase a través de la junta entre estos y la zapata deberá ser capaz de transmitir:

- a) Toda la fuerza de compresión que exceda a la resistencia al aplastamiento menor del concreto de los elementos.
- b) Cualquier fuerza de tracción calculada en la junta entre el elemento apoyado y el elemento de apoyo.

16.4.4. Las fuerzas laterales deberán transmitirse al pedestal o a la zapata, de acuerdo con lo dispuesto en la Sección 13.5 ó mediante otros dispositivos aprobados.

16.4.5. Para columnas y pedestales armados vaciados en sitio, el área de refuerzo a través de la junta entre éstos y la zapata será como mínimo 0,005 veces el área del elemento apoyado.

16.4.6. Para muros vaciados en sitio, el área mínima de refuerzo a través de la junta entre estos y la zapata será no menor al área mínima vertical especificada para muros.

### **16.5. ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS**

16.5.1. Las zapatas podrán ser inclinadas o escalonadas (peralte variable), debiéndose cumplir con los requisitos de diseño en toda sección.

16.5.2. Las zapatas inclinadas o escalonadas que se diseñen como una unidad deberán construirse de manera de asegurar su comportamiento como tal.

### **16.6. ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE CIMEN- TACIÓN**

16.6.1. Las zapatas combinadas y las losas de cimentación deberán ser diseñadas considerando una distribu-

ción de las presiones del terreno acorde con las propiedades del suelo de cimentación y la estructura y con los principios establecidos en la Mecánica de Suelos.

16.6.2. No deberá usarse el Método Directo de diseño del Capítulo 17.

### **16.7. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA ZAPATAS SOBRE PILOTES**

16.7.1. El cálculo de los momentos y cortantes para zapatas apoyadas sobre pilotes deberá basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote está concentrada en el eje del mismo.

16.7.2. Deberá verificarse el esfuerzo de punzonamiento producido por la acción de la carga concentrada del pilote en la zapata.

## **ARTICULO 17 - LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES**

### **17.1. GENERALIDADES**

17.1.1. Las disposiciones de este Capítulo rigen el diseño de losas armadas en dos direcciones con o sin vigas de apoyo.

17.1.2. Las losas podrán ser macizas, aligeradas o nervadas.

17.1.3. El peralte mínimo de las losas armadas en dos direcciones estarán de acuerdo con lo indicado en la Sección 10.5.

### **17.2. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS**

17.2.1. El análisis de una losa armada en dos direcciones se podrá realizar mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad, si se demuestra que cumple con los requisitos de resistencia requerida (Secciones 10.2 y 10.3) y las condiciones de servicio relativas a deflexiones y agrietamiento (Sección 10.4).

17.2.2. Para losas armadas en dos direcciones que tienen paños rectangulares o cuadrados, con o sin vigas de apoyo considerando cargas uniformemente repartidas, en lugar de realizar el análisis indicado en la sección anterior, se podrá utilizar los métodos aproximados de las Secciones 17.8 y 17.9.

### **17.3. REFUERZO DE LA LOSA**

17.3.1. El área de refuerzo en cada dirección deberá determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no será menor que la indicada en la Sección 11.5.4.

17.3.2. El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no deberá exceder de tres veces el espesor de las losas, excepto en el caso de losas nervadas o aligeradas.

17.3.3. Por lo menos 1/3 del refuerzo por momento positivo perpendicular a un borde discontinuo, deberá prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud de anclaje de por lo menos 15 cm en las vigas o muros perimetrales.

17.3.4. El refuerzo por momento negativo, perpendicular a un borde discontinuo, deberá anclarse en las vigas o muros perimetrales para que desarrolle su esfuerzo de tracción, de acuerdo a lo requerido en el Capítulo 8.

17.3.5. Cuando la losa no esté apoyado en una viga o muro perimetral (tramo exterior) el anclaje del refuerzo se hará dentro de la propia losa.

17.3.6. Las losas con vigas de apoyo tendrán un refuerzo especial en las esquinas exteriores, tanto en la cara inferior como en la superior de la losa de acuerdo a:

a) El refuerzo especial tanto en la cara inferior como en la superior deberá ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo máximo (por metro de ancho) de la losa.

b) La dirección del momento deberá suponerse paralela a la diagonal que parte de la esquina para la cara superior de la losa y perpendicular a la diagonal para la cara inferior de la losa.

c) El refuerzo especial deberá colocarse a partir de la esquina a una distancia en cada dirección igual a 1/5 de la longitud mayor del paño.

d) El refuerzo de la losa se podrá colocar paralelo a la dirección del momento, o en dos direcciones paralelas a los lados del paño.

La cuantía  $\rho_h$  del refuerzo horizontal por corte (referida a la sección total vertical de concreto del sector en estudio), será mayor o igual a 0,0025.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá de  $L/5$ , de 3t ni de 45 cm, debiéndose anclar en los extremos confinados del muro en forma tal que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

La cuantía  $\rho_v$  del refuerzo vertical por corte (referida a la sección total horizontal de concreto), será mayor o igual a:

$$\rho_v = [0,0025 + 0,5(2,5 - H / L) (\rho_h - 0,0025)] \geq 0,0025$$

pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo vertical no será mayor que  $L/3$ , que 3t ni que 45 cm.

Cuando  $V_u$  sea menor que  $0,5 \phi V_c$ , las cuantías de refuerzo horizontal y vertical podrán reducirse a:

$$\rho_h > 0,0020$$

$$\rho_v > 0,0015$$

El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que tres veces el espesor del muro ó 45 cm.

15.4.3.6. Cuando el espesor del muro sea igual o mayor de 25 cm, deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en las dos caras.

15.4.3.7. Deberá verificarse la resistencia en las juntas de construcción de acuerdo a la Sección 13.5. La resistencia de la junta  $\phi V_n$  deberá ser mayor que  $V_u$ .

#### 15.4.4. VIGAS ENTRE MUROS

La fuerza cortante en las vigas que unen a los muros, deberá limitarse a:

$$V_u \leq 1,60 \phi \sqrt{f_c} b w h$$

y no se considerará ningún aporte del concreto a la resistencia ( $V_c=0$ ).

La fuerza cortante  $V_u$  de diseño deberá basarse en la capacidad máxima de flexión de la viga, considerando una sobre resistencia del acero de 25%.

Cuando la relación  $1/n/h$  sea menor a 2, el esfuerzo por fuerza cortante deberá ser absorbido por barras diagonales debidamente ancladas en el muro.

### 15.5. MUROS DE CONTENCIÓN

15.5.1. Los muros de contención, en voladizo o apoyados, sin carga axial significativa se diseñarán de acuerdo a las disposiciones para diseño de elementos en flexión del Capítulo 11. Aquellos donde la carga axial sea significativa se diseñarán de acuerdo a lo especificado en el capítulo 12.

15.5.2. El refuerzo mínimo por flexión será el mínimo requerido por contracción y temperatura especificado para losas en la Sección 7.10.

Independientemente de lo indicado en la sección anterior, el refuerzo mínimo horizontal deberá cumplir con las siguientes cuantías mínimas referidas a la sección bruta:

- 0,0020 para barras corrugadas de diámetro menor o igual a 5/8" y con una resistencia a la fluencia no menor que 4200 kg/cm<sup>2</sup>.
- 0,0025 para otras barras corrugadas.
- 0,0020 para malla electrosoldada lisa o corrugada de diámetro inferior a 15 mm.

Este requisito podrá exceptuarse cuando el Ingeniero Proyectista disponga juntas de contracción y señale procedimientos constructivos que controlen los efectos de contracción y temperatura.

15.5.3. El acero por temperatura y contracción podrá disponerse en mayor proporción en la cara expuesta del muro, debiendo colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 25 cm.

15.5.4. El refuerzo vertical y horizontal no se colocará a espaciamiento mayor que 3 veces el espesor del muro ni que 45 cm.

15.5.5. No será necesario confinar el refuerzo vertical con estribos si su cuantía es inferior a 0,01 respecto a la sección bruta o cuando el refuerzo vertical no se requiera por compresión.

### 15.6. ABERTURAS

15.6.1. Las aberturas en los muros deberán ubicarse de modo tal de reducir lo menos posible su capacidad resistente.

15.6.2. La presencia de aberturas deberá considerarse en todo cálculo de rigideces y resistencias.

15.6.3. Deberá colocarse barras a lo largo de cada lado de la abertura y también en forma diagonal a los lados de la misma, prolongándolas una distancia igual a la longitud de anclaje  $1d$  en tracción desde las esquinas.

## ARTICULO 16 - ZAPATAS

### 16.1. GENERALIDADES

16.1.1. Las zapatas deberán dimensionarse para transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda a la especificada en el Estudio de Mecánica de Suelos.

Se considerarán para este fin las cargas y momentos de servicio (sin amplificar) en la base de las columnas.

16.1.2. Las solicitaciones que se transfieran al suelo se deberán verificar para las distintas combinaciones de carga actuantes sobre la estructura.

16.1.3. En el caso de zapatas con pilotes, éstas se dimensionarán de acuerdo al número de pilotes requerido.

16.1.4. En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo no se deberán considerar tracciones.

16.1.5. A menos que el Estudio de Mecánica de Suelos no lo permita, se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga en los intervenga sismo o viento.

16.1.6. Las columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular, podrán considerarse como columnas cuadradas con la misma área para efectos de la localización de las secciones críticas para diseño por flexión, cortante o longitud de anclaje del refuerzo en las zapatas.

16.1.7. En terrenos de baja capacidad portante, cimentaciones sobre pilotes y cuando el Estudio de Mecánica de Suelos lo recomiende, deberán conectarse las zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de éstas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación.

En los casos de muros de albañilería, se podrá lograr esta conexión mediante cimientos o sobrecimientos armados.

### 16.2. DISEÑO DE ZAPATAS POR FUERZA CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

16.2.1. El diseño de zapatas por fuerza cortante y punzonamiento en la cercanía de la columna estará regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

#### a) Fuerza Cortante

Zapata que actúa como viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y que está localizada a una distancia «d» de la cara de la columna o pedestal.

En esta condición:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b d$$

#### b) Punzonamiento

Zapata que actúa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro  $b_o$  sea mínimo, pero que no necesita aproximarse a menos de «d/2» del perímetro del área de la columna.

En esta condición:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = (0,53 + 1,1 / \beta c) \sqrt{f_c} b d$$

pero no mayor que:

$$1,1 \sqrt{f_c} b_o d$$

donde  $\beta c$  es la relación del lado largo a lado corto de la sección de la columna y  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica.

El peralte de las zapatas estará controlado por el diseño por corte y punzonamiento, debiendo verificarse adicionalmente la longitud de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal del elemento que soporta.

donde:

$$\phi = 0,7$$

1c: distancia vertical entre apoyos.

K: factor de restricción, según:

- Para muros arriostrados arriba y abajo y con restricción de rotación en uno o ambos extremos:  $K = 0,8$

- Para muros arriostrados arriba y abajo sin restricción de rotación en sus extremos:  $K = 1,0$

- Para muros sin arriostre lateral:  $K = 2,0$

El espesor mínimo a usarse en la fórmula anterior será de 1/25 de su altura o de su longitud, la que sea menor, pero no menos de 10 cm.

Adicionalmente, se deberán cumplir los requisitos de la Sección 15.2 y los de refuerzo mínimo indicados en la Sección 15.6.

15.3.4. La cuantía mínima de refuerzo vertical referida a la sección bruta será:

a) 0,0012 para barras corrugadas de diámetro menor o igual a 5/8" con una resistencia a la fluencia no menor a 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

b) 0,0015 para otras barras corrugadas.

c) 0,0012 para malla electrosoldada lisa o corrugada de diámetro mayor a 15 mm.

15.3.5. La cuantía mínima de refuerzo horizontal referida a la sección bruta será:

a) 0,0020 para barras corrugadas de diámetro menor o igual a 5/8" con una resistencia a la fluencia no menor a 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

b) 0,0025 para otras barras corrugadas.

c) 0,0020 para malla electrosoldada lisa o corrugada de diámetro mayor a 15 mm.

15.3.6. Los muros de espesor de 25 cm o más deberán llevar refuerzo en las dos caras.

#### 15.4. MUROS DE CORTE

Los muros de corte deberán ser diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y corte, de acuerdo a las disposiciones de esta sección.

##### 15.4.1. ESPESORES MÍNIMOS

15.4.1.1. Los muros serán dimensionados teniendo especial consideración en los esfuerzos de compresión en los extremos y su resistencia al pandeo.

15.4.1.2. El espesor mínimo para los muros de corte será de 10 cm.

15.4.1.3. En el caso de muros de corte coincidentes con muros exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20 cm.

##### 15.4.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

15.4.2.1. Los muros con esfuerzos de flexión debido a la acción de fuerzas coplanares deberán diseñarse de acuerdo a lo siguiente:

a) Para muros esbeltos (relación de altura total a longitud:  $H/L \geq 1$ ) serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexocompresión. Se investigará la resistencia en base a una relación de carga axial - momento.

El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, concentrando mayor refuerzo en los extremos.

b) Para muros de poca esbeltez (relación de altura total a longitud:  $H/L < 1$ ) y con cargas axiales no significativas, no son válidos los lineamientos establecidos para flexocompresión y se deberá calcular el área del refuerzo del extremo en tracción para el caso de secciones rectangulares como sigue:

$$M_u = \phi A_s f_y Z$$

donde:

$$Z = 0,4 L (1 + H/L), \text{ si } 0,5 < H/L < 1$$

$$Z = 1,2 H, \text{ si } H/L \leq 0,5$$

Si los muros no son de sección rectangular o están sujetos a cargas axiales significativas, se determinarán las áreas de los refuerzos mediante un análisis racional.

15.4.2.2. Adicionalmente, deberá colocarse refuerzo uniformemente repartido a lo largo de la longitud del muro, cumpliendo éste con el acero mínimo de refuerzo vertical de muros indicado en la Sección 15.4.3.

15.4.2.3. El acero de refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá confinarse con estribos como en el caso de columnas. Los empalmes en éste refuerzo se diseñarán como empalmes en tracción.

15.4.2.4. El refuerzo vertical distribuido no necesitará estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda a 0,01 o que sea necesario por compresión.

15.4.2.5. Si el esfuerzo en la fibra extrema en tracción calculado suponiendo comportamiento lineal elástico:

$$\sigma_u = M_u Y_t / I_g - P_u / A_g$$

excediera de  $2\sqrt{f'_c}$ , deberá verificarse que el refuerzo en tracción de los extremos provea un momento resistente por lo menos igual a 1,5 veces el momento de agrietamiento  $M_{cr}$  de la sección:

$$M_{cr} = I_g (2\sqrt{f'_c} + P_u / A_g) / Y_t$$

##### 15.4.3. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

15.4.3.1. Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

donde:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} t d$$

$$\text{y } V_n \text{ no deberá exceder de } 2,6\sqrt{f'_c} t d$$

Para cálculos más detallados, se podrá considerar el menor de:

$$V_c = 0,85\sqrt{f'_c} t d + (N_u d) / (4 L)$$

$$V_c = [0,15\sqrt{f'_c} + L (0,3\sqrt{f'_c} + 0,2 N_u/Lt) / (M_u/V_u - L/2)] t d$$

Si  $(M_u / V_u - L/2)$  es negativo, no deberá usarse esta última fórmula.

Cuando un muro esté sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los esfuerzos de compresión sean pequeños ( $N_u/A_g < 0,1 f'_c$ ), deberá considerarse  $V_c = 0$ .

15.4.3.2. La distancia «d» de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo, se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones. En caso de no hacerse este análisis «d» deberá tomarse igual a 0,8 L.

15.4.3.3. Las secciones localizadas entre la base y una altura  $L/2$  ó  $H/2$  (la que sea menor), podrán diseñarse con el mismo valor de  $V_c$  que el calculado para la sección ubicada a  $L/2$  ó  $H/2$ .

15.4.3.4. La fuerza cortante de diseño  $V_u$  en toda sección deberá cumplir con:

$$V_u \geq V_{ua} (M_{ur} / M_{ua}) w_\gamma$$

donde:

$V_{ua}$ : Fuerza cortante proveniente del análisis.

$M_{ua}$ : Momento flector proveniente del análisis.

$M_{ur}$ : Momento flector teórico asociado a  $P_u$  que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad  $\phi$ .

$w_\gamma$ : Factor de amplificación dinámica, según:

$$w_\gamma = 0,9 + n / 10, \text{ si } n \leq 6$$

$$w_\gamma = 1,3 + n / 30, \text{ si } 6 < n \leq 15$$

Si:  $n > 15$ , usar  $n = 15$

donde n es el número de pisos

15.4.3.5. Cuando  $V_u$  exceda a  $\phi V_c$ , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte. El área de este refuerzo se calculará con:

$$V_s = A_v f_y d / s$$

usuales aplicables a elementos de poco peralte, incrementando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

14.3.2. Cuando las reacciones compriman directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no deberá exceder de la resistencia al aplastamiento, haya o no elementos transversales que lo arriostren en toda su altura.

14.3.3. Cuando las reacciones de los apoyos compriman directamente la cara inferior de la viga y ésta no esté arriostada en toda su altura sobre los apoyos, deberá colocarse refuerzo adicional vertical y horizontal en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante en las zonas próximas a los apoyos, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en estas zonas sea la mitad que en el resto de la viga.

El refuerzo adicional horizontal deberá colocarse en una franja inmediatamente superior a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de altura igual al de esta última. La longitud de estas barras medida desde la cara del apoyo no será menor que 0,3 h ó 0,3 l, la que sea menor y deberán anclarse de modo que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia.

El refuerzo adicional vertical deberá colocarse en una franja limitada por la cara del apoyo y de ancho igual a 0,2 h ó 0,2 l, la que sea menor. Estas barras deberán anclarse en el lecho inferior de la viga y su altura no será menor que 0,5 h ó 0,5 l, la que sea menor.

#### 14.4. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

14.4.1. Los requisitos de la Sección 14.4 se aplicarán a elementos cuya relación  $l_n/d$  sea menor que 5 y estén cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta, de tal manera que se desarrollen puntales en compresión entre el punto de aplicación de las cargas y los apoyos.

14.4.2. El diseño por corte de elementos de gran peralte sujetos a flexión se basará en las siguientes ecuaciones, donde la resistencia al corte del concreto  $V_c$  estará de acuerdo con las Secciones 14.4.5 y 14.4.6 y la resistencia al corte provista por el refuerzo estará de acuerdo con la Sección 14.4:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

14.4.3. La resistencia al corte  $V_n$  para elementos de gran peralte a flexión no será mayor que:

$$V_n = 2,1 \sqrt{f_c} b w d, \text{ si } l_n/d < 2$$

$$V_n = 0,18 (10 + l_n/d) \sqrt{f_c} b w d, \text{ si } 2 \leq l_n/d < 5$$

14.4.4. La sección crítica para diseño por fuerza cortante en vigas con carga uniformemente distribuida deberá considerarse ubicada a una distancia  $0,15 l_n$  medida desde la cara del apoyo. Para el caso de cargas concentradas, la sección crítica se considerará ubicada a 0,5 veces la distancia entre la carga concentrada más próxima y la cara del apoyo, pero en ningún caso mayor que  $d$ .

14.4.5. A no ser que se haga un cálculo más detallado de acuerdo a la sección 14.4.7, la contribución del concreto  $V_c$  podrá evaluarse según:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b w d$$

14.4.6. La contribución del concreto a la resistencia al corte  $V_c$  podrá ser calculada por medio de la expresión:

$$V_c = [3,5 - 2,5 Mu / (Vu d)] [0,5 \sqrt{f_c} + 176 \rho_w Vu d / Mu] b w d$$

pero no mayor que:

$$1,6 \sqrt{f_c} b w d$$

donde:

$$[3,5 - 2,5 Mu / (Vu d)] \text{ no excederá de } 2,5$$

Mu: Momento amplificado que ocurre simultáneamente con  $V_u$  en la sección crítica definida en la Sección 14.4.5.

14.4.7. Cuando  $V_u$  exceda la resistencia al corte  $\phi V_c$ , deberá proveerse refuerzo por corte para satisfacer las ecuaciones de la Sección 14.4.2, donde la resistencia  $V_s$  se calculará con la expresión:

$$V_s = [Av (1 + l_n/d) / Sv + Avh (11 - l_n/d) / Sh] fy d / 12$$

donde:

Av: Área de refuerzo por corte perpendicular al refuerzo por flexión espaciado una distancia  $S_v$ .

Avh: Área de refuerzo por corte paralelo al refuerzo de flexión espaciado una distancia  $S_h$ .

14.4.8. La cuantía del refuerzo horizontal por corte no será menor de 0,0025 y su espaciamiento no excederá de  $d/3$  ni de 45 cm.

La cuantía del refuerzo vertical por corte no será menor de 0,0015 y su espaciamiento no excederá de  $d/5$  ni de 45 cm.

14.4.9. El refuerzo por fuerza cortante requerido en la sección crítica deberá emplearse en toda la longitud del tramo.

10.10.10. Cuando  $l_n/d$  sea menor de 5 y las cargas se apliquen a través de los lados o en la parte inferior de la viga, el diseño del refuerzo vertical por fuerza cortante será igual que para vigas de poco peralte debiendo preverse que el refuerzo vertical sea capaz de soportar en tracción la carga vertical. Adicionalmente, se tendrá refuerzo horizontal tal como se indica para el caso anterior.

#### ARTICULO 15 - MUROS

##### 15.1. ALCANCES

Las disposiciones de este capítulo son aplicables a muros sometidos a los estados de carga siguientes:

- Muros sometidos a carga axial con o sin flexión transversal a su plano, denominados muros de carga.
- Muros sometidos a cargas verticales y horizontales en su plano, denominados muros de corte.
- Muros sometidos a cargas normales a su plano, denominados muros de contención.

##### 15.2. GENERALIDADES

15.2.1. Los muros serán diseñados para las cargas verticales, cargas laterales u otras cargas a los que estén sometidos.

15.2.2. Los muros sometidos a cargas verticales se diseñarán de acuerdo a la Sección 15.3.

15.2.3. Los muros sometidos a fuerzas horizontales coplanares se diseñarán de acuerdo a la Sección 15.4.

15.2.4. Los muros de contención, en voladizo o apoyados, se diseñarán de acuerdo a la Sección 15.5.

15.2.5. La longitud del muro considerada como efectiva para cada carga concentrada no deberá exceder la distancia centro a centro entre cargas ni la longitud de la superficie de contacto más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre por un análisis detallado la contribución de una longitud mayor.

15.2.6. Los elementos en compresión construidos integralmente con los muros cumplirán con los requisitos del Capítulo 12.

15.2.7. La cantidad de refuerzo y los límites de espesor indicados en este capítulo podrán ser modificados cuando se demuestre por un análisis estructural que se tiene adecuadas resistencia y estabilidad.

15.2.8. La transferencia de las fuerzas a la cimentación en la base del muro se hará de acuerdo al Capítulo 16.

##### 15.3. MUROS DISEÑADOS COMO ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

15.3.1. Excepto lo indicado en la Sección 15.3.2, los muros sujetos a carga vertical o a flexocompresión serán diseñados de acuerdo a los requerimientos del Capítulo 12 y de la Sección 15.2.

15.3.2. Los muros de sección rectangular sólida podrán ser diseñados de acuerdo a los requisitos del diseño empírico de esta sección si la resultante de todas las cargas amplificadas se ubica dentro del tercio central del espesor total de pared.

15.3.3. La resistencia a carga vertical  $\phi P_n$  de un muro de sección rectangular sólida cuya resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central de su espesor total, podrá determinarse de acuerdo a:

$$\phi P_n = 0,55 \phi f_c A_g \{ 1 - [(K l_c) / (32 t)]^2 \}$$

b) Deberán colocarse estribos en ambos extremos del elemento, en una longitud (medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz), igual a dos veces el peralte del elemento (zona de confinamiento), con un espaciamiento  $S_o$  que no exceda el menor de los siguientes valores:

- 1)  $0,25 d$
- 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 3) 30 cm

El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento  $S_o$  ó 5 cm.

c) El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de 0,5 d.

Deberá proveerse el mismo confinamiento especificado en los párrafos anteriores a cada lado de una sección donde pueda presentarse fluencia por flexión asociada con los desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

### 13.7.2. ELEMENTOS EN FLEXOCOMPRESIÓN

13.7.2.1. La fuerza cortante ( $V_u$ ) de los elementos en flexocompresión deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ), en los extremos de la luz libre del elemento, asociadas a la fuerza axial  $P_u$  que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

13.7.2.2. Deberán colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud  $l_o$  medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento) que no sea menor que:

- a) Un sexto de la luz libre del elemento.
- b) La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
- c) 45 cm

A menos que las exigencias por diseño del esfuerzo cortante sean mayores, el espaciamiento de estos estribos no excederá el menor de los siguientes valores:

- a) La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
- b) 10 cm

El primer estribo deberá ubicarse a no más de 5 cm de la cara del nudo.

13.7.2.3. El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- a) 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- b) La menor dimensión del elemento.
- c) 30 cm

13.7.2.4. Cuando el refuerzo transversal consista en un espiral, se deberá cumplir con lo indicado en la Sección 12.6.3.

13.7.2.5. El área mínima del refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo deberá cumplir con:

$$A_v \geq 0,7 b s / f_y$$

donde  $b$  es el ancho del nudo en la dirección que se está analizando.

El espaciamiento  $s$  no deberá exceder de 15 cm.

13.7.2.6. Para el caso de muros de corte, ver el Capítulo 15.

## ARTICULO 14 - VIGAS DE GRAN PERALTE

### 14.1. GENERALIDADES

14.1.1. Se considera viga de gran peralte (viga pared o viga diafragma) aquella viga cuya relación de luz libre entre apoyos a altura total  $l/h$  no excede de 2,5 si es continua o de 2 si es de un solo tramo.

14.1.2. En vigas de gran peralte no es válida la hipótesis de distribución lineal de las deformaciones originadas por la flexión.

### 14.2. DISEÑO POR FLEXION

14.2.1. El diseño por flexión de vigas de gran peralte deberá basarse en uno de los dos procedimientos siguientes:

a) La distribución de esfuerzos de flexión en las secciones críticas deberá obtenerse mediante algún método reconocido de análisis. Deberá proveerse la armadura necesaria para tomar el íntegro de las resultantes de tracción en la sección,  $N_u$  de manera que:

$$N_u \leq \phi A_s f_y$$

b) Los momentos de flexión podrán calcularse con las teorías usuales aplicables a elementos de poco peralte y se proporcionará el área de refuerzo necesaria de manera que se cumpla:

$$M_u \leq \phi A_s f_y Z$$

donde  $Z$  es el brazo del par interno que se determinará según:

- En vigas de un solo tramo:

$$Z = 0,2 (1 + 2 h) \quad \text{si } 1 \leq l/h \leq 2$$

$$Z = 0,6 l \quad \text{si } l/h < 1$$

- En vigas continuas (momento positivo o negativo):

$$Z = 0,2 (1 + 1,5 h) \quad \text{si } 1 \leq l/h \leq 2,5$$

$$Z = 0,5 l \quad \text{si } l/h < 1$$

donde  $l$  es la distancia centro a centro entre apoyos, sin exceder 1,15 veces la luz libre.

14.2.2. El área mínima de refuerzo longitudinal por flexión no será menor que la obtenida según lo indicado en la Sección 11.5.

14.2.3. Si alguna cara en compresión no tuviera arriostre lateral, deberá tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral. La separación máxima entre los apoyos laterales no excederá de 40 veces el ancho menor del ala o cara en compresión.

14.2.4. El refuerzo de flexión se distribuirá de la siguiente forma:

14.2.4.1. Para momento positivo:

a) Vigas de un tramo:

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo positivo deberá colocarse recto y sin reducción en toda la longitud de la viga y deberá anclarse en las zonas de apoyo de la viga de modo que sea capaz de desarrollar no menos del 80% de su esfuerzo de fluencia.

El refuerzo por flexión deberá distribuirse en un franja de altura igual a  $0,25 h - 0,05 l$  medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que  $0,2 l$ .

b) Vigas continuas:

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada tramo deberá prolongarse recto en todo el tramo. Si hay necesidad de hacer empalmes, éstos deberán localizarse cerca de los apoyos intermedios.

El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura serán como se indica para vigas de un tramo.

14.2.4.2. Para momento negativo:

No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos deberá prolongarse en toda la longitud de los tramos adyacentes. El resto del refuerzo negativo en cada tramo podrá interrumpirse a una distancia de la cara del apoyo no menor que  $0,4 h$  ni que  $0,4 l$ .

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos deberá repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga. La primera, con una fracción del área total igual a  $0,5 (1/h - 1) A_s$ , deberá repartirse en una altura igual a  $0,2 h$  y la segunda, con el resto del área, se repartirá en una franja de altura igual a  $0,6 h$  debajo de la primera.

Cuando  $1/h$  sea menor que 1, sólo será necesario colocar acero horizontal nominal en la parte superior de la viga.

### 14.3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS

14.3.1. Para evaluar las reacciones en los apoyos de una viga continua, ésta se podrá analizar con las teorías

d) El área de estribos requeridos por torsión y corte deberá evaluarse considerando:

$$\text{Área de 2 ramas del estribo} / s = A_v / s + 2 A_t / s$$

#### 13.4.4.3. Requisitos mínimos del refuerzo

Cuando  $T_u$  excede de  $0,13 \phi \sqrt{f'c} \Sigma(X^2Y)$  y cuando se debe usar refuerzo por corte de acuerdo a lo indicado en la Sección 13.3.4.1 ó el análisis lo indique, el área mínima de estribos por torsión y corte será:

$$A_v + 2 A_t = 3,5 b_w s / f_y$$

### 13.5. CORTANTE POR FRICCIÓN

13.5.1. Las disposiciones de esta sección pueden aplicarse cuando sea apropiado considerar la transmisión de la fuerza cortante a través de un plano dado, tal como el caso de una grieta existente o potencial, una superficie de contacto entre materiales distintos o una superficie de contacto entre dos concretos vaciados en diferentes fechas.

Puede suponerse que a lo largo del plano de corte se producirá una grieta en la cual el desplazamiento relativo es resistido por la fricción mantenida por la armadura a través de la grieta supuesta.

13.5.2. El área de refuerzo de cortante por fricción ( $A_{vf}$ ) a través del plano de cortante deberá diseñarse según la fórmula:

$$V_u = \phi A_{vf} \mu f_y$$

para cuando  $A_{vf}$  es perpendicular al plano de corte, o

$$V_u = \phi A_{vf} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) f_y$$

para el caso en que  $A_{vf}$  esté inclinado en relación con el plano de corte de manera que la fuerza cortante produzca tracción en el refuerzo. En esta fórmula,  $\alpha$  es el ángulo entre el refuerzo de corte por fricción y el plano de corte y  $\mu$  es el coeficiente de fricción.

13.5.3. Para el caso de concretos de peso normal, el coeficiente de fricción  $\mu$  será:

- Para concreto vaciado monolíticamente:  $\mu = 1,4$
- Para concreto vaciado sobre concreto endurecido con superficie intencionalmente rugosa hasta una profundidad de aproximadamente 6mm:  $\mu = 1,0$
- Para concreto vaciado sobre concreto endurecido no intencionalmente rugoso:  $\mu = 0,6$
- Para concreto anclado a acero estructural laminado, mediante pernos de cabeza o mediante barras de refuerzo:  $\mu = 0,7$

13.5.4. El cortante aplicado  $V_u$  no deberá exceder  $0,2 \phi f'c A_c$  ni de  $56 \phi A_c$  (en Kg), donde  $A_c$  es el área de la sección de concreto en  $cm^2$  que resiste la transferencia de cortante.

13.5.5. Las fuerzas de tracción que pudieran existir a través del plano de corte, deberán ser resistidas por refuerzo adicional.

13.5.6. El refuerzo de cortante por fricción deberá distribuirse aproximadamente a lo largo del plano de cortante y deberá estar anclado para desarrollar la resistencia a la fluencia en ambos lados, mediante ganchos o anclajes especiales.

### 13.6. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA BRAQUETES

13.6.1. Las disposiciones de esta sección deberán aplicarse a ménsulas o braquetes con una relación luz de corte a peralte menor o igual a la unidad ( $a/d \leq 1$ ) y sujetas a una fuerza horizontal de tracción  $Nuc$  que no exceda de  $V_u$ .

13.6.2. La distancia  $d$  deberá medirse a la cara del apoyo.

13.6.3. El peralte del borde exterior del área de apoyo no deberá ser menor de  $0,5 d$ .

13.6.4. La sección de la cara del apoyo deberá estar diseñada para resistir simultáneamente la fuerza de corte  $V_u$ , la fuerza horizontal de tracción  $Nuc$  y el momento producido por la fuerza de corte  $V_u$  y la fuerza horizontal de tracción  $Nuc$ .

$$M_u = V_u a + N_{uc} (h - d)$$

13.6.5. En todos los cálculos del diseño, el factor de reducción de resistencia  $\phi$  deberá ser 0,85.

13.6.6. La fuerza cortante  $V_u$  no deberá exceder de  $0,2 \phi f'c b_w d$  ni de  $56 \phi b_w d$  (en Kg,  $b_w$  y  $d$  en cm).

13.6.7. El diseño tendrá en cuenta:

a) El refuerzo  $A_{vf}$ , para resistir la fuerza de corte  $V_u$ , deberá cumplir con la Sección 13.5.

b) El refuerzo  $A_f$ , para resistir el momento  $M_u$ , deberá cumplir con los requisitos de diseño por flexión del Capítulo 11.

c) El refuerzo  $A_n$ , para resistir la fuerza de tracción  $N_{uc}$ , deberá determinarse suponiendo que el refuerzo toma toda la tracción, según:

$$A_n = N_{uc} / (\phi f_y) \quad \phi \text{ donde } = 0,85.$$

La fuerza de tracción  $N_{uc}$  deberá tomarse como mínimo igual a  $0,2 V_u$  y se deberá considerar como carga viva aún cuando sea producida por fluencia, contracción o cambios de temperatura.

d) El área del refuerzo principal de tracción  $A_s$  deberá ser el mayor de los valores siguientes:

$$A_s = A_f + A_n \text{ ó}$$

$$A_s = 2 A_{vf} / 3 + A_n$$

la que sea mayor.

e) Deben colocarse estribos cerrados paralelos al refuerzo principal de tracción  $A_s$  con un área total  $A_h$ , mayor o igual a  $0,5 (A_s - A_n)$ , distribuidos dentro de los dos tercios del peralte efectivo adyacente a  $A_s$ .

f) La cuantía  $\rho = A_s / b_w d$  no será menor de  $0,04 f'c / f_y$ .

13.6.8. El refuerzo principal de tracción  $A_s$  deberá quedar adecuadamente anclado en la cara del frente de la ménsula por uno de los siguientes procedimientos:

a) Mediante doblado de las barras  $A_s$  para formar un lazo horizontal.

b) Mediante algún otro método de anclaje adecuado.

13.6.9. La superficie de contacto de la carga que actúa sobre la ménsula o braquete, no deberá sobresalir más allá de la parte recta del refuerzo principal de tracción  $A_s$ .

### 13.7. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL EN ELEMENTOS QUE RESISTAN FUERZAS DE SISMO

Las disposiciones de esta sección son aplicables al diseño del refuerzo transversal de elementos sometidos a flexión o flexocompresión que deban resistir fuerzas de sismo y en las cuales las fuerzas de diseño relacionadas con los efectos sísmicos se hayan determinado en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico de respuesta (reducción por ductilidad).

La calidad del acero de refuerzo transversal no excederá de lo especificado para grado ARN 420 (420 Mpa (4200 kg/cm<sup>2</sup>)).

El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados con ganchos estándar a 135° tal como se define en el Capítulo 7.

El refuerzo longitudinal cumplirá con lo indicado en el Capítulo 11 para elementos en flexión y en el Capítulo 12 para elementos en flexocompresión.

#### 13.7.1. ELEMENTOS EN FLEXIÓN

13.7.1.1. Los requisitos de esta Sección son aplicables si la carga axial ( $P_u$ ) no excede de  $0,1 f'c A_g$ . En caso contrario, deberán aplicarse los requisitos indicados en la Sección 13.7.2.

13.7.1.2. La fuerza cortante ( $V_u$ ) de los elementos en flexión deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes.

13.7.1.3. El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, a menos que las exigencias por diseño del esfuerzo cortante sean mayores:

a) Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8".

de lo contrario, los efectos de la torsión podrán no considerarse.

13.4.1.2. En los elementos de sección T, el valor de  $\Sigma(X^2Y)$  deberá considerarse para todos los rectángulos componentes de la sección, tomando en cuenta un ancho máximo de ala igual a tres veces su espesor a cada lado del alma.

13.4.1.3. Una sección rectangular tipo cajón podrá ser considerada como una sección sólida siempre que el espesor de la pared (e) sea mayor o igual a  $0,25X$ . También podrá considerarse como una sección sólida aquella que cumpla la condición  $0,1X < e < 0,25X$ , excepto que  $\Sigma(X^2Y)$  deberá multiplicarse por  $4e/X$ . Cuando e sea menor de  $0,1X$ , deberá considerarse en el análisis la rigidez de la pared.

13.4.1.4. En las secciones tipo cajón sujetas a torsión, deberá proveerse chaflanes en las esquinas interiores.

13.4.1.5. Para efectos del diseño de elementos sometidos a torsión, deberán distinguirse dos condiciones:

a) El momento torsionante es indispensable para garantizar el equilibrio de la estructura. En este caso deberá proporcionarse refuerzo por torsión considerando, sin reducciones, el momento torsor que provenga del análisis.

b) El momento torsionante se origina por el giro del elemento a fin de mantener la compatibilidad de deformaciones. En este caso el momento máximo de torsión último podrá reducirse a:

$$T_u = 0,11 \phi \sqrt{f_c} \Sigma(X^2Y)/3$$

Si se hace esta reducción, los valores de los cortantes y momentos de los elementos adyacentes deberán modificarse.

13.4.1.6. En una estructura con losas y vigas de borde, en lugar de un análisis más preciso, el momento torsional de una losa podrá considerarse uniformemente distribuido a lo largo del elemento.

13.4.1.7. Las secciones situadas a una distancia menor a «d» desde la cara del apoyo podrán ser diseñadas con el momento torsional calculado a la distancia «d».

#### 13.4.2. RESISTENCIA A LA TORSIÓN

13.4.2.1. El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a torsión deberá basarse en la expresión:

$$T_u \leq \phi T_n$$

donde:

$T_u$ : es la resistencia requerida con respecto al momento torsor en la sección analizada.

$T_n$ : es la resistencia nominal con respecto al momento torsor.

El momento resistente nominal  $T_n$  estará conformado por la contribución del concreto  $T_c$  y por la contribución del acero  $T_s$ , de tal forma que:

$$T_n = T_c + T_s$$

#### 13.4.3. RESISTENCIA DEL CONCRETO

13.4.3.1. La contribución del concreto a la torsión  $T_c$ , podrá evaluarse según:

$$T_c = 0,20 \sqrt{f_c} \Sigma(X^2Y) / \sqrt{1 + [(0,4/Ct)(Vu/Tu)]^2}$$

13.4.3.2. La contribución del concreto al corte en las secciones en las cuales  $T_u$  exceda de  $0,13 \phi \sqrt{f_c} \Sigma(X^2Y)$  podrá evaluarse según:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_w d / \sqrt{1 + (2,5 Ct Tu / Vu)^2}$$

En ambas expresiones:

$$Ct = b_w d / \Sigma(X^2Y)$$

13.4.3.3. Para miembros sujetos adicionalmente a compresión axial, el valor  $V_c$  de la fórmula anterior se multiplicará por el siguiente factor:

$$(1 + 0,028 Nu / Ag)$$

13.4.3.4. Para miembros sujetos adicionalmente a tracción axial significativa, el aporte del concreto a la resistencia al corte y a la torsión deberá considerarse nulo ( $V_c=0$  y  $T_c=0$ ).

#### 13.4.4. RESISTENCIA DEL REFUERZO

##### 13.4.4.1. Detalles del refuerzo

a) El refuerzo por torsión será proporcionado en adición al refuerzo requerido por corte, flexión y fuerzas axiales.

b) El refuerzo requerido por torsión podrá combinarse con el que se requiera para otras fuerzas internas, siempre que el área suministrada sea menos igual a la suma de las áreas requeridas individualmente para cada efecto y se cumpla con los requisitos más estrictos para la colocación y el espaciamiento.

c) El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo para torsión no deberá exceder de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

d) El refuerzo requerido por torsión estará compuesto por estribos cerrados o espirales combinados con barras longitudinales.

e) El refuerzo por torsión deberá prolongarse por lo menos una distancia (b+d) más allá del punto donde teóricamente es requerido.

f) Los límites de separación entre ejes del refuerzo por torsión serán los siguientes:

Para estribos cerrados:

Menor o igual a  $(X1 + Y1) / 4$ , pero sin exceder de 30 cm.

Para barras longitudinales:

Las barras longitudinales por torsión deberán ser distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados con una separación máxima de 30 cm. Debe colocarse dentro de cada esquina de los estribos cerrados por lo menos una barra longitudinal.

Cuando se empleen secciones T, también deberán usarse estribos cerrados y barras longitudinales en las partes sobresalientes de las alas que se hayan considerado al determinar  $\Sigma(X^2Y)$ .

##### 13.4.4.2. Diseño del refuerzo

a) Cuando el momento torsor  $T_u$  exceda la resistencia del concreto  $\phi T_c$ , se deberá proporcionar refuerzo por torsión, evaluándose  $T_s$  de acuerdo a:

$$T_s = A_t \alpha t X1 Y1 f_y / s$$

donde  $A_t$  es el área de una rama del estribo dentro de una distancia s, y  $\alpha t$  se evaluará considerando:

$$\alpha t = 0,66 + 0,33 (Y1 / X1) \leq 1,5$$

donde  $X1$  y  $Y1$  son las dimensiones centro a centro del estribo ( $X1 < Y1$ ).

b) El área de las barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados ( $A_{l1}$ ) será el mayor de los siguientes valores:

$$A_{l1} = 2 A_t (X1 + Y1) / s$$

$$A_{l1} = [28 X s \{ Tu / [ Tu + Vu / (3 Ct) ] \} / f_y - 2 A_t] [ (X1 + Y1) / s ]$$

la que sea mayor.

El valor de  $A_{l1}$  calculado con la fórmula anterior no necesita ser mayor al que se obtendría sustituyendo ( 0,35  $b_w s / f_y$  ) por ( 2  $A_t$  ).

c) La resistencia al momento torsor  $T_s$  no excederá 4 veces  $T_c$ . En el caso de miembros sujetos adicionalmente a tracción axial significativa, el valor de  $T_c$  que sirve como límite a  $T_s$  ( $T_s < 4 T_c$ ) se calculará con la fórmula de la Sección 13.4.3.1 multiplicada por el factor:

$$(1 - 0,028 Nu / Ag)$$

donde  $Nu$  es la tracción en Kg y  $Ag$  el área de la sección en  $\text{cm}^2$ .

13.1.2. Al determinar la contribución del concreto  $V_c$ , cuando corresponda, deberán considerarse los efectos de las fuerzas de tracción axial debidas a la fluencia y contracción de fraguado y a cambios de temperatura en los elementos que estén restringidos axialmente.

13.1.3. Las secciones situadas a una distancia menor que «d» desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas para la fuerza  $V_u$  calculada a una distancia «d», si se cumplen las siguientes condiciones:

- Cuando la reacción del apoyo, en dirección del corte aplicado, introduce compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.
- Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia «d».

### 13.2. CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

13.2.1. La contribución del concreto  $V_c$  podrá evaluarse considerando:

- Para miembros sujetos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b w d$$

Si actúan momentos de torsión, ver la Sección 13.4.3.2. Para cálculos más detallados:

$$V_c = (0,5 \sqrt{f_c} + 176 \rho_w V_u d / M_u) b w d \leq 0,9 \sqrt{f_c} b w d$$

donde  $M_u$  es el momento actuante simultáneamente con  $V_u$  en la sección considerada y el valor de  $V_u d / M_u$  no debe considerarse mayor a 1 en el cálculo de  $V_c$ .

- Para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b w d (1 + 0,0071 N_u / A_g)$$

donde  $N_u$  se expresa en kg y  $A_g$  en centímetros cuadrados.

Para cálculos más detallados:

$$V_c = (0,5 \sqrt{f_c} + 176 \rho_w V_u d / M_m) b w d$$

donde  $M_m = M_u - N_u (4h - d) / 8$

y donde el cociente  $V_u d / M_m$  no está limitado a un valor menor o igual a 1. Sin embargo,  $V_c$  no deberá tomarse mayor que:

$$V_c = 0,9 \sqrt{f_c} b w d \sqrt{1 + 0,028 N_u / A_g}$$

donde  $N_u$  se expresa en kg y  $A_g$  en centímetros cuadrados.

Cuando  $M_m$  resulte negativo,  $V_c$  debe calcularse por la expresión última anterior.

- Para miembros sujetos adicionalmente a tracción axial significativa, el aporte de concreto deberá considerarse nulo ( $V_c = 0$ ).

13.2.2. Cuando los elementos tengan luces y peraltes importantes, deberá tenerse especial cuidado con los efectos que ocasionan la contracción de fragua y los cambios de temperatura, los cuales pueden producir fuerzas de tracción axial importantes que disminuyan la contribución del concreto, la que deberá considerarse nula ( $V_c = 0$ ).

### 13.3. CONTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

#### 13.3.1. REFUERZO POR CORTE

13.3.1.1. El refuerzo por corte podrá estar compuesto por:

- Estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento.
- Estribos perpendiculares al eje del elemento y barras dobladas que formen un ángulo de 30° o más con el eje del elemento.
- Espirales

13.3.1.2. El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo por corte no deberá ser mayor de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 13.3.2. DISEÑO DEL REFUERZO POR CORTE

13.3.2.1. Cuando la fuerza cortante  $V_u$  exceda de  $\phi V_c$ , deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla lo indicado en 13.1.1. Se tendrá en cuenta:

$$V_u \leq \phi V_n, \quad V_n = V_c + V_s$$

- Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = A_v f_y d / s$$

donde  $A_v$  es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia  $s$  proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

- Cuando se utilice refuerzo por corte consistente en una barra individual o en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_y \text{sen} \alpha$$

pero  $V_s$  no deberá exceder de  $0,8 \sqrt{f_c} b w d$ .

- Cuando el refuerzo por corte consista en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo:

$$V_s = [A_v f_y (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) d] / s$$

13.3.2.2. Únicamente 3/4 de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal doblada deberá considerarse efectiva como refuerzo por corte.

13.3.2.3. Cuando se emplee más de un tipo de refuerzo por corte para reforzar la misma porción del alma, la resistencia al corte  $V_s$  deberá calcularse como la suma de los valores  $V_s$  calculados para los diversos tipos.

13.3.2.4. La resistencia al cortante  $V_s$  no deberá considerarse mayor que:

$$2,1 \sqrt{f_c} b w d$$

#### 13.3.3. LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO POR CORTE

13.3.3.1. El espaciamiento del refuerzo por corte colocado perpendicularmente al eje del elemento no deberá ser mayor de 0,5 d ni de 60 cm.

13.3.3.2. Cuando  $V_s$  exceda de  $1,1 \sqrt{f_c} b w d$ , el espaciamiento máximo deberá reducirse a la mitad.

#### 13.3.4. REFUERZO MÍNIMO POR CORTE

13.3.4.1. Deberá proporcionarse un área mínima de refuerzo por corte cuando  $V_u$  exceda de  $0,5 \phi V_c$ , excepto en:

- Losas y zapatas
- Losas nervadas o aligeradas
- Vigas con peralte total que no exceda el mayor de los siguientes valores: 25 cm, dos y media veces el espesor del ala, la mitad del ancho del alma.

13.3.4.2. Cuando se deba usar refuerzo por corte de acuerdo con lo indicado en la sección anterior, o se requiera por análisis, el área mínima de corte será:

$$A_v = 3,5 b w s / f_y$$

Si actúan momentos de torsión, ver la sección 13.4.4.3.

### 13.4. RESISTENCIA A TORSIÓN Y CORTE COMBINADOS PARA ELEMENTOS DE SECCIÓN RECTANGULAR O EN FORMA T

#### 13.4.1. GENERALIDADES

13.4.1.1. Los efectos de torsión deberán incluirse conjuntamente con la flexión y el corte siempre que el momento torsor ( $T_u$ ) cumpla que:

$$T_u \geq 0,13 \phi \sqrt{f_c} \Sigma(X^2 Y)$$

Si existen cargas laterales entre los apoyos del elemento,  $C_m = 1$ . En caso contrario:

$$C_m = 0,6 + 0,4 M_1 / M_2 > 0,4$$

Además:

$$EI = ( E_c I_g / 5 + E_s I_{se} ) / ( 1 + \beta d )$$

o conservadoramente:

$$EI = E_c I_g / [ 2,5 ( 1 + \beta d ) ]$$

Si los cálculos muestran que no existe momento flector en ambos extremos de un elemento, o que las excentricidades calculadas en los extremos del elemento son menores que  $(1,5 + 0,03 h)$  en cm,  $M_1$  y  $M_2$  en el cálculo de  $C_m$  deberán basarse en una excentricidad mínima de  $(1,5 + 0,03h)$  en cm, alrededor de cada eje principal por separado.

Los efectos locales de esbeltez podrán ser despreciados si:

$$l_n / r < 34 - 12 M_1 / M_2$$

donde:

$l_n$ : Longitud no apoyada del elemento en compresión. Puede tomarse como la distancia libre entre losas de entresijos, vigas u otros elementos capaces de proporcionar un apoyo lateral al elemento en compresión.

Cuando existan cartelas o capiteles de columnas, la longitud  $l_n$  deberá medirse en el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

$r$ : Radio de giro de la sección transversal del elemento en compresión. Puede ser calculado a partir de la sección total de concreto.

#### 12.10.2.2. EFECTOS GLOBALES DE ESBELTEZ

Los efectos globales de esbeltez se deberán evaluar de acuerdo a una de las expresiones siguientes:

$$A) \delta g = 1 / ( 1 - Q )$$

$$B) \delta g = C_m / [ 1 - \Sigma(Pu) / \phi \Sigma(Pc) ]$$

De acuerdo a lo siguiente:

A) Si se conocen las deformaciones laterales de los entresijos, se calculará  $\delta g$  con la expresión 12.10.2.2 A, donde:

$$Q = \Sigma(Pu) \Delta u / ( V_u h )$$

Q: Índice de estabilidad del entresijo.

$\Sigma(Pu)$ : Suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas de servicio multiplicadas por el factor de carga correspondiente) acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entresijo considerado.

$\Delta u$ : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entresijo considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo a un análisis elástico de Primer Orden. Para el caso de fuerzas laterales de sismo,  $\Delta u$  deberá multiplicarse por el factor de reducción por ductilidad considerado en la determinación de estas fuerzas.

$V_u$ : Fuerza cortante amplificada en el entresijo, debida a las cargas laterales.

$h$ : Altura del entresijo considerado.

De acuerdo al índice de estabilidad, los entresijos se clasificarán en:

a) Si el índice de estabilidad Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entresijo está arriostrado lateralmente y los efectos globales de Segundo Orden se podrán despreciar ( $\delta g=1$ ), pero deberán analizarse los efectos locales de esbeltez. El momento de diseño para el elemento será:

$$M_c = \delta l M_{uv} + M_{us}$$

b) Si el índice de estabilidad Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales de esbeltez deberán considerarse multiplicando todos los momentos flectores

de vigas y columnas producidas por las cargas laterales amplificadas y obtenidos mediante un análisis elástico de Primer Orden, por el factor  $\delta g$  que se indica en 12.10.2.2.A. El momento de diseño para el elemento será:

$$M_c = \delta l M_{uv} + \delta g M_{us}$$

Cuando existan fuerzas laterales de carácter permanente como empuje de tierra, el valor de  $\delta g$  se calculará con:

$$\delta g = 1 / [ 1 - Q ( 1 + \beta d ) ]$$

c) Si el índice de estabilidad Q del entresijo es mayor que 0,25, deberá realizarse un análisis de Segundo Orden.

Podrán ignorarse los efectos de esbeltez producidos sólo por las cargas verticales amplificadas cuando los desplazamientos laterales relativos del entresijo producidos por la asimetría de las cargas o de la estructura, por asentamientos diferenciales o por otras causas cumplan que:

$$\Delta u / h < 0,001$$

B) Si las estructuras están conformadas exclusivamente por pórticos, se podrá evaluar los efectos globales de esbeltez obviando el cálculo de las deformaciones laterales, mediante la expresión 12.10.2.2 B, donde:

$$C_m = 1$$

$\Sigma(Pu)$ : Sumatoria de las cargas axiales de todos las columnas del entresijo.

$\Sigma(Pc)$ : Sumatoria de las cargas críticas de pandeo de todas las columnas del entresijo. Se evaluará mediante:

$$P_c = \pi^2 E I / ( K l_n )^2$$

donde:

$$EI = ( E_c I_g / 5 + E_s I_{se} ) / ( 1 + \beta d )$$

o conservadoramente:

$$EI = E_c I_g / [ 2,5 ( 1 + \beta d ) ]$$

K: factor de longitud efectiva de la columna.

Los efectos globales de esbeltez podrán ser despreciados cuando  $K l_n / r$  sea menor que 22.

Para todos los elementos sujetos a compresión cuyo valor de  $K l_n / r$  sea mayor que 100, deberá hacerse un análisis como el que se indica en la Sección 12.10.1.1.

#### 12.10.3. EFECTOS DE ESBELTEZ PARA ELEMENTOS EN FLEXIÓN

El diseño de los elementos en flexión deberá considerar el incremento de los momentos en la columna por desplazamiento lateral.

#### 12.10.4. EFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN BIAJIAL

Para elementos en compresión sometidos a flexión en ambas direcciones principales, deberán amplificarse ambos momentos flectores calculando  $\delta g$  y  $\delta l$  para cada dirección por separado.

### ARTICULO 13 - CORTANTE Y TORSIÓN

#### 13.1. RESISTENCIA AL CORTE

13.1.1. El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

donde:

$V_u$ : Es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

$V_n$ : Es la resistencia nominal al corte de la sección.

La resistencia nominal  $V_n$  estará conformada por la contribución del concreto  $V_c$  y la contribución de acero  $V_s$ , de tal forma que:

$$V_n = V_c + V_s$$

de las vigas que forman el nudo. Las resistencias a la flexión deberán sumarse de manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de las vigas.

Esta condición deberá satisfacerse en las dos direcciones de cada columna.

12.4.4. Los empalmes de la armadura longitudinal deberán cumplir con lo especificado en la Sección 8.10.

#### 12.5. DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESIÓN CON ÁREA TRANSVERSAL MAYOR A LA REQUERIDA

Cuando un elemento sujeto a compresión tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, el refuerzo mínimo y la resistencia última, podrán basarse en una área efectiva reducida ( $A_g$ ) mayor o igual a  $1/2$  del área total.

#### 12.6. LÍMITES DEL REFUERZO PARA ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

12.6.1. El área de refuerzo longitudinal para elementos sujetos a compresión (columnas), no deberá ser menor que  $0,01 n_i$  mayor que  $0,06$  veces el área total de la sección.

12.6.2. El refuerzo longitudinal mínimo deberá ser de 4 barras dentro de estribos rectangulares o circulares, 3 barras dentro de estribos triangulares y 6 barras en caso que se usen espirales.

12.6.3. La cuantía del refuerzo en espiral ( $\rho_s$ ) no deberá ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0,45 (A_g / A_c - 1) f_c / f_y$$

ni menor que:

$$\rho_s = 0,12 f_c / f_y$$

donde  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia especificado del acero de la espiral, no mayor de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 12.7. TRANSMISIÓN DE CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVÉS DEL SISTEMA DE PISOS

Cuando la resistencia a la compresión especificada del concreto en una columna es  $1,4$  veces mayor que la especificada para el sistema de piso, la transmisión de la carga a través del sistema de piso deberá lograrse de una de las siguientes formas:

a) El concreto de resistencia especificada para la columna deberá vaciarse en el piso en la ubicación de la columna y en un área formada por  $60 \text{ cm}$  adicionales a cada lado de la cara de la columna.

b) La resistencia de la columna a través del sistema de piso deberá basarse en el menor valor de la resistencia del concreto, con barras de transmisión verticales y espirales según se requiera.

c) Para columnas arriostradas lateralmente por los 4 lados con vigas de un peralte casi uniforme o por losas macizas, la resistencia de la columna se puede basar en una resistencia supuesta del concreto en las juntas de las columnas, que es igual al  $75\%$  de la resistencia del concreto de la columna más el  $35\%$  de la resistencia del concreto del piso.

#### 12.8. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

12.8.1. La resistencia última al aplastamiento no deberá exceder de  $0,85 \phi f_c A_1$ . Cuando la superficie de apoyo sea más ancha en todos los lados que el área cargada, la resistencia última al aplastamiento en el área cargada podrá multiplicarse por:

$$\sqrt{A_2 / A_1}, \text{ si exceder } 2.$$

donde:

$A_1$  = Área cargada

$A_2$  = Área de la base inferior del mayor tronco de pirámide o cono recto, contenido totalmente en el apoyo, que tenga como base superior el área cargada y en el que la pendiente lateral esté en razón de 1 vertical y 2 horizontal.

Esta Sección no se aplica a anclajes de tendones postensados.

#### 12.9. FLEXIÓN BIAJIAL

Cuando las columnas estén sujetas simultáneamente a momentos flectores en sus dos ejes principales, el diseño deberá hacerse a partir de las hipótesis de la Sección 12.2. Alternativamente se podrá usar el siguiente método aproximado para columnas cuadradas ó rectangulares.

$$1 / P_u \leq 1 / \phi P_{nx} + 1 / \phi P_{ny} + 1 / \phi P_{no}$$

donde:

$P_u$  es la resistencia última en flexión biaxial.

$\phi P_{nx}$  es la resistencia de diseño de la columna bajo la acción de momento únicamente en X ( $e_y = 0$ ).

$\phi P_{ny}$  es la resistencia de diseño de la columna bajo la acción de momento únicamente en Y ( $e_x = 0$ ).

$\phi P_{no}$  es la resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de carga axial únicamente ( $e_x = e_y = 0$ ).

Esta ecuación es válida para valores de  $P_u / \phi$   $P_{no}$  mayores o iguales a  $0,1$ . Para valores menores, se usará la siguiente expresión:

$$M_{ux} / \phi M_{nx} + M_{uy} / \phi M_{ny} \leq 1$$

donde:

$\phi M_{nx}$  es la resistencia en flexión de diseño en de la sección con respecto al eje X.

$\phi M_{ny}$  es la resistencia en flexión de diseño de la sección con respecto al eje Y.

#### 12.10. EFECTOS DE ESBELTEZ DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN

##### 12.10.1. GENERALIDADES

12.10.1.1. El diseño de elementos sujetos a compresión deberá basarse en un «Análisis de Segundo Orden», en el cual las fuerzas y los momentos internos se obtendrán tomando en cuenta el efecto de las deformaciones sobre las fuerzas internas, la influencia de la carga axial y el momento de inercia variable, la rigidez del elemento y los efectos de la duración de las cargas.

12.10.1.2. En lugar del procedimiento establecido en la Sección 12.10.1.1, los efectos de esbeltez podrán evaluarse de acuerdo con el procedimiento aproximado que se presenta en la Sección 12.10.2.

##### 12.10.2. EVALUACIÓN APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez, deberán considerarse:

a) Los efectos globales ( $\delta_g$ ) que afecten a la estructura como conjunto.

b) Los efectos locales ( $\delta_l$ ) que afecten a cada uno de los elementos individuales.

El momento de diseño para el elemento será:

$$M_c = \delta_l M_{uv} + \delta_g M_{us}$$

donde:

$M_{uv}$ : Momento en el elemento debido a cargas verticales amplificadas, proveniente de un análisis de Primer Orden.

$M_{us}$ : Momento en el elemento debido a las cargas laterales amplificadas, proveniente de un análisis de Primer Orden.

##### 12.10.2.1. EFECTOS LOCALES DE ESBELTEZ

Para tomar en cuenta los efectos locales de esbeltez dentro de cada columna u otro elemento en compresión en el cual sus extremos estén arriostrados lateralmente, los momentos amplificadas obtenidos de un análisis elástico de Primer Orden, deberán multiplicarse por el factor  $\delta_l$  calculado con:

$$\delta_l = C_m / (1 - P_u / \phi P_c) \geq 1,0$$

donde:

$$P_c = \pi^2 E I / 1n^2$$

donde pb es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada, ver la Sección 9.6.3. En elementos con refuerzo en compresión, la porción de pb equilibrada por el refuerzo en compresión no deberá reducirse mediante el factor 0,75.

Para la redistribución de momentos, p ó (p - p') no deberá exceder de 0,5 pb.

#### 11.5. REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN

11.5.1. En cualquier sección de un elemento sometido a flexión, excepto zapatas y losas, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1,5 veces el momento de agrietamiento de la sección no agrietada M<sub>cr</sub>, donde:

$$M_{cr} = fr I_g / Y_t, \quad fr = 2 (f'c)^{1/2}$$

11.5.2. El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$A_{s_{min}} = \{ [ 0,7 (f'c)^{1/2} / f_y ] (b d) \}$$

11.5.3. Alternativamente, el área de refuerzo positivo o negativo en cada sección del elemento, deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

11.5.4. En losas, el área mínima del refuerzo cumplirá lo indicado en la Sección 7.10, teniendo en cuenta adicionalmente el refuerzo en la cara inferior de losas armadas en dos direcciones (momento positivo) y en la cara superior en el caso de voladizos será como mínimo 0,0012 b h, este refuerzo se dispondrá con el espaciamiento máximo indicado en la Sección 7.6.

#### 11.6. DISTANCIA ENTRE APOYOS LATERALES DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN (PANDEO LATERAL)

La separación entre apoyos laterales de una viga no deberá exceder de 50 veces el ancho menor b del ala o la cara en compresión.

#### 11.7. DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO POR FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN. CONTROL DE FISURACIÓN

##### 11.7.1. GENERALIDADES

Esta Sección establece los requisitos para la distribución del refuerzo de flexión, con el fin de limitar el agrietamiento por flexión en vigas y losas armadas en una dirección.

Las disposiciones de esta sección son aplicables a elementos no expuestos a un ambiente agresivo y no impermeables. En caso contrario deberán tomarse precauciones especiales para controlar la fisuración.

##### 11.7.2. DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO

11.7.2.1. El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracciones máximas de un elemento, de tal modo de obtener un valor Z menor o igual a 31 000 Kg/cm para condiciones de exposición interior y menor o igual a 26 000 Kg/cm para condiciones de exposición exterior.

El valor Z se calculará mediante la expresión:

$$Z = fs (dc A')^{1/3}$$

El esfuerzo en el acero fs puede estimarse con la expresión  $M / (0,9 d A_s)$ , (M es el momento flector en condiciones de servicio) o suponerse igual a 0,6 fy.

11.7.2.2. Cuando las alas de las vigas T estén sujetas a tracción, parte del refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse sobre el ancho efectivo del ala de acuerdo a lo especificado en la Sección 9.8 ó en un ancho igual a 1/10 de la luz del tramo, el que sea menor.

11.7.2.3. Si el peralte del alma excede de 90 cm, se deberá colocar cerca de las caras del alma un refuerzo longitudinal cuya área sea por lo menos igual a 10% del área de refuerzo de tracción por flexión. Este refuerzo se distribuirá en la zona de tracción por flexión con un espaciamiento que no exceda de 30 cm o el ancho del alma.

#### ARTICULO 12 - FLEXOCOMPRESIÓN

##### 12.1. ALCANCES

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán al diseño de elementos sometidos a flexión y cargas axial, como son columnas, muros de corte, muros de sótano, y en general cualquier elemento sometido a flexocompresión.

##### 12.2. HIPOTESIS DE DISEÑO

Las hipótesis de diseño para elementos en flexocompresión son las indicadas en el Capítulo 11 - Flexión.

##### 12.3. PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

12.3.1. En elementos sujetos a flexocompresión con cargas de diseño  $\phi P_n$  menores a  $0,10 f'c A_g$  ó  $\phi P_b$  (la menor), el porcentaje de refuerzo máximo proporcionado deberá cumplir con lo indicado en el Capítulo 11 - Flexión.

12.3.2. La resistencia de diseño ( $\phi P_n$ ) de elementos en compresión no se tomará mayor que:

Para elementos con espirales:

$$\phi P_n (\text{máx}) = 0,85 \phi [ 0,85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y ]$$

Para elementos con estribos:

$$\phi P_n (\text{máx}) = 0,80 \phi [ 0,85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y ]$$

12.3.3. Toda sección sujeta a flexocompresión se diseñará para el momento máximo que puede actuar con dicha carga.

12.3.4. La carga axial última  $P_u$  para una excentricidad dada no deberá exceder de  $\phi P_n$  (máx). El momento  $M_u$  deberá amplificarse para contemplar los efectos de esbeltez.

12.3.5. Para el diseño de columnas deberá además cumplirse con lo estipulado en el Capítulo 7 - Detalle del Refuerzo.

##### 12.4. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA COLUMNAS SUJETAS A FLEXOCOMPRESIÓN QUE RESISTAN FUERZAS DE SISMO

12.4.1. Las disposiciones de esta Sección son aplicables al diseño de columnas sometidas a flexocompresión que deban resistir fuerzas de sismo y en las cuales las fuerzas de diseño relacionadas con los efectos sísmicos se han determinado en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico de respuesta (reducción por ductilidad).

12.4.2. Los requisitos de esta Sección son aplicables si la carga de diseño  $\phi P_n$  excede de  $0,1 f'c A_g$  ó  $\phi P_b$  (la menor). En caso contrario, el elemento deberá cumplir los requisitos para elementos en flexión:

- La resistencia especificada del concreto ( $f'c$ ) no será menor que 210 kg/cm<sup>2</sup>.

- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado ARN 420 (414 MPa ó 4200 kg/cm<sup>2</sup>).

- El ancho mínimo de las columnas será de 25 cm.

- La relación de la dimensión menor a la mayor de la sección transversal de la columna no será menor que 0,4.

- La cuantía de refuerzo longitudinal ( $\rho$ ) no será menor que 0,01 ni mayor que 0,06. Cuando la cuantía exceda de 0,04, los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

12.4.3. La resistencia a la flexión de las columnas deberá satisfacer la ecuación:

$$\Sigma (M_{nc}) > 1,4 \Sigma (M_{nv})$$

donde:

$\Sigma(M_{nc})$  es la suma de momentos, al centro del nudo, correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las columnas que forman dicho nudo; esta resistencia en flexión se calculará para la fuerza axial actuante en la hipótesis que considera las fuerzas de gravedad y de sismo en la dirección considerada, verificando la condición que dé como resultado la resistencia a flexión más baja.

$\Sigma(M_{nv})$  es la suma de momentos, al centro del nudo, correspondiente a las resistencias nominales en flexión

$\alpha$  = Relación de la rigidez a flexión de la sección de la viga a la rigidez a flexión de un ancho de losa limitado lateralmente por las líneas centrales de los paños adyacentes en cada lado de la viga.

$\alpha_m$  = Promedio de los valores de  $\alpha$  en todo el perímetro del paño. Para losas sin vigas, tomar  $\alpha_m=0$ .

Adicionalmente deberán cumplirse los siguientes mínimos:

- Losas sin vigas ni ábacos:  $h \geq 12,5$  cm
- Losas sin vigas con ábacos:  $h \geq 10$  cm
- Losas con vigas en 4 bordes, con  $\alpha_m \geq 2$ :  $h \geq 9$  cm

a menos que se demuestre por el cálculo que las deflexiones no exceden los límites estipulados en la Tabla 10.4.4.2 indicada para elementos en una dirección.

**TABLA 10.4.4.2  
DEFLEXIONES MÁXIMAS PERMISIBLES**

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN LÍMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	Deflexión instantánea debida a la carga viva.	$L / 180$ ( ** )
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva.	$L / 360$
Piso o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).(*)	$L / 480$ ( *** )
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.		$L / 240$ ( **** )

donde L = Luz de cálculo tal como se le define en la Sección 9.5

(\*) Las deflexiones diferidas se podrán reducir según la cantidad de la deflexión que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determinará basándose en los datos de Ingeniería aceptables con relación a las características tiempo-deformación de elementos similares a los que se están considerando.

(\*\*) Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas, lo que se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones adicionales debidas al peso del agua estancada y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas sostenidas, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las previsiones para el drenaje.

(\*\*\*) Este límite se podrá 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 podrá exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

## CAPÍTULO 5 DISEÑO

### ARTICULO 11 – FLEXIÓN

#### 11.1. ALCANCE

Las disposiciones de este capítulo se aplicarán al diseño de elementos como vigas, losas, muros de contención, escaleras y, en general, cualquier elemento sometido a flexión, excepto que para vigas de gran peralte, zapatas y losas armadas en dos direcciones se deberá cumplir con lo estipulado en los Capítulos respectivos.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión:

$$M_u \leq \phi M_n$$

donde:

$M_u$  es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

$M_n$  es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

#### 11.2. HIPÓTESIS DE DISEÑO

11.2.1. El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Además deberá basarse en las siguientes hipótesis:

a) Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.

b) Existe adherencia entre el acero y el concreto que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.

c) La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema a compresión se supondrá igual a 0,003.

d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como  $f_y$  veces la deformación del acero, pero para deformaciones mayores a las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación e igual a  $f_y$ .

e) La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos.

f) El diagrama esfuerzo-deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto se puede definir como:

- Un esfuerzo de  $0,85 f'_c$ , que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión en el concreto, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia  $a = \beta_1 c$  de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

- La distancia  $c$ , desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.

- El factor  $\beta_1$  deberá tomarse como 0,85 para resistencias de concreto  $f'_c$  hasta de 280 Kg/cm<sup>2</sup>. Para resistencias superiores a 280 Kg/cm<sup>2</sup>,  $\beta_1$  disminuirá a razón de 0,05 por cada 70 Kg/cm<sup>2</sup> de aumento de  $f'_c$ , con un valor mínimo de 0,65.

#### 11.3. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA ELEMENTOS RESISTENTES A FUERZAS DE SISMO

11.3.1. Las disposiciones de esta Sección son aplicables a elementos sometidos a flexión que deban resistir fuerzas de sismo, y en las cuales las fuerzas de diseño relacionadas con los efectos sísmicos han sido determinadas en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico de respuesta (reducción por ductilidad). En este grupo se encuentran las vigas que forman pórticos con columnas o placas.

11.3.2. Las vigas que deban resistir fuerzas de sismo cumplirán con lo indicado en esta sección para lo referente al refuerzo longitudinal, en el Capítulo 13 para lo referente al refuerzo transversal y en el Capítulo 8 para lo referente al desarrollo y empalmes del refuerzo.

- La resistencia especificada del concreto ( $f'_c$ ) no será menor que 210 Kg/cm<sup>2</sup>.

- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado ARN 420 (414 MPa o 4200 Kg/cm<sup>2</sup>).

- La relación ancho a peralte de las vigas no deberá ser menor que 0,3.

- El peralte efectivo ( $d$ ) deberá ser menor o igual que un cuarto de la luz libre.

- El ancho de las vigas no será menor que 25 cm, ni mayor que el ancho de la columna de apoyo (medida en un plano perpendicular al eje de la viga) más 3/4 del peralte de la viga a cada lado.

- La carga axial ( $P_u$ ) no deberá exceder de  $0,1 f'_c A_g$ . En caso contrario, el elemento deberá tratarse como elemento en flexocompresión.

- No deberán hacerse empalmes traslapados o soldados en el refuerzo a una distancia « $d$ » o menor de las caras de los nudos.

- Los empalmes traslapados del refuerzo en zonas de inversión de esfuerzos deberán quedar confinados por estribos cerrados espaciados a no más de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, sin exceder 30 cm.

#### 11.4. REFUERZO MÁXIMO EN ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN

En elementos sujetos a flexión, el porcentaje de refuerzo  $\rho$  proporcionado no deberá exceder de 0,75  $\rho_b$ ,

- 4) Para cortante sin o con torsión:  $\phi = 0,85$   
5) Para aplastamiento en el concreto:  $\phi = 0,70$

10.3.3. Las longitudes de desarrollo especificadas en el Capítulo 8 no requieren de un factor  $\phi$ .

**10.4. CONTROL DE DEFLEXIONES EN ELEMENTOS ARMADOS EN UNA DIRECCIÓN SOMETIDOS A FLEXIÓN**

**10.4.1. PERALTES MÍNIMOS PARA NO VERIFICAR DEFLEXIONES**

10.4.1.1. En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup> y luces menores de 7,5 m, podrá dejar de verificarse las deflexiones cuando se cumpla que:

$$h \geq l / 25$$

10.4.1.2. En losas macizas continuas con sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup> y luces menores de 7,5 m, podrá dejar de verificarse las deflexiones cuando se cumpla que:

$$h \geq l / 30$$

10.4.1.3. En vigas que forman pórticos, podrá dejar de verificarse las deflexiones cuando se cumple que:

$$h \geq l / 16$$

10.4.1.4. Si la viga, losa aligerada o losa maciza, se encuentra en voladizo, o sobre ella se apoyan elementos que puedan ser dañados por deflexiones excesivas, será necesario verificar las deflexiones, no siendo aplicable las excepciones anteriores.

**10.4.2. CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES INMEDIATAS**

10.4.2.1. Las deflexiones que ocurren inmediatamente después de la aplicación de las cargas, podrán calcularse por los métodos o fórmulas usuales del análisis elástico, considerando los efectos que tienen la fisuración y el refuerzo sobre la rigidez del elemento.

10.4.2.2. A menos que se haga un análisis más completo o que se disponga de datos experimentales para evaluar la rigidez a flexión del elemento (EI), la deflexión inmediata para elementos de concreto de peso normal podrá calcularse con el módulo de elasticidad del concreto especificado en la Sección 9.4 y con el momento de inercia de la sección transformada agrietada (Ie), excepto cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda del momento de agrietamiento (Mcr), podrá usarse el momento de inercia de la sección no agrietada (Ig).

10.4.2.3. El momento de agrietamiento se calculará como se indica a continuación:

$$M_{cr} = fr I_g / Y_t$$

Podrá tomarse:

$$fr = 2 (f'c)^{1/2}$$

10.4.2.4. El momento de inercia de la sección transformada agrietada (Ie) podrá calcularse como se indica a continuación:

a) Para elementos de sección rectangular sin refuerzo en compresión:

$$I_e = (b c^3 / 3) + n A_s (d - c)^2$$

donde c es la distancia de la fibra más comprimida al eje neutro y puede evaluarse considerando que:

$$(b c^2 / 2) = n A_s (d - c)$$

b) Para una sección rectangular doblemente reforzada:

$$I_e = (b c^3 / 3) + n A_s (d - c)^2 + (2n - 1) A_s' (c - d')^2$$

donde c puede evaluarse considerando que:

$$(b c^2 / 2) + (2n - 1) A_s' (c - d') = n A_s (d - c)$$

c) En elementos continuos de sección constante, el momento de inercia que se utilice para calcular las deflexiones será un valor promedio calculado de acuerdo a:

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e1} + I_{e2} + 2 I_{e3}) / 4$$

donde I<sub>e1</sub> y I<sub>e2</sub> son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo y I<sub>e3</sub> es el momento de inercia de la sección central del tramo.

Si el tramo sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia promedio se calculará con:

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e2} + 2 I_{e3}) / 3$$

d) Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usará el momento de inercia calculado para la sección central.

e) Para elementos en voladizo se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.

**10.4.3. CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES DIFERIDAS**

10.4.3.1. La deflexión diferida o adicional en el tiempo, resultante del flujo plástico del concreto y de la contracción de fraguado de los elementos en flexión, podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas (carga muerta y la porción de carga viva que se prevé actuará permanentemente) por el factor  $\tau$  que se obtiene por:

$$\tau = F / (1 + 50 \rho')$$

donde  $\rho'$  es la cuantía del acero en compresión ( $\rho' = A_s'/bd$ ) en el centro del tramo para elementos simples o continuos y en la sección de apoyo para elementos en voladizo.

El factor F depende del tiempo en que se desee evaluar la deflexión diferida y podrá tomarse:

- F = 1,0 (3 meses)
- F = 1,2 (6 meses)
- F = 1,4 (12 meses)
- F = 2,0 (5 años o más)

**10.4.4. DEFLEXIONES MÁXIMAS PERMISIBLES**

10.4.4.1. La deflexión total será la suma de la deflexión inmediata y la deflexión diferida.

10.4.4.2. La deflexión calculada de acuerdo con las secciones anteriores no deberá exceder los valores indicados en la Tabla 10.4.4.2.

**10.5. CONTROL DE DEFLEXIONES EN ELEMENTOS ARMADOS EN DOS DIRECCIONES SOMETIDOS A FLEXIÓN (NO PRESFORZADOS)**

El peralte mínimo de losas armadas en dos direcciones que tengan una relación de tramo largo a tramo corto no mayor de 2 deberá calcularse con las siguientes ecuaciones:

1)

$$h = \frac{[\ln (800 + 0,071 f_y)]}{\{36000 + 5000 \beta [\alpha_m - 0,5 (1 - \beta_s) (1 + 1/\beta)]\}}$$

pero no menor que:

2)

$$h = \frac{[\ln (800 + 0,071 f_y)]}{[36000 + 5000 \beta (1 + \beta_s)]}$$

Además, el peralte no necesitará ser mayor que:

3)

$$h = \frac{[\ln (800 + 0,071 f_y)]}{36000}$$

donde:

- $\beta$  = Relación de luz libre mayor a luz libre menor.
- $\beta_s$  = Relación de la longitud de los bordes continuos al perímetro total de un paño de losa.

b) Menor o igual al ancho del alma más ocho veces el espesor de la losa, a cada lado del alma.  
c) Menor o igual al ancho del alma más la distancia libre a la siguiente alma, a cada lado del alma.

9.8.3. Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho efectivo de la losa que actúa como ala deberá evaluarse en base a los siguientes límites:

a) Menor o igual al ancho del alma más la doceava parte de la longitud de la viga.

b) Menor o igual al ancho del alma más seis veces el espesor de la losa.

c) Menor o igual al ancho del alma más la mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

9.8.4. En vigas aisladas en que se utilice la forma T para proporcionar un área adicional en compresión, el ala deberá tener un espesor mayor o igual a la mitad del ancho del alma y el ancho efectivo no excederá de cuatro veces el ancho del alma.

9.8.5. Cuando el refuerzo principal por flexión de una losa que se considere como ala de una viga T (excluyendo las losas nervadas) sea paralelo a la viga, deberá proporcionarse refuerzo perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo a lo siguiente:

a) El refuerzo transversal deberá diseñarse para resistir la carga que actúa sobre la porción considerada como ala suponiendo que trabaja como voladizo.

Para vigas aisladas deberá considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T sólo es necesario considerar el ancho efectivo del ala.

b) El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder de 5 veces el peralte de la losa ni de 45 cm.

### 9.9. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS NERVADAS

9.9.1. La losa nervada se compone de una combinación monolítica de nervios o viguetas espaciadas regularmente en una o dos direcciones perpendiculares, y de una losa en la parte superior.

9.9.2. El ancho de los nervios o viguetas será 10 cm como mínimo y el peralte no será mayor a tres y media veces el menor ancho del nervio o la vigueta.

9.9.3. El espaciamiento libre entre los nervios o viguetas será como máximo 75 cm.

9.9.4. Las losas nervadas que no satisfagan las limitaciones anteriores deberán diseñarse como losas y vigas.

9.9.5. En las losas nervadas en una dirección, el refuerzo perpendicular a los nervios o viguetas deberá cumplir con los requerimientos de flexión, considerando cargas concentradas si las hubiera, pero no será menor que el refuerzo requerido por temperatura y contracción.

9.9.6. El espesor de la losa entre viguetas no será menor a la doceava parte de la distancia libre entre viguetas, ni menor de 5 cm.

9.9.7. Cuando en la losa se requieran ductos o tuberías embebidas, el espesor en cualquier punto de ésta debe ser, cuando menos 2,5 cm mayor que la altura del ducto o tubería. Se deberán considerar refuerzos o ensanches de los nervios o viguetas en caso que estos ductos o tuberías afecten a la resistencia del sistema.

9.9.8. La resistencia a la fuerza cortante  $V_c$  proporcionada por el concreto de las nervaduras podrá ser considerada 10% mayor a la prevista en el Capítulo 13 de esta Norma. Adicionalmente, si se requiriera, podrá disponerse armadura por corte o hacerse ensanches de los nervios o viguetas en las zonas críticas.

## ARTÍCULO 10 - REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO

### 10.1. GENERALIDADES

10.1.1. Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en todas sus secciones resistencias por lo menos iguales a las requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma.

10.1.2. Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado en los niveles de cargas de servicio.

### 10.2. RESISTENCIA REQUERIDA

10.2.1. La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (CS), será como mínimo:

$$U = 1,5 \text{ CM} + 1,8 \text{ CV}$$

$$U = 1,25 (\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CS})$$

$$U = 0,9 \text{ CM} \pm 1,25 \text{ CS}$$

En las combinaciones donde se incluya cargas de o de sismo, deberá considerarse el valor total y cero de la carga viva (CV) para determinar la más severa de las condiciones.

10.2.2. Si en el diseño se debieran considerar cargas de viento (CVI), se reemplazará este valor por los efectos del sismo (CS) en las formulas anteriores, no siendo necesario considerarlas simultáneamente.

En las combinaciones anteriores, donde se incluye cargas de viento o de sismo, deberá considerarse el valor total y cero de la carga viva (CV) para determinar la más severa de las condiciones.

10.2.3. Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del empuje lateral del terreno (CE), la resistencia requerida (U) será como mínimo:

$$U = 1,5 \text{ CM} + 1,8 \text{ CV} + 1,8 \text{ CE}$$

$$U = 1,5 \text{ CM} + 1,8 \text{ CV}$$

En el caso en que la carga muerta y/o carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0,9 \text{ CM} + 1,8 \text{ CE}$$

10.2.4. Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos con densidades bien definidas y alturas controladas, dichas cargas podrán tener un factor de 1,5 y agregarse en todas las combinaciones que incluyen carga viva.

10.2.5. Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de impacto, éstas deberán incluirse en la carga viva (CV).

10.2.6. Si fuera necesario incluir el efecto (CT) de los asentamientos diferenciales, fluencia, contracción o cambios de temperatura, la resistencia requerida deberá ser como mínimo:

$$U = 1,25 (\text{CM} + \text{CT} + \text{CV})$$

$$U = 1,5 \text{ CM} + 1,5 \text{ CT}$$

Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, la fluencia, la fluencia, la contracción o los cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante el servicio de la estructura.

### 10.3. RESISTENCIA DE DISEÑO

10.3.1. La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos y sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, corte y torsión deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado), calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta Norma, multiplicada por un factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

10.3.2. El factor de reducción de resistencia  $\phi$  será:

- 1) Para flexión sin carga axial:  $\phi = 0,90$
- 2) Para flexión con carga axial de tracción:  $\phi = 0,90$
- 3) Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:

- a) Elementos con refuerzo en espiral:  $\phi = 0,75$
- b) Otros elementos:  $\phi = 0,70$

excepto que para valores reducidos de carga axial,  $\phi$  puede incrementarse linealmente hasta  $\phi = 0,90$ , conforme el valor de  $\phi P_n$  disminuye desde  $0,10 f'c A_g$  a cero.

Cuando el valor de  $0,70 P_b$  para elementos con estribos ó  $0,75 P_b$  para elementos con refuerzo en espiral sea menor que  $0,10 f'c A_g$ , este valor será reemplazado por el de  $0,70 P_b$  ó  $0,75 P_b$  en lo indicado en el párrafo anterior.

b) La carga muerta aplicada sobre todos los tramos con la totalidad de la carga viva aplicada en dos tramos adyacentes.  
c) La carga muerta aplicada sobre todos los tramos con la totalidad de la carga viva en tramos alternos.

### 9.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS

9.3.1. Todos los elementos de pórticos o construcciones continuas deberán diseñarse en base a los efectos (fuerzas y momentos) que se determinen por medio del análisis suponiendo comportamiento elástico del material, salvo que se usen métodos simplificados de análisis o se modifiquen los momentos de flexión de acuerdo a la sección 9.6.

#### 9.3.2. MÉTODO DE LOS COEFICIENTES

Para el diseño de vigas continuas y de losas armadas en una dirección (no presforzadas), se podrán utilizar para el análisis de cargas por gravedad los momentos y fuerzas cortante que se obtienen con la aplicación del Método Simplificado de Coeficientes siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- a) Existen dos o más tramos
- b) Los tramos son aproximadamente iguales, sin que la mayor de dos luces adyacentes exceda en más de 20% a la menor.
- c) Las cargas están uniformemente distribuidas.
- d) La carga viva no excede a tres veces la carga muerta.
- e) Los elementos son prismáticos.

Momento positivo:

En tramos extremos:

Extremo discontinuo no empotrado:	$wu l_n^2 / 11$
Extremo discontinuo monolítico con el apoyo:	$wu l_n^2 / 14$
En tramos interiores:	$wu l_n^2 / 16$

Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior:

Dos tramos:	$wu l_n^2 / 9$
Más de dos tramos:	$wu l_n^2 / 10$

Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores:	$wu l_n^2 / 11$
---	-----------------

**Momento negativo en las cara de todos los apoyos para:**

Losas con luces que no excedan de 3 m o vigas en que la razón de la suma de rigideces de las columnas a la rigidez de la viga sea mayor a 8 en cada extremo:	$wu l_n^2 / 12$
--	-----------------

Momento negativo en la cara interior del apoyo exterior para elementos construidos monolíticamente con sus apoyos:

Cuando el apoyo es una viga:	$wu l_n^2 / 24$
Cuando el apoyo es una columna:	$wu l_n^2 / 16$

Fuerza cortante:

Cara exterior del primer apoyo interior:	$1,15 wu l_n / 2$
Caras de todos los demás apoyos:	$wu l_n / 2$

El valor de  $l_n$  la luz libre para el cálculo de los momentos positivos y fuerzas cortantes, y el promedio de las luces libres de los tramos adyacentes para el cálculo de los momentos negativos.

### 9.4. RIGIDEZ Y MÓDULO DE ELASTICIDAD

9.4.1. Podrá adoptarse cualquier suposición razonable para el cálculo de las rigideces relativas a flexión y a torsión de columnas, muros y sistemas de pisos y techos. Las suposiciones que se hagan deberán ser consistentes en todo el análisis.

9.4.2. Para concretos de peso normal, el módulo de elasticidad podrá tomarse como:

$$E_c = 15\,000 (f'_c)^{1/2} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

9.4.3. El módulo de elasticidad del acero se podrá considerar como:

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

9.4.4. El módulo de elasticidad  $E_s$  para tendones de presfuerzo será determinado mediante ensayos o será suministrado por el fabricante.

### 9.5. LUCES PARA EL CÁLCULO Y MOMENTOS PARA EL DISEÑO

9.5.1. El cálculo de los momentos, cortantes, rigideces y deflexiones se hará con las siguientes luces:

- a) Para elementos no construidos monolíticamente con los apoyos, se considerará la luz libre más el peralte del elemento, pero no más que la distancia entre centros de los apoyos.
- b) Para elementos de pórticos o construcciones continuas, se considerará la luz centro a centro de los apoyos.

9.5.2. En pórticos o en general en elementos construidos monolíticamente con los apoyos, se podrán usar los momentos en las caras de los apoyos.

9.5.3. Las losas sólidas o nervadas monolíticas con sus apoyos, con luces libres menores o iguales a 3 m podrán ser analizadas como losas continuas con luces iguales a las luces libres, despreciando el ancho de las vigas.

### 9.6. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN ELEMENTOS CONTINUOS SUJETOS A FLEXIÓN

9.6.1. Excepto cuando se empleen valores aproximados para los momentos, los momentos negativos calculados por medio de la teoría elástica en los apoyos de elementos continuos sujetos a flexión, para cualquier distribución supuesta de cargas, se pueden aumentar o disminuir en no más de:

$$20 \{ 1 - [(p - p') / \rho b] \} \text{ (en porcentaje)}$$

9.6.2. Los momentos negativos así modificados deberán usarse para calcular los momentos en otras secciones del elemento.

9.6.3. La redistribución de los momentos negativos podrá hacerse sólo cuando la sección en la cual se reduce el momento, se diseñe de tal manera que  $\rho$  ó  $(\rho - \rho')$  sea menor o igual a 0,5  $\rho_b$ , donde:

$$b = [(0.85 \beta_1 f'_c) / f_y] \times [6000 / (6000 + f_y)]$$

### 9.7. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS DE COLUMNAS

9.7.1. Las columnas deberán ser diseñadas para resistir las fuerzas axiales de todos los pisos y techo y el momento máximo debido a la carga actuante en sólo uno de los tramos adyacentes en el piso o techo en consideración. También deberá considerarse la condición de carga que proporcione la máxima relación de momento a carga axial.

9.7.2. En pórticos y elementos continuos, deberá tomarse en cuenta el efecto de las cargas no balanceadas en los nudos y la carga excéntrica debida a otras causas, tanto en las columnas exteriores como en las interiores.

9.7.3. Al calcularse los momentos en las columnas debido a cargas de gravedad, los extremos lejanos de las columnas construidos monolíticamente con la estructura podrán considerarse empotrados.

9.7.4. El momento en cualquier nudo deberá distribuirse entre las columnas inmediatamente arriba y abajo del entrepiso en forma proporcional a las rigideces relativas de la columna.

### 9.8. CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS DE VIGAS T

9.8.1. En la construcción de vigas T, el ala y el alma deberán ser construidas monolíticamente o tener una conexión efectiva.

9.8.2. El ancho efectivo de la losa que actúa como ala de una viga T será:

- a) Menor o igual a la cuarta parte de la longitud de la viga.

máximo esfuerzo y las secciones del tramo donde termina o se dobla el refuerzo adyacente.

8.8.1.4. El refuerzo deberá extenderse, más allá de la sección donde ya no es necesario por cálculo, una distancia igual al peralte efectivo del elemento ó 12 db, la que sea mayor, siempre que desarrolle ld desde el punto de máximo esfuerzo. Se exceptúan los apoyos articulados y los extremos de voladizos.

8.8.1.5. Cuando se use un refuerzo continuo y otro adicional de menor longitud, se deberá cumplir:

a) El refuerzo continuo deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo ld más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.

b) El refuerzo por flexión no deberá terminarse en una zona de tracción, a menos que en el punto de corte el refuerzo que continúa proporcione el doble del área requerida por flexión y que el cortante no exceda las 3/4 partes de lo permitido.

#### 8.8.2. DISPOSICIÓN DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO

8.8.2.1. Por lo menos la tercera parte del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse dentro del apoyo, cumpliendo con el anclaje requerido.

8.8.2.2. En elementos que resistan momentos de sismo, deberá cumplirse que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no sea menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

8.8.2.3. En apoyos simples y en puntos de inflexión, el refuerzo por momento positivo estará limitado a un diámetro tal que el valor de ld calculado según la Sección 8.2.1 sea menor o igual a:

$$ld \leq (Mn / Vu) + la$$

Esta condición no necesita ser satisfecha, si el refuerzo en los apoyos termina más allá de la línea central del apoyo con un gancho estándar o un anclaje mecánico.

En la ecuación anterior:

Mn = Momento nominal provisto por el refuerzo positivo de la sección considerada.

Vu = Fuerza cortante de diseño en la sección considerada.

la = El valor mayor entre d ó 12 db.

#### 8.8.3. DISPOSICIÓN DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

8.8.3.1. El refuerzo por momento negativo en un elemento continuo o en voladizo o en cualquier elemento de un pórtico, deberá anclarse en, o a través de los elementos de apoyo por longitudes de anclaje, ganchos o anclajes mecánicos. El refuerzo que llega hasta el extremo de un volado terminará en gancho estándar.

8.8.3.2. El refuerzo por momento negativo tendrá una longitud de desarrollo dentro del tramo, cumpliendo con las Secciones 8.1 y 8.8.1.4.

8.8.3.3. Por lo menos un tercio del refuerzo total por flexión en el apoyo se extenderá una longitud, más allá del punto de inflexión, mayor o igual al peralte efectivo, 12 db ó 1/16 de la luz del tramo, el que sea mayor.

#### 8.9. EMPALMES EN EL REFUERZO

8.9.1. Los refuerzos se deberán empalmar preferentemente en zonas de esfuerzos bajos. Ver Secciones 7.11.1.4 y 11.3.2.

8.9.2. Los empalmes deberán hacerse sólo como lo requieran o permitan los planos de diseño o las especificaciones técnicas o como lo autorice el Inspector.

8.9.3. Los empalmes podrán ser de diferentes tipos:

- Por traslape.
- Por soldadura.
- Por uniones mecánicas.

#### 8.10. EMPALME POR TRASLAPE

8.10.1. Las barras empalmadas por medio de traslape sin contacto en elementos sujetos a flexión, no debe-

rán estar separadas transversalmente más de 1/5 de la longitud de traslape requerida, ni más de 15 cm.

8.10.2. Los traslapes de barras que forman paquetes deberán basarse en la longitud de traslape requerida para las barras individuales, aumentada en 20% para paquetes de 3 barras y en 33% para paquetes de 4 barras. Los traslapes de las barras individuales dentro de un paquete no deberán coincidir dentro de una misma longitud de traslape.

#### 8.11. EMPALMES TRASLAPADOS DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A TRACCIÓN

8.11.1. La longitud mínima del traslape en los empalmes traslapados en tracción será conforme a los requisitos de los empalmes denominados tipo B o tipo C, pero nunca menor a 30 cm:

Empalme tipo B:  $le = 1,3 ld$   
Empalme tipo C:  $le = 1,7 ld$

donde le es la longitud del empalme y ld es la longitud de desarrollo en tracción.

8.11.2. Los empalmes en zonas de esfuerzos altos deben preferentemente evitarse; sin embargo, si fueran estrictamente necesarios y se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud le, se deberán usar empalmes Tipo B. Si se empalmara más de la mitad de las barras dentro de una longitud le, se deberá usar empalmes Tipo C.

#### 8.12. EMPALMES TRASLAPADOS DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A COMPRESIÓN

La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión indicada anteriormente, pero no será menor a 0,007 fy db ni a 30 cm. Para concretos con f'c menor de 210 Kg/cm<sup>2</sup>, la longitud de empalme será incrementada en un tercio.

#### 8.13. EMPALMES POR SOLDADURA

8.13.1. Los empalmes soldados deberán desarrollar por lo menos el 125% de la resistencia a la fluencia (fy) de las barras.

8.13.2. Los empalmes soldados deberán cumplir con lo indicado en la Sección 3.4.2 y deberán contar con la aprobación del Ingeniero Proyectista y del Inspector.

#### 8.14. EMPALMES POR UNIONES MECANICAS

8.14.1. Un empalme por unión mecánica deberá desarrollar en tracción o compresión, según se requiera, por lo menos un 125% de la resistencia a la fluencia (fy) de la barra.

8.14.2. Los empalmes por uniones mecánicas deberán usarse sólo cuando se empleen dispositivos con patentes debidamente probadas o cuando se obtengan resultados satisfactorios en pruebas debidamente verificadas por el Inspector y aprobadas por el Ingeniero Proyectista.

### CAPÍTULO 4 REQUISITOS GENERALES

#### ARTÍCULO 9 - REQUISITOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO

##### 9.1. MÉTODOS DE DISEÑO

9.1.1. En el diseño de concreto armado, los elementos deberán proporcionarse para una resistencia adecuada de acuerdo a las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia especificados en las Secciones 10.2 y 10.3.

##### 9.2. CARGAS

9.2.1. Las cargas de servicio cumplirán con lo estipulado en la Norma E.020 Cargas y la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

9.2.2. Las cargas de gravedad se podrán combinar de acuerdo a lo siguiente:

a) La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva aplicada simultáneamente en todos los tramos.

- Columnas que tengan como función principal proveer confinamiento a muros de albañilería (Ver la Norma E.070 Albañilería).

f) En columnas cuyas barras longitudinales estén dispuestas a lo largo de una circunferencia, se podrán emplear estribos circulares.

#### **7.12. DETALLES PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL DE ELEMENTOS EN FLEXIÓN**

7.12.1. El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que satisfagan las limitaciones de tamaño y espaciamiento en la Sección 7.11.2.2, o bien con una malla electrosoldada de un área equivalente. Tales estribos deberán emplearse en toda la longitud donde se requiera refuerzo en compresión.

7.12.2. El refuerzo lateral para elementos de pórticos en flexión sujetos a esfuerzos reversibles o a torsión en los apoyos, consistirá en estribos o espirales que se extiendan alrededor del refuerzo en flexión.

### **ARTÍCULO 8 - DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO**

#### **8.1. DESARROLLO DEL REFUERZO-GENERALIDADES**

8.1.1. La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de elementos de concreto armado, deberá desarrollarse a cada lado de dicha sección mediante una longitud de desarrollo, gancho, dispositivo mecánico o una combinación de ellos.

8.1.2. Los ganchos se podrán emplear sólo en el desarrollo de barras en tracción.

#### **8.2. DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A TRACCION**

8.2.1. La longitud de desarrollo básica  $l_{db}$ , en centímetros, será el mayor de los siguientes valores:

$$l_{db} = 0,06 A_b f_y / (f'c)^{1/2}$$

$$l_{db} = 0,006 d_b f_y$$

La longitud de desarrollo  $l_d$  será la obtenida de multiplicar  $l_{db}$  por uno de los siguientes factores:

- Para barras horizontales que tengan por debajo más de 30 cm de concreto fresco: 1,4
- Cuando el refuerzo esté espaciado lateralmente por lo menos 15 cm entre ejes y tenga un recubrimiento lateral de por lo menos 7,5 cm: 0,8

La longitud de desarrollo  $l_d$  no será menor de 30 cm excepto en traslapes, para lo que regirá lo indicado en la Sección 8.9.

#### **8.3. DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A COMPRESION**

8.3.1. La longitud de desarrollo  $l_d$ , en centímetros, será el mayor de los siguientes valores:

$$l_d = 0,08 d_b f_y / (f'c)^{1/2}$$
$$l_d = 0,004 d_b f_y$$

la longitud de desarrollo  $l_d$  no será menor de 20 cm.

#### **8.4. DESARROLLO DE BARRAS EN PAQUETES**

La longitud de desarrollo de cada barra dentro de un paquete de barras sujetas a tracción o compresión, deberá ser aquella de la barra individual, aumentada en 20% para paquetes de 3 barras y en 33% para paquetes de 4 barras.

#### **8.5. DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCION**

8.5.1. Para barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción  $l_{dg}$ , en cm, será:

$$l_{dg} = 318 d_b / (f'c)^{1/2},$$

pero no menor que 8 veces el diámetro de la barra ni que 15 cm.

Esta distancia se medirá desde la sección crítica hasta el borde exterior del dobléz, sobre una línea recta que coincide el eje longitudinal de la barra.

8.5.2. Cuando el recubrimiento lateral de la barra (normal el plano del gancho) es igual o mayor a 65 mm y en el caso de ganchos 90° se tenga además que el recubrimiento en la extensión de la barra es mayor o igual a 50 mm, el valor de  $l_{dg}$  se podrá multiplicar por 0,70, cuando la barra se halla dentro de estribos cerrados, verticales o horizontales, espaciados no más de 3  $d_b$  en toda la longitud  $l_{dg}$ , el valor de  $l_{dg}$  se podrá multiplicar por 0,8. Estos dos factores no son excluyentes.

#### **8.6. DESARROLLO DEL REFUERZO CORRUGADO DE MALLA ELECTROSOLDADA**

8.6.1. La longitud de desarrollo  $l_d$ , en centímetros, de malla de alambre corrugado soldado, medido desde el punto de sección crítica hasta el extremo del alambre, se deberá calcular como el producto de la longitud de desarrollo básica  $l_{db}$  de la Sección 8.6.2 ó 8.6.3 y el factor o factores de modificación aplicables de las Secciones 8.2.1 a) y b); pero  $l_d$  no será menor de 20 cm.

8.6.2. La longitud de desarrollo básica  $l_{db}$ , en centímetros, de malla de alambre corrugado soldado, con por lo menos un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo y a no menos de 5 cm desde el punto de sección crítica, debe ser:

$$0,11 d_b (f_y - 1406) / (f'c)^{1/2} *$$

\* La cifra 1406 en kg/cm<sup>2</sup>

pero no menor de:

$$0,75 (A_w / S_w) [f_y / (f'c)^{1/2}]$$

donde:

$A_w$  = Área de un alambre individual que se debe desarrollar o traslapar, cm<sup>2</sup>

$S_w$  = Separación de los alambres que deben desarrollarse o traslaparse, cm

8.6.3. La longitud de desarrollo básica  $l_{db}$  de malla de alambre corrugado soldado sin alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo, se debe determinar de igual manera que para alambre corrugado.

#### **8.7. ANCLAJE MECANICO**

Se podrá utilizar como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin que este dañe el concreto y previa presentación de pruebas, las que deberán ser aprobadas por el Ingeniero Proyectista y el Inspector.

#### **8.8. CORTE O DOBLADO DEL REFUERZO PARA MIEMBROS SUJETOS A FLEXION**

##### **8.8.1. GENERALIDADES**

8.8.1.1. El refuerzo se puede desarrollar doblándolo en el alma, para anclarlo o hacerlo continuo con el refuerzo de la cara opuesta, o simplemente dejándolo como barra recta con su debido anclaje.

8.8.1.2. En elementos a flexión que resistan momentos de sismo deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la cara inferior, con un área de acero no menor a 1/4 de la máxima requerida en los nudos, ni menor de

$$0,7 [(f'c)^{1/2} / f_y] b_w d$$

Adicionalmente deberá considerarse:

a) Todas las barras que anclen en columnas extremas deberán terminar en gancho estándar.

b) Las barras que se corten en apoyos intermedios sin usar gancho, deberán prolongarse a través de la columna interior. La parte de  $l_d$  que no se halle dentro del núcleo confinado deberá incrementarse multiplicándola por un factor 1,6.

8.8.1.3. Las zonas críticas para el desarrollo del refuerzo en elementos en flexión, serán las secciones de

b) Concreto en contacto con el suelo o expuesto al ambiente:

- Barras de  $\phi 5/8"$  o menores: 4 cm
- Barras de  $\phi 3/4"$  o mayores: 5 cm

c) Concreto no expuesto al ambiente (protegido por un revestimiento) ni en contacto con el suelo (vaciado con encofrado y/o solado):

- Losas o aligerados: 2 cm
- Muros o muros de corte: 2 cm
- Vigas y columnas: 4 cm (\*)
- Cáscaras y láminas plegadas: 2 cm

(\*) El recubrimiento deberá medirse al estribo.

7.9.2. CONCRETO PREFABRICADO (Fabricado bajo condiciones de control en planta).

Se deberá proporcionar el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo:

a) Concreto en contacto con el suelo o expuesto al ambiente:

- Paneles para muros y losas: 2 cm
- Otros elementos:
- Barras mayores de  $\phi 5/8"$ : 4 cm
- Barras de  $\phi 5/8"$  o menores: 3 cm

b) Concreto no expuesto al ambiente ni en contacto con el suelo:

- Paneles para muros y losas: 1,5 cm
- Viguetas: 1,5 cm
- Vigas y columnas: 2 cm (\*)
- Cáscaras y láminas plegadas: 1,5cm

(\*) El recubrimiento deberá medirse a la cara exterior del estribo.

#### 7.9.3. RECUBRIMIENTOS ESPECIALES

En ambientes corrosivos y en otras condiciones severas de exposición deberá aumentarse adecuadamente el espesor de los recubrimientos, tomando además en consideración que deberá proporcionarse un concreto denso.

#### 7.9.4. ESPESOR DE DESGASTE

En superficies expuestas a abrasión, tal como la que produce el tránsito intenso, no se tomará en cuenta como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se le asignará una dimensión no menor que 1,5 cm.

#### 7.9.5. REVESTIMIENTOS

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento.

### 7.10. REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

7.10.1. En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, se deberá proporcionar refuerzo perpendicular a éste para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

7.10.2. Esta armadura deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use:

- Losas donde se usan barras lisas : 0,0025
- Losas donde se usan barras corrugadas con límites de esfuerzo de fluencia menores de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> : 0,0020
- Losas donde se usan barras corrugadas o malla de alambre que tengan intersecciones soldadas, con límites de esfuerzo de fluencia de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> : 0,0018
- Losas donde se usan barras corrugadas con límites de esfuerzo de fluencia mayores que 4200 Kg/cm<sup>2</sup> medidas a una deformación unitaria de fluencia de 0,35% : 0,0018 (4200/fy), no menor de 0,0014

7.10.3. El refuerzo por contracción y temperatura podrá colocarse en una o en las dos caras del elemento, dependiendo del espesor de éste y tomando en cuenta lo indicado en la Sección 7.6.

### 7.11. DETALLES PARA EL REFUERZO DE COLUMNAS

#### 7.11.1. DOBLADO Y TRASLAPE DE BARRAS

7.11.1.1. Las barras longitudinales dobladas debido a un cambio de sección en la columna deberán tener, como máximo, una pendiente de 1 en 6 (1 perpendicular y 6 paralela al eje de la columna), continuando luego con la dirección del eje de la columna.

7.11.1.2. Deberá proporcionarse soporte horizontal adecuado para una barra doblada por cambio de sección, por medio de estribos o espirales o por partes de sistema de entepiso. El soporte horizontal deberá resistir una vez y media el valor de la componente horizontal de la fuerza nomina, en la porción inclinada de la barra que se supone trabaja a su máxima capacidad.

7.11.1.3. Cuando las caras de las columnas tengan un desalineamiento vertical de 7,5 cm o más y las barras longitudinales no se puedan doblar en la forma indicada en los párrafos anteriores, éstas deberán traslaparse con el refuerzo longitudinal de la columna superior.

7.11.1.4. Las barras longitudinales de columna se empalmarán de preferencia dentro de los 2/3 centrales de la altura del elemento, en longitudes según lo indicado en la Sección 8.12.

#### 7.11.2. REFUERZO TRANSVERSAL

Deberá cumplir con los requerimientos de diseño por fuerza cortante y por confinamiento, el refuerzo transversal deberá cumplir con lo indicado a continuación:

##### 7.11.2.1. ESPIRALES

a) Los espirales deberán consistir de barras continuas, espaciadas uniformemente, con un diámetro mínimo de 3/8". El espacio libre entre espirales será como mínimo 2,5 cm y como máximo 7,5 cm.

b) El anclaje del refuerzo en espiral se hará aumentando 1,5 vueltas de la barra en cada extremo.

c) Los empalmes en el refuerzo en espiral serán por traslape, con una longitud mínima de 48 db.

d) El refuerzo en espiral deberá extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del elemento soportado.

e) Siempre deberán colocarse estribos por encima de la terminación del espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco.

f) En columnas con capitales, el refuerzo en espiral se extenderá hasta el nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel es el doble de la columna.

g) El refuerzo en espiral será sujetado firmemente en su lugar y se usarán espaciadores verticales para mantener la alineación.

##### 7.11.2.2. ESTRIBOS

a) Todas las barras longitudinales deberán estar confinadas por estribos cerrados. Ver la Sección 7.1.

b) En columnas, se usarán estribos de 3/8" de diámetro, como mínimo, para el caso de barras longitudinales hasta de 1" y estribos de 1/2" de diámetro, como mínimo, para el caso de barras de diámetros mayores.

c) El espaciamiento máximo entre estribos no deberá exceder ninguno de los siguientes valores: 16 veces el diámetro de la barra longitudinal, la menor dimensión del elemento sujeto a compresión o 30 cm.

d) Los estribos deberán disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina tenga apoyo lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un ángulo comprendido menor o igual a 135° y que ninguna barra esté separada más de 15 cm de otra barra lateralmente apoyada.

e) En estructuras de muros portantes de albañilería cuya rigidez y resistencia en ambas direcciones ante acciones laterales esté dada principalmente por estos, se podrán usar estribos de diámetro 1/4" en:

- Columnas aisladas cuya menor dimensión no exceda de 25 cm.

En un paño de 12 m o más:  $i = \pm 2,5$  cm

Entre 6 m y 12 m, se interpolarán los valores de "i".

6.5.4. La tolerancia admisible en el nivel de las losas entre dos pisos consecutivos no será en ningún punto de mayor de:

$$i = \pm 0,25 (dB)^{1/3}$$

respecto al nivel indicado en los planos de construcción.

6.5.5. La tolerancia admisible en la luz de una viga será mayor de:

$$i = \pm 0,25 (dB)^{1/3}$$

## ARTÍCULO 7 - DETALLES DEL REFUERZO

### 7.1. GANCHO ESTANDAR

El término gancho estándar se emplea en esta Norma para designar:

a) En barras longitudinales:

- Doblez de 180° más una extensión mínima de 4 db, pero no menor de 6.5 cm, al extremo libre de la barra.
- Doblez de 90° más una extensión mínima de 12 db al extremo libre de la barra.

b) En estribos:

- Doblez de 135° más una extensión mínima de 10 db al extremo libre de la barra. En elementos que no resisten acciones sísmicas, cuando los estribos no se requieran por confinamiento, el doblez podrá ser de 90° ó 135° más una extensión de 6db.

### 7.2. DIAMETROS MINIMOS DE DOBLADO

a) En barras longitudinales:

El diámetro del doblez medido a la cara interior de la barra no deberá ser menor a:

Barras $\Phi$ 3/8" a $\Phi$ 1":	6db
Barras $\Phi$ 1 1/8" a $\Phi$ 1 3/8":	8db

b) En estribos:

El diámetro del doblez medido a la cara interior de la barra no deberá ser menor a:

Estribos $\Phi$ 3/8" a $\Phi$ 5/8":	4db
Estribos $\Phi$ 3/4" y mayores:	6db

c) En estribos de malla soldada (corrugada o lisa):

El diámetro interior de los dobleces no deberá ser menor a:

Para alambre corrugado $\Phi$ 6mm o mayor:	4db
Para el resto:	2db
A menos de 4 db de una intersección soldada:	8db

### 7.3. DOBLADO DEL REFUERZO

7.3.1. Todo el refuerzo deberá doblarse en frío. El refuerzo parcialmente embebido dentro del concreto no deberá doblarse, excepto cuando así se indique en los planos de diseño ó lo autorice el Ingeniero Proyectista.

7.3.2. No se permitirá el redoblado del refuerzo.

### 7.4. CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO

7.4.1. En el momento de colocar el concreto, el refuerzo debe estar libre de lado, aceite u otros recubrimientos que puedan afectar adversamente su capacidad de adherencia.

7.4.2. El refuerzo metálico exceptuando el acero de presfuerzo, el refuerzo metálico con óxido, escamas o una combinación de ambas deberá considerarse satisfactorio si las dimensiones mínimas, incluyendo la altura de las corrugaciones o resaltes y el peso de un espécimen de prueba cepillado a mano, no son menores que las especificadas en la Norma ITINTEC 341.031.

### 7.5. COLOCACION DEL REFUERZO

7.5.1. El refuerzo se colocará respetando los recubrimientos especificados en los planos. El refuerzo deberá

asegurarse de manera que durante el vaciado no se produzcan desplazamientos que sobrepasen las tolerancias permisibles.

7.5.2. A menos que el Ingeniero Proyectista indique otros valores, el refuerzo se colocará en las posiciones especificadas dentro de las siguientes tolerancias:

	Tolerancia en d:	Tolerancia en el recubrimiento mínimo:
Para $d < 20$ cm :	$\pm 1,0$ cm	- 1,0 cm
Para $d > 20$ cm :	$\pm 1,2$ cm	- 1,2 cm

debiendo además, la tolerancia para el recubrimiento mínimo no excederá de 1/3 del especificado en los planos. La tolerancia en la ubicación de los puntos de doblado o corte de las barras será de  $\pm 5$  cm.

### 7.6. LIMITES PARA EL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO

7.6.1. El espaciamiento libre entre barras paralelas de una misma capa deberá ser mayor o igual a su diámetro, a 2,5 cm y a 1,3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

7.6.2. En caso que se tengan varias capas paralelas de refuerzo, las barras de las capas superiores deberán alinearse en lo posible con las inferiores, de manera de facilitar el vaciado. La separación libre entre capa y capa de refuerzo será mayor o igual a 2,5 cm.

7.6.3. En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales será mayor ó igual a 1,5 veces su diámetro, a 4 cm y a 1,3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

7.6.4. La limitación de la distancia libre entre barras también se aplicará a la distancia libre entre un traslape y los traslapes o barras adyacentes.

7.6.5. En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a 3 veces el espesor del elemento estructural, sin exceder 45 cm.

7.6.6. El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor ó igual a 5 veces el espesor de la losa, sin exceder de 45 cm.

### 7.7. PAQUETES DE BARRAS

7.7.1. Las barras longitudinales podrán agruparse formando paquetes que actúen como una unidad, debiendo limitarse a un máximo de 4 barras por paquete.

7.7.2. Los paquetes deberán alojarse dentro de estribos cerrados, debiendo además amarrarse todas las barras entre sí.

7.7.3. En elementos sujetos a flexión, las barras de los paquetes que se corten dentro del tramo deberán terminar en puntos distintos y separados por lo menos una distancia de 40 veces su diámetro.

7.7.4. Para determinar el espaciamiento mínimo entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete.

7.7.5. El recubrimiento mínimo para los paquetes de barras deberá ser igual al del diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor de 5 cm. Para concreto vaciado contra el suelo y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento mínimo deberá ser de 7 cm.

### 7.8. DUCTOS Y TENDONES DE PRESFUERZO

La distancia libre entre tendones de presfuerzo en cada extremo del elemento no será menor que 4 db para alambres, ni menor que 3 db para torones.

En el tramo central de la luz puede permitirse un menor espaciamiento. Los ductos para tendones postensados podrán estar en paquetes si se demuestra que se puede hacer un vaciado satisfactorio del concreto y siempre que se hayan tomado las precauciones necesarias para que los tendones no se rompan al ser tensados.

### 7.9. RECUBRIMIENTO PARA EL REFUERZO

#### 7.9.1. CONCRETO VACIADO EN OBRA

Deberá proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo:

- a) Concreto vaciado contra el suelo o en contacto con agua de mar: 7 cm

6.1.3. Los encofrados y sus soportes deberán ser diseñados y contruidos de forma tal que no causen daños a las estructuras colocadas. En su diseño se tendrá en consideración lo siguiente:

- a) Velocidad y procedimiento de colocación del concreto.
- b) Cargas de construcción, verticales horizontales, y de impacto.
- c) Requisitos de los encofrados especiales empleados en la construcción de cáscaras, cúpulas, concreto arquitectónico o elementos similares.
- d) Deflexión, contraflecha, excentricidad y subpresión.
- e) La unión de los puntales y sus apoyos.
- f) Los encofrados para elementos presforzados deberán diseñarse y construirse de manera tal que permitan las deformaciones del elemento sin causarle daño durante la aplicación de la fuerza de presfuerzo.

## 6.2. REMOCION DE ENCOFRADOS Y PUNTALES

6.2.1. Ninguna carga de construcción deberá ser aplicada y ningún puntal o elemento de sostén deberá ser retirado de cualquier parte de la estructura en proceso de construcción, excepto cuando la porción de la estructura en combinación con el sistema de encofrados y puntales que permanece tiene suficiente resistencia como para soportar con seguridad su propio peso y las cargas colocadas sobre ella.

6.2.2. En análisis estructural de los encofrados y los resultados de los ensayos de resistencia deberán ser proporcionados al Inspector cuando él lo requiera.

6.2.3. Ninguna carga de construcción que exceda la combinación de las cargas muertas sobreimpuestas más las cargas vivas especificadas deberá ser aplicada a alguna porción no apuntalada de la estructura en construcción, a menos que el análisis indique que existe una resistencia adecuada para soportar tales cargas adicionales.

6.2.4. En los elementos de concreto presforzado, los soportes del encofrado podrán ser removidos cuando se haya aplicado suficiente presfuerzo para que dichos elementos soporten su peso propio y las cargas de construcción previstas.

## 6.3. CONDUCTOS Y TUBERIAS EMBEBIDOS EN EL CONCRETO

6.3.1. Dentro de las limitaciones de la Sección 6.3, podrán ser embebidos en el concreto conductos, tuberías y manguitos de cualquier material no dañino para éste, previa aprobación del Inspector y siempre que se considere que ellos no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado.

6.3.2. No se deberá embeber en el concreto estructural conductos o tuberías de aluminio, a menos que se disponga de un recubrimiento o sistema de protección que prevenga la reacción aluminio-concreto o la acción electrofónica entre el aluminio y el acero.

6.3.3. Las tuberías y conductos, incluidos sus accesorios, que estén embebidos en una columna, no deberán desplazar más del 4% del área de la sección transversal que se utiliza para el cálculo de la resistencia o que se requiera como protección contra incendios.

6.3.4. Excepto en el caso que la ubicación de conductos y tuberías sea aprobada por el Ingeniero Proyectista, cuando éstos se encuentren embebidos en una losa, muro o viga deberán satisfacer las siguientes condiciones:

- a) El diámetro exterior no deberá ser mayor de un tercio del espesor total de la losa, muro o viga en la que estén embebidos.
- b) La distancia libre entre elementos no deberá ser menor de tres diámetros o ancho entre centros.
- c) Su presencia en el elemento estructural no deberá disminuir significativamente la resistencia de la construcción.

6.3.5. Puede considerarse que las tuberías, conductos o manguitos reemplazan estructuralmente en compresión al concreto desplazado siempre que:

- a) Ellos no estén expuestos a procesos de oxidación u otras formas de deterioro.
- b) Sean de fierro o acero no revestido o galvanizado, con un espesor no sea menor que aquél que corresponde al de la tubería estándar de acero Schedule 40.

c) Tengan un diámetro interior nominal no mayor de 50 mm estén espaciados no menos de tres diámetros entre centros.

6.3.6. Adicionalmente a los requisitos indicados en la Sección 6.3, las tuberías que van a contener líquidos, gases o vapor podrán ser embebidas en el concreto estructural siempre que se cumplan las siguientes condiciones adicionales:

- a) Las tuberías y uniones deberán ser diseñadas para poder resistir los efectos del material, la presión y la temperatura a las cuales han de estar sometidas.
- b) La temperatura del líquido, gas o vapor no deberá exceder de 66°C.
- c) La presión máxima a la que las tuberías y uniones estarán sometidas no excederá de 14 Kg/cm<sup>2</sup> sobre la presión atmosférica.

6.3.7. Antes de la colocación del concreto, se asegurará mediante pruebas que no existan pérdidas en las tuberías. Estas pruebas cumplirán con lo dispuesto en la Norma S.200 Instalaciones Sanitarias.

6.3.8. Ningún líquido, gas o vapor, a excepción de agua, cuya temperatura exceda 32°C, ni 3,5 kg/cm<sup>2</sup>, deberá ser introducido a las tuberías hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño.

6.3.9. En las losas macizas, las tuberías deberán colocarse entre el refuerzo superior y el inferior. Se exceptúa a los casos de tuberías para radiar calor o fundir nieve.

6.3.10. El recubrimiento de concreto de las tuberías y accesorios no será menor de 4 cm para concreto en contacto con el terreno o el ambiente exterior ni de 2 cm para el concreto no expuesto al exterior o al contacto con el suelo.

6.3.11. Se colocará refuerzo perpendicular a la tubería de por lo menos 0.002 veces el área de la sección de concreto.

6.3.12. La tubería y los accesorios se acoplarán mediante soldadura u otro método igualmente satisfactorio. No se permitirán uniones roscadas. La tubería será trabada e instalada de tal manera que no se requiera que las barras de refuerzo se corten, doblen o desplacen fuera de su ubicación adecuada.

## 6.4. JUNTAS DE CONSTRUCCION

6.4.1. Las superficies de las juntas de construcción deberán ser limpiadas y se eliminará la lechada superficial.

6.4.2. Inmediatamente antes de la colocación del nuevo concreto, las juntas de construcción deberán ser humedecidas y el exceso de agua deberá eliminado.

6.4.3. Las juntas de construcción deberán ser hechas y estar ubicadas de tal manera que no disminuyan la resistencia del elemento estructural. Deberán tomarse medidas para la transferencia del cortante y otras fuerzas.

6.4.4. Las juntas de construcción en entresijos deberán estar ubicadas en el tercio central de la luz de losas y vigas. Las juntas en vigas principales, en caso existan vigas transversales dentro de un mismo paño, deberán estar a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas transversales indicadas.

6.4.5. Las vigas principales y secundarias, las ménsulas y los capiteles, deberán ser vaciadas monolíticamente como parte del sistema de losas, a menos que otro procedimiento sea indicado en los planos o especificaciones de obra.

## 6.5. TOLERANCIAS

6.5.1. En las fórmulas que siguen, "i" es la tolerancia en cm y "dB" es la dimensión considerada para establecer su tolerancia en cm.

6.5.2. Las tolerancias para las dimensiones de la sección transversal de vigas, columnas, zapatas y espesor de losas, muros y zapatas estarán dadas por:

$$i = \pm 0,25 (dB)^{1/3}$$

6.5.3. La tolerancia para la posición de los ejes de columnas, muros y tabiques respecto a los ejes indicados en los planos de construcción será:

En un paño ó 6 m o menos:  $i = \pm 1,3 \text{ cm}$

5.5.7. El vaciado de las vigas y losas no se efectuará antes que el concreto de los elementos que le sirven de apoyo haya pasado del estado plástico al sólido. El tiempo mínimo será de 3 horas después del vaciado de estos últimos.

#### 5.6. CONSOLIDACION

5.6.1. El concreto deberá ser cuidadosamente consolidado durante su colocación, debiendo acomodarse alrededor de las barras de refuerzo y los elementos embebidos y en las esquinas de los encofrados.

5.6.2. Los vibradores no deberán usarse para desplazar lateralmente el concreto en los encofrados.

#### 5.7. PROTECCION

5.7.1. A menos que se emplee métodos de protección adecuados autorizados por el Inspector, el concreto no deberá ser colocado durante lluvias, nevadas o granizadas.

5.7.2. No se permitirá que el agua de lluvia incremente el agua de mezclado o dañe el acabado superficial del concreto.

5.7.3. Se deberá considerar lo indicado en la Sección 5.9 cuando la temperatura ambiente media esté por debajo de 5°C y lo indicado en la Sección 5.10 cuando esté por encima de 28°C.

5.7.4. La temperatura del concreto al ser colocado no deberá ser tan alta como para causar dificultades debidas a pérdida de asentamiento, fragua instantánea o juntas frías. Además, no deberá ser mayor de 32°C.

5.7.5. Cuando la temperatura interna del concreto durante el proceso de hidratación exceda el valor de 32°, deberán tomarse medidas para proteger al concreto, las mismas que deberán ser aprobadas por el Inspector.

5.7.6. La temperatura de los encofrados metálicos y el acero de refuerzo no deberá ser mayor de 50°C.

#### 5.8. CURADO

5.8.1. El concreto deberá ser curado y mantenido sobre los 10°C por lo menos durante los 7 primeros días después de su colocación, tiempo que podrá reducirse a 3 días en el caso de concreto de alta resistencia inicial. Si se usa cemento tipo 1P, 1PM o puzolánico el curado debe mantenerse como mínimo los primeros 10 días. El curado podrá suspenderse si el concreto de probetas curadas bajo condiciones de obra hubiera alcanzado un valor equivalente o mayor al 70% de la resistencia de diseño especificada.

5.8.2. Los sistemas de curado deberán estar indicados en las especificaciones técnicas.

5.8.3. Un sistema de curado podrá ser reemplazado por cualquier otro después de un día de aplicación del primero, con aprobación del Inspector, cuidando de evitar el secado superficial durante la transición.

5.8.4. Se mantendrán los encofrados húmedos hasta que puedan ser retirados sin peligro para el concreto. Después de retirar los encofrados, el concreto deberá ser curado hasta la finalización del tiempo indicado en la Sección 5.8.1.

5.8.5. El curado empleando vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad u otros procedimientos aceptados podrá ser empleado para acelerar el desarrollo de resistencia y reducir el tiempo de curado.

5.8.6. Durante el período de curado el concreto deberá ser protegido de daños por acciones mecánicas tales como esfuerzos originados por cargas, impactos o excesivas vibraciones. Todas las superficies del concreto ya terminadas deberán ser protegidas de daños originados por el equipo de construcción, materiales o procedimientos constructivos, procedimientos de curado o de la acción de lluvias o aguas de escorrentía. Las estructuras no deberán ser cargadas de manera de sobre esforzar el concreto.

5.8.7. El Inspector podrá solicitar ensayos de resistencia en compresión adicionales para certificar que el procedimiento de curado empleado haya permitido obtener los resultados deseados.

#### 5.9. REQUISITOS GENERALES EN CLIMAS FRIOS

5.9.1. Para los fines de esta Norma se considera como clima frío a aquel en que, en cualquier época del año, la temperatura ambiente pueda estar por debajo de 5°C.

5.9.2. Durante el proceso de colocación, además de lo indicado en las secciones correspondientes de esta Norma, se tomarán las siguientes precauciones.

a) El concreto deberá fabricarse con aire incorporado.  
b) Deberá tenerse en obra equipo adecuado para calentar el agua y/o el agregado, así como para proteger el concreto cuando la temperatura ambiente esté por debajo de 5°C.

c) En el caso de usar concretos de alta resistencia, el tiempo de protección no será menor de 4 días.

d) Todos los materiales integrantes del concreto, así como las barras de refuerzo, material de relleno y suelo con el cual el concreto ha de estar en contacto deberán estar libres de nieve, granizo y hielo.

e) Los materiales congelados, así como aquellos que tienen hielo, no deberán ser empleados.

5.9.3. En climas fríos, la temperatura del concreto al momento de ser entregado en el punto de colocación, deberá estar dentro de los siguientes límites:

TEMPERATURA AMBIENTE (°C)	TEMPERATURA MÍNIMA DEL CONCRETO (°C)	
	Secciones cuya menor dimensión es menor de 30 cm	Secciones cuya menor dimensión es mayor de 30 cm
5 a -1	16	10
-1 a -18	18	13
bajo -18	21	16

5.9.4. Si el agua o el agregado son calentados, el agua deberá ser combinada con el agregado en la mezcladora antes de añadir el cemento.

5.9.5. Cuando la temperatura del medio ambiente es menor de 5°C, la temperatura del concreto ya colocado deberá ser mantenida sobre 10°C durante el período de curado.

5.9.6. Se tomarán precauciones para mantener al concreto dentro de la temperatura requerida sin que se produzcan daños debidos a la concentración de calor. No se utilizará dispositivos de combustión durante las primeras 24 horas, a menos que se tomen precauciones para evitar la exposición del concreto a gases que contengan bióxido de carbono.

#### 5.10. REQUISITOS GENERALES EN CLIMAS CALIDOS

5.10.1. Para los fines de esta Norma se considera clima cálido cualquier combinación de alta temperatura ambiente (28°C), baja humedad relativa y alta velocidad del viento, que tienda a perjudicar la calidad del concreto fresco o endurecido o que de cualquier otra manera provoque el desarrollo de modificaciones en las propiedades de éste.

5.10.2. Durante el proceso de colocación del concreto en climas cálidos, deberá darse adecuada atención a la temperatura de los ingredientes, así como a los procesos de producción, manejo, colocación, protección y curado a fin de prevenir en el concreto temperaturas excesivas que pudieran impedir alcanzar la resistencia requerida o el adecuado comportamiento del elemento estructural.

5.10.3. A fin de evitar altas temperaturas en el concreto, pérdidas de asentamiento, fragua instantánea o formación de juntas, podrán enfriarse los ingredientes del concreto antes del mezclado o utilizar hielo, en forma de pequeños gránulos o escamas, como sustituto de parte del agua del mezclado.

5.10.4. En climas cálidos se deberán tomar precauciones especiales en el curado para evitar la evaporación del agua de la mezcla.

#### ARTÍCULO 6 - ENCOFRADOS, ELEMENTOS EMBEBIDOS Y JUNTAS

##### 6.1. ENCOFRADOS

6.1.1. Los encofrados deberán permitir obtener una estructura que cumpla con los perfiles, niveles, alineamiento y dimensiones requeridos por los planos y las especificaciones técnicas. Los encofrados y sus soportes deberán estar adecuadamente arriostrados.

6.1.2. Los encofrados deberán ser lo suficientemente impermeables como para impedir pérdidas de lechada o mortero.

**TABLA 4.4.4**  
**CONTENIDO MAXIMO DE ION CLORURO**

TIPO DE ELEMENTO	Contenido máximo de ión cloruro soluble en agua en el concreto, expresado como % en peso del cemento
Concreto pretensado:	0,06
Concreto armado expuesto a la acción de cloruros:	0,10
Concreto armado no protegido que puede estar sometido a un ambiente húmedo pero no expuesto a cloruros (incluye ubicaciones donde el concreto puede estar ocasionalmente húmedo tales como cocinas, garajes, estructuras ribereñas y áreas con humedad potencial por condensación):	0,15
Concreto armado que deberá estar seco o protegido de la humedad durante su vida por medio de recubrimientos impermeables:	0,80

#### ARTÍCULO 5 - CONCRETO EN OBRA

##### 5.1. PREPARACIÓN PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO

5.1.1. Antes de iniciar el proceso de preparación y colocación del concreto se deberá verificar que:

- Las cotas y dimensiones de los encofrados y los elementos estructurales correspondan con las de los planos.
- Las barras de refuerzo, el material de las juntas, los anclajes y los elementos embebidos estén correctamente ubicados.
- La superficie interna de los encofrados, las barras de refuerzo y los elementos embebidos estén limpios y libres de restos de mortero, concreto, nieve, hielo, escamas de óxidos, aceite, grasas, pinturas, escombros y cualquier elemento o sustancia perjudicial para el concreto.
- Los encofrados estén terminados, adecuadamente arriostrados, humedecidos y/o aceitados.
- Se ha retirado toda el agua, nieve y hielo de los lugares que van a ser ocupados por el concreto.
- La superficie de las unidades de albañilería que van a estar en contacto con el concreto estén adecuadamente tratada.
- Se cuente en obra con todos los materiales necesarios y con el número suficiente de los equipos a ser empleados en el proceso de colocación. Estos deberán encontrarse limpios y en perfectas condiciones de uso.
- Se haya eliminado la lechada endurecida y todo otro material defectuoso o suelto antes de colocar un nuevo concreto contra concreto endurecido.

##### 5.2. MEDIDA DE LOS MATERIALES

5.2.1. La medida de los materiales en la obra deberá realizarse por medios que garanticen la obtención de las proporciones especificadas.

##### 5.3. MEZCLADO

5.3.1. Cada tanda debe ser cargada en la mezcladora de manera tal que el agua comience a ingresar antes que el cemento y los agregados. El agua continuará fluyendo por un período, el cual puede prolongarse hasta finalizar la primera cuarta parte del tiempo de mezclado especificado.

5.3.2. El material de una tanda no deberá comenzar a ingresar a la mezcladora antes de que la totalidad de la anterior haya sido descargada.

5.3.3. El concreto deberá ser mezclado en una mezcladora capaz de lograr una combinación total de los materiales, formando una masa uniforme dentro del tiempo especificado y descargando el concreto sin segregación.

5.3.4. En el proceso de mezclado se deberá cumplir lo siguiente:

- El equipo de mezclado deberá ser aprobado por el Inspector.
- La mezcladora deberá ser operada a la capacidad y al número de revoluciones por minuto recomendados por el fabricante.

c) La tanda no deberá ser descargada hasta que el tiempo de mezclado se haya cumplido. Este tiempo no será menor de 90 segundos después del momento en que todos los materiales estén en el tambor.

5.3.5. En la incorporación de aditivos a la mezcladora se tendrá en consideración lo siguiente:

a) Los aditivos químicos deberán ser incorporados a la mezcladora en forma de solución empleando, de preferencia, equipo dispersante mecánico. La solución deberá ser considerada como parte del agua de mezclado.

b) Los aditivos minerales podrán ser pesados o medidos por volumen, de acuerdo a las recomendaciones del fabricante.

c) Si se van a emplear dos o más aditivos en el concreto, ellos deberán ser incorporados separadamente a fin de evitar reacciones químicas que puedan afectar la eficiencia de cada uno de ellos o las propiedades del concreto.

5.3.6. El concreto deberá ser mezclado en cantidades adecuadas para su empleo inmediato. El concreto cuyo fraguado ya se ha iniciado en la mezcladora no deberá ser remezclado ni utilizado. Por ningún motivo deberá agregarse agua adicional a la mezcla.

5.3.7. El concreto premezclado deberá ser dosificado, mezclado, transportado, entregado y controlado de acuerdo a la Norma ASTM C94. No se podrá emplear concreto que tenga más de 1 1/2 horas mezclándose desde el momento en que los materiales comenzaron a ingresar al tambor mezclador.

5.3.8. Se deberá anotar en el Registro de Obra:

- El número de tandas producidas.
- Las proporciones de los materiales empleados.
- La fecha y hora y la ubicación en el elemento estructural del concreto producido.
- Cualquier condición especial de los procesos de mezclado y colocación.

##### 5.4. TRANSPORTE

5.4.1. El concreto deberá ser transportado desde la mezcladora hasta su ubicación final en la estructura tan rápido como sea posible y empleando procedimientos que prevengan la segregación y la pérdida de materiales y garanticen la calidad deseada para el concreto.

5.4.2. El equipo deberá ser capaz de proporcionar, sin interrupciones, un abastecimiento de concreto en el punto de colocación.

5.4.3. Los camiones mezcladores y las unidades agitadoras y no agitadoras, así como su procedimiento de operación, deberán cumplir con lo indicado en la Norma ASTM C94.

##### 5.5. COLOCACION

5.5.1. El concreto deberá ser colocado tan cerca como sea posible de su ubicación final, a fin de evitar segregación debida a remanipuleo o flujo.

5.5.2. El concreto no deberá ser sometido a ningún procedimiento que pueda originar segregación.

5.5.3. El proceso de colocación deberá efectuarse en una operación continua o en capas de espesor tal que el concreto no sea depositado sobre otro que ya haya endurecido lo suficiente para originar la formación de juntas o planos de vaciado dentro de la sección.

5.5.4. La operación de colocación deberá continuar hasta que se complete un paño o sección definido por sus límites o juntas predeterminadas. Si la sección no pudiera ser terminada en un vaciado continuo, las juntas de construcción deberán hacerse de acuerdo a lo indicado en la Sección 6.4.

5.5.5. El concreto que ha endurecido parcialmente o haya sido contaminado por sustancias extrañas no deberá ser colocado. Igualmente no será colocado el concreto retemplado o aquel que haya sido remezclado después de iniciado el fraguado.

5.5.6. Los separadores temporales internos de los encofrados podrán ser retirados cuando el concreto colocado haya alcanzado el nivel que haga su permanencia innecesaria. Pueden permanecer embebidos en el concreto únicamente si no son dañinos a éste y se cuente con la autorización del Inspector.

das bajo condiciones de obra, con la finalidad de verificar la calidad de los procesos de curado y protección del concreto.

4.6.5.2. El curado de las probetas bajo condiciones de obra deberá realizarse en condiciones similares a las del elemento estructural al cual ellas representan.

4.6.5.3. Las probetas que han de ser curadas bajo condiciones de obra deberán ser moldeadas al mismo tiempo y de la misma muestra de concreto con la que se preparan las probetas a ser curadas en el laboratorio.

4.6.5.4. Deberá procederse a mejorar los procesos de protección y curado del concreto en todos aquellos casos en los que la resistencia en compresión de las probetas curadas bajo condiciones de obra, a la edad elegida para la determinación de la resistencia promedio, sea inferior al 85% de la de las probetas compañeras curadas en laboratorio. Este requisito se obviará si la resistencia en compresión de las probetas curadas bajo condiciones de obra es mayor en 35 Kg/cm<sup>2</sup> a la resistencia de diseño.

#### 4.6.6. INVESTIGACIÓN DE LOS RESULTADOS DUDOSOS

4.6.6.1. Si cualquier ensayo de resistencia en compresión de probetas curadas en el laboratorio está por debajo de la resistencia de diseño en más de 35 kg/cm<sup>2</sup> o si los resultados de los ensayos de las probetas curadas bajo condiciones de obra indican deficiencias en la protección o el curado, el Inspector dispondrá medidas que garanticen que la capacidad de carga de la estructura no está comprometida.

4.6.6.2. Si se confirma que el concreto tiene una resistencia en compresión menor que la especificada y los cálculos indican que la capacidad de carga de la estructura puede estar comprometida, deberán realizarse ensayos en testigos extraídos del área cuestionada. En este caso se tomarán tres testigos por cada ensayo de resistencia en compresión que está por debajo de la resistencia de diseño en más de 35 kg/cm<sup>2</sup>. Los testigos se extraerán de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.059.

4.6.6.3. Si el concreto de la estructura va a estar seco en condiciones de servicio, los testigos deberán secarse al aire por siete días antes de ser ensayados en estado seco. Si el concreto de la estructura va a estar húmedo en condiciones de servicio, los testigos deberán estar sumergidos en agua no menos de 40 horas y ensayarse húmedos.

4.6.6.4. El concreto del área representada por los testigos se considerará estructuralmente adecuado si el promedio de los tres testigos es igual a por lo menos el 85% de la resistencia de diseño y ningún testigo es menor del 75% de la misma. El Inspector podrá ordenar nuevas pruebas a fin de comprobar la precisión de las mismas en zonas de resultados dispersos.

4.6.6.5. Si no se cumplen los requisitos de la sección anterior y las condiciones estructurales permanecen en duda, el Inspector dispondrá que se realicen pruebas de

carga para la parte cuestionada de la estructura o tomará otra decisión adecuada a las circunstancias, de acuerdo a lo indicado en el Capítulo 23.

**TABLA 4.4.1**  
**CONCRETO RESISTENTE A LAS HELADAS**  
**AIRE TOTAL**

TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL (*)	CONTENIDO DE AIRE, EN %			
	EXPOSICIÓN SEVERA		EXPOSICIÓN MODERADA	
	TOTAL	ATRAPADO	TOTAL	ATRAPADO
3/8"	7,5	3,0	6,0	3,0
1/2"	7,0	2,5	5,5	2,5
3/4"	6,0	2,0	5,0	2,0
1"	6,0	1,5	4,5	1,5
1 1/2"	5,5	1,0	4,5	1,0
2" (**)	5,0	0,5	4,0	0,5
3" (**)	4,5	0,3	3,5	0,3
6" (**)	4,0	0,2	3,0	0,2

(\*) Ver la Norma ASTM C33 para tolerancias en los diversos tamaños máximos nominales.

(\*\*) Todos los valores de la tabla corresponden al total de la mezcla.

Cuando se ensaya estos concretos, sin embargo, el agregado mayor de 1 1/2" es removido manualmente o por cernido húmedo y el contenido de aire es determinado para la fracción menor de 1 1/2", aplicándose las tolerancias en el contenido de aire a este valor.

El contenido total de aire de la mezcla es calculado a partir del valor de la fracción menor de 1 1/2".

**TABLA 4.4.2**  
**CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICIÓN**

CONDICIONES DE EXPOSICIÓN	RELACIÓN AGUA/CEMENTO MÁXIMA
Concreto de baja permeabilidad:	
a) Expuesto a agua dulce:	0,50
b) Expuesto a agua de mar o aguas salobres:	0,45
c) Expuesto a la acción de aguas cloacales (*):	0,45
Concreto expuesto a procesos de congelación y deshielo en condición húmeda :	
a) Sardineles, cunetas, secciones delgadas:	0,45
b) Otros elementos:	0,50
Protección contra la corrosión de concreto expuesto a la acción de agua de mar, aguas salobres o neblina o rocío de esta agua:	0,40
Si el recubrimiento mínimo se incrementa en 15 mm:	0,45

(\*) La resistencia  $f'c$  no deberá ser menor de 245 Kg/cm<sup>2</sup>, por razones de durabilidad.

**TABLA 4.4.3**

#### CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS

Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO <sub>4</sub> ) <sup>1</sup> , presente en el suelo, % en peso	Sulfato (SO <sub>4</sub> ) En agua p.p.m.	Tipo de cemento	Concreto con agregado de peso normal Relación máxima agua/cemento en peso	Concreto con agregados de peso normal y ligero Resistencia mínima a compresión, $f'c$ MPa <sup>1</sup>
Despreciable Moderado <sup>2</sup>	0,00 ≤ SO <sub>4</sub> < 0,10 0,10 ≤ SO <sub>4</sub> < 0,20	0,00 ≤ SO <sub>4</sub> < 150 150 ≤ SO <sub>4</sub> < 1500	-- II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	-- 0,50	-- 28
Severo Muy Severo	0,20 ≤ SO <sub>4</sub> < 2,00 SO <sub>4</sub> > 2,00	1500 ≤ SO <sub>4</sub> < 10000 SO <sub>4</sub> > 1000	V V más puzolana <sup>3</sup>	0,45 0,45	31 31

<sup>1</sup> Puede requerirse una relación agua-cemento menor o una resistencia más alta para lograr baja permeabilidad, protección contra la corrosión de elementos metálicos embebidos, o contra congelamiento y deshielo (Tabla 4.4.2).

<sup>2</sup> Agua de mar.

<sup>3</sup> 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 Cementos Tipo V.

**TABLA 4.3.2b**  
**RESISTENCIA A LA COMPRESION PROMEDIO**  
**REQUERIDA (Kg/cm2)**

$f_c$	$f_{cr}$
menos de 210	$f_c + 70$
210 a 350	$f_c + 84$
sobre 350	$f_c + 98$

#### 4.3.3. SELECCION DE LAS PROPORCIONES POR MEZCLAS DE PRUEBA

4.3.3.1. Si no se tuvieran los requisitos o éstos no cumplieran con lo indicado en la sección anterior, se podrá proporcionar la mezcla mediante la elaboración de mezclas de prueba. En éstas se tendrá en consideración las siguientes limitaciones:

- Los materiales utilizados y las combinaciones de los mismos serán aquellos a utilizarse en obra.
- Las mezclas de prueba deberán prepararse empleando no menos de tres diferentes relaciones agua-cemento o contenidos de cemento, a fin de obtener un rango de resistencias dentro del cual se encuentre la resistencia promedio deseada.
- El asentamiento de mezclas de prueba deberá estar dentro del rango de más o menos 20 mm del máximo permitido.
- Para cada mezcla de prueba deberán prepararse y curarse por lo menos 3 probetas para cada edad de ensayo. Se seguirá lo indicado en la Norma ASTM C192.
- En base a los resultados de los ensayos de las probetas, deberán construirse curvas que muestren la interrelación entre la relación agua-cemento o el contenido de cemento y la resistencia en compresión. La relación agua-cemento máxima o el contenido de cemento mínimo seleccionado deberá ser aquel que en la curva muestre que se ha de tener la resistencia promedio requerida. Se tendrá en consideración lo indicado en la Sección 4.4.

#### 4.4. CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICIÓN

4.4.1. Los concretos sometidos a procesos de congelación y deshielo deberán tener aire incorporado. El contenido de aire total como suma de aire incorporado más aire atrapado será el indicado en la Tabla 4.4.1, dentro de una tolerancia de  $\pm 1.5$ . Para resistencias a la compresión  $f_c$  mayores de 350 Kg/cm<sup>2</sup>, se puede reducir en 1,0 el porcentaje de aire total indicado en la Tabla 4.4.1.

4.4.2. Si se requiere un concreto de baja permeabilidad, o si el concreto ha de estar sometido a procesos de congelación y deshielo en condición húmeda, se deberá cumplir con los requisitos indicados en la Tabla 4.4.2.

4.4.3. El concreto que va a estar expuesto a la acción de soluciones que contienen sulfatos, deberá cumplir con los requisitos indicados en la Tabla 4.4.3. No se empleará cloruro de calcio como aditivo en este tipo de concreto.

4.4.4. La máxima concentración de ion cloruro soluble en agua que debe haber en un concreto a las edades de 28 a 42 días, expresada como la suma de los aportes de todos los ingredientes de la mezcla, no deberá exceder los límites indicados en la Tabla 4.4.4. El ensayo para determinar el contenido de ion cloruro deberá cumplir con lo indicado por la Federal Highway Administration Report N° FHWA-RD-77-85 «Sampling and Testing For Chloride Ion in Concrete».

4.4.5. Si el concreto armado ha de estar expuesto a la acción de aguas salobres, agua de mar o rocío o neblina proveniente de éstas, deberán cumplirse los requisitos de la Tabla 4.4.2 para la selección de la relación agua-cemento. La elección de recubrimientos mínimos para el refuerzo deberá ser compatible con el tipo de exposición.

#### 4.5. REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO

4.5.1. Durante el proceso de construcción de la obra, se podrá reducir el valor en el que la resistencia promedio excede a la resistencia de diseño siempre que:

- Se disponga durante el proceso constructivo de 30 ó más resultados de ensayos de probetas curadas bajo condiciones de laboratorio y el promedio de éstos exceda a la resistencia promedio seleccionada de acuerdo a lo indicado en la Sección 4.3.2a).

- Se disponga durante el proceso constructivo de los resultados de 15 a 29 ensayos de probetas curadas bajo condiciones de laboratorio y el promedio de éstos exceda a la resistencia promedio seleccionada de acuerdo a lo indicado en la Sección 4.3.2b).

- Se cumplan los requisitos indicados en la Sección 4.4.

#### 4.6. EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO

##### 4.6.1. CLASE DE CONCRETO

4.6.1.1. Para la selección del número de muestras de ensayo, se considerará como «clase de concreto» a:

- Las diferentes calidades de concreto requeridas por resistencia en compresión.
- Para una misma resistencia en compresión, las diferentes calidades de concreto obtenidas por variaciones en el tamaño máximo del agregado grueso, modificaciones en la granulometría del agregado fino o utilización de cualquier tipo de aditivo.
- El concreto producido por cada uno de los equipos de mezclado utilizados en la obra.

##### 4.6.2. FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS

4.6.2.1. Las muestras para ensayos de resistencia en compresión de cada clase de concreto colocado cada día deberán ser tomadas:

- No menos de una muestra de ensayo por día.
- No menos de una muestra de ensayo por cada 50 metros cúbicos de concreto colocado.
- No menos de una muestra de ensayo por cada 300 metros cuadrados de área superficial para pavimentos o losas.
- No menos de una muestra de ensayo por cada cinco camiones cuando se trate de concreto premezclado.

4.6.2.2. Si el volumen total de concreto de una clase dada es tal que la cantidad de ensayos de resistencia en compresión ha de ser menor de cinco, el Inspector ordenará ensayos de por lo menos cinco tandas tomadas al azar, o de cada tanda si va a haber menos de cinco.

4.6.2.3. En elementos que no resistan fuerzas de sismo, si el volumen total de concreto de una clase dada es menor de 40 metros cúbicos, el Inspector podrá disponer la supresión de los ensayos de resistencia en compresión si, a su juicio, está garantizada la calidad del concreto.

##### 4.6.3. PREPARACIÓN DE LAS PROBETAS DE ENSAYO

4.6.3.1. Las muestras de concreto a ser utilizadas se tomarán de acuerdo al procedimiento indicado en la Norma ITINTEC 339.036. Las probetas serán moldeadas de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.033.

##### 4.6.4. ENSAYO DE PROBETAS CURADAS EN LABORATORIO

4.6.4.1. Las probetas curadas en el laboratorio seguirán las recomendaciones de la Norma ASTM C192 y serán ensayadas de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.034.

4.6.4.2. Se considerarán satisfactorios los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión a los 28 días de una clase de concreto si se cumplen las dos condiciones siguientes:

- El promedio de todas las series de tres ensayos consecutivos es igual o mayor que la resistencia de diseño.
- Ningún ensayo individual de resistencia está por debajo de la resistencia de diseño por más de 35 Kg/cm<sup>2</sup>.

4.6.4.3. Si no se cumplieran los requisitos de la sección anterior, el Inspector dispondrá las medidas que permitan incrementar el promedio de los siguientes resultados. Adicionalmente, de no cumplirse los requisitos de la Sección 4.6.4.2b), deberá aplicarse lo indicado en la Sección 4.6.6.

##### 4.6.5. ENSAYO DE PROBETAS CURADAS EN OBRA

4.6.5.1. El Inspector podrá solicitar resultados de ensayos de resistencia en compresión de probetas cura-

- a) No se aceptará en obra bolsas de cemento cuyas envolturas estén deterioradas o perforadas.
- b) El cemento en bolsas se almacenará en obra en un lugar techado, fresco, libre de humedad, sin contacto con el suelo. Se almacenará en pilas de hasta 10 bolsas y se cubrirá con material plástico u otros medios de protección.
- c) El cemento a granel se almacenará en silos metálicos, aprobados por la Inspección, cuyas características impedirán el ingreso de humedad o elementos contaminantes.

3.6.3. Los agregados se almacenarán o apilarán de manera de impedir la segregación de los mismos, su contaminación con otros materiales o su mezclado con agregados de características diferentes.

3.6.4. Las barras de acero de refuerzo, alambre, tendones y ductos metálicos se almacenarán en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad, tierra, sales, aceite y grasas.

3.6.5. Los aditivos serán almacenados siguiendo las recomendaciones del fabricante. Se prevendrá la contaminación, evaporación o deterioro de los mismos. Los aditivos líquidos serán protegidos de temperaturas de congelación y de cambios de temperatura que puedan afectar sus características.

Los aditivos no deberán ser almacenados en obra por un período mayor de seis meses desde la fecha del último ensayo. En caso contrario, deberán reensayarse para evaluar su calidad antes de su empleo.

Los aditivos cuya fecha de vencimiento se ha cumplido no serán utilizados.

### 3.7. ENSAYO DE LOS MATERIALES

3.7.1. El Inspector podrá ordenar, en cualquier etapa de la ejecución del proyecto, ensayos de certificación de la calidad de los materiales empleados.

El muestreo y ensayo de los materiales se realizará de acuerdo a las Normas ITINTEC correspondientes.

3.7.2. Los resultados de certificación de calidad de los materiales utilizados se registrarán de acuerdo a lo indicado en la Sección 1.3.3.4.

## CAPÍTULO 3 REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

### ARTÍCULO 4 - REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

#### 4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

4.1.1. La selección de las proporciones de los materiales que intervienen en la mezcla deberá permitir que el concreto alcance la resistencia en compresión promedio determinada en la Sección 4.3.2. El concreto será fabricado de manera de reducir al mínimo el número de valores de resistencia por debajo del  $f'c$  especificado, como se establece en la Sección 4.6.4.2.

4.1.2. La verificación del cumplimiento de los requisitos para  $f'c$  se basará en los resultados de probetas de concreto preparadas y ensayadas de acuerdo a las Normas ITINTEC 339.033, 339.034 y 339.036.

4.1.3. El valor de  $f'c$  se tomará de resultados de ensayos realizados a los 28 días de moldeadas las probetas.

Si se requiere resultados a otra edad, esto deberá ser indicado en los planos y en las especificaciones técnicas.

4.1.4. Los resultados de los ensayos de resistencia a la flexión o a la tracción por compresión diametral del concreto no deberán ser utilizados como criterio para la aceptación del mismo.

4.1.5. Se considera como un ensayo de resistencia al promedio de los resultados de dos probetas cilíndricas preparadas de la misma muestra de concreto y ensayadas a los 28 días o a la edad elegida para la determinación de la resistencia del concreto.

#### 4.2. SELECCION DE LAS PROPORCIONES DEL CONCRETO

4.2.1 La selección de las proporciones de los materiales integrantes del concreto deberán permitir que:

- a) Se logren la trabajabilidad y la consistencia que permitan que el concreto sea colocado fácilmente en los encofrados y alrededor del acero de refuerzo bajo las condi-

ciones de colocación a ser empleadas, sin segregación ni exudación excesivas.

- b) Se logre resistencia a las condiciones especiales de exposición a que pueda estar sometido el concreto, como se exige en la Sección 4.4.

- c) Se cumpla con los requisitos especificados para la resistencia en compresión u otras propiedades.

4.2.2. Cuando se emplee materiales diferentes para partes distintas de una obra, cada combinación de ellos deberá ser evaluada.

4.2.3. Las proporciones de la mezcla de concreto, incluida la relación agua - cemento, deberán ser seleccionadas sobre la base de la experiencia de obra y/o de mezclas de prueba preparadas con los materiales a ser empleados, con excepción de lo indicado en la Sección 4.4.

### 4.3. PROPORCIONAMIENTO EN BASE A EXPERIENCIA DE CAMPO Y/O MEZCLAS DE PRUEBA

#### 4.3.1. CÁLCULO DE LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR

##### 4.3.1.1. Método 1:

Si se posee un registro de resultados de ensayos de obras anteriores, deberá calcularse la desviación estándar.

El registro deberá:

- a) Representar materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a aquellas que se esperan en la obra que se va a iniciar.

- b) Representar a concretos preparados para alcanzar una resistencia de diseño  $f'c$  que esté dentro del rango de  $\pm 70$  Kg/cm<sup>2</sup> de la especificada para el trabajo a iniciar.

- c) Consistir de por lo menos 30 ensayos consecutivos o de dos grupos de ensayos consecutivos que totalicen por lo menos 30 ensayos. Los ensayos se efectuarán según lo indicado en la Sección 4.1.5.

##### 4.3.1.2. Método 2:

Si sólo se posee un registro de 15 a 29 ensayos consecutivos, se calculará la desviación estándar «s» correspondiente a dichos ensayos y se multiplicará por el factor de corrección indicado en la Tabla 4.3.1.2 para obtener el nuevo valor de «s».

El registro de ensayos a que se hace referencia en este método deberá cumplir con los requisitos a) y b) del método 1 y representar un registro de ensayos consecutivos que comprenda un período de no menos de 45 días calendario.

TABLA 4.3.1.2

MUESTRAS	FACTOR DE CORRECCIÓN
Menos de 15	Usar Tabla 4.3.2b
15	1,16
20	1,08
25	1,03
30	1,00

#### 4.3.2. CALCULO DE LA RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA

La resistencia en compresión promedio requerida ( $f'cr$ ), empleada como base en la selección de las proporciones del concreto, se calculará de acuerdo a los siguientes criterios:

- a) Si la desviación estándar se ha calculado de acuerdo a lo indicado en el Método 1 ó en el Método 2, la resistencia promedio requerida será el mayor de los valores determinados por las fórmulas siguientes, usando la desviación estándar «s» calculada de acuerdo a lo indicado en la Sección 4.3.1.1 ó 4.3.1.2.

1.  $f'cr = f'c + 1,34s$

2.  $f'cr = f'c + 2,33s - 35$

donde:

s = Desviación estándar en Kg/cm<sup>2</sup>

- b) Si se desconoce el valor de la desviación estándar, se utilizará la Tabla 4.3.2b para la determinación de la resistencia promedio requerida.

**3.4.2 Soldadura del refuerzo**

3.4.2.1. El refuerzo que va a ser soldado así como el procedimiento de soldadura, el cual deberá ser compatible con los requisitos de soldabilidad del acero que se empleará, deberán estar indicados en los planos.

En este caso, las especificaciones para las barras de refuerzo deberán exigir adicionalmente el análisis químico del material con la determinación del contenido de carbono equivalente (CE), excepto para barras que cumplen con la especificación ASTM A706, a fin de adecuarlo a los procedimientos de soldadura especificados en el «Structural Welding Code Reinforcing Steel» (ANSI/AWS D1.4) de la American Welding Society.

**3.4.3. Refuerzo Corrugado**

3.4.3.1. Las barras corrugadas de refuerzo deberán cumplir con alguna de las siguientes especificaciones:

- Especificación para barras de acero con resaltes para concreto armado (ITINTEC 341.031).
- Especificación para barras de acero de baja aleación ASTM A706.

3.4.3.2. Adicionalmente las barras corrugadas de refuerzo deberán cumplir con:

- La resistencia a la fluencia debe corresponder a la determinada por las pruebas de barras de sección transversal completa.
- Los requisitos para la prueba de doblado de las barras, desde el diámetro 6 mm hasta el diámetro 35 mm, deben hacerse en base a dobleces de 180° en barras de sección transversal completa, alrededor de mandriles cuyos diámetros se especifican en la Tabla 3.4.3.2.

**TABLA 3.4.3.2  
REQUISITOS PARA LA PRUEBA DE DOBLADO**

DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA		DIAMETRO DEL MANDRIL PARA EL GRADO ARN 420
mm	pulgadas	
6, 8, 10, 12 y 16	1/4, 3/8, 1/2, 5/8	4db
20, 22, 25, 30, 35	3/4, 1 1 3/8	5db 7db

3.4.3.3. Las barras de refuerzo corrugadas con una resistencia especificada a la fluencia  $f_y$ , superior al grado ARN 420 de la Norma ITINTEC 341.031 no podrán ser usadas en elementos que forman parte del esqueleto sismo-resistente.

Para calidades de acero superiores a la indicada en el párrafo anterior, el esfuerzo de fluencia  $f_y$  será el correspondiente a una deformación unitaria del 0,35% y deberá cumplir con una de las especificaciones indicadas en la Sección 3.4.3.1 y con los requisitos de la Sección 3.4.3.2.

3.4.3.4. Las mallas de barras deberán cumplir con la especificación ASTM A184.

3.4.3.5. El alambre corrugado para esfuerzo del concreto debe cumplir con la Norma ITINTEC 341.068, excepto que el diámetro del alambre no será menor a 5,5 mm y para alambre con una resistencia especificada a la fluencia  $f_y$  superior a 4200 Kg/cm<sup>2</sup>,  $f_y$  será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0,35%.

3.4.3.6. La malla soldada de alambre liso para refuerzo del concreto debe cumplir con la especificación ITINTEC 350.002, excepto que para alambre con una resistencia especificada a la fluencia  $f_y$  superior a 4200 Kg/cm<sup>2</sup>,  $f_y$  será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0,35%.

Las intersecciones soldadas no deberán espaciarse más de 30 cm en la dirección del refuerzo principal de flexión.

3.4.3.7. La malla soldada de alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con la Norma ITINTEC 350.002, excepto que para alambre con una resistencia especificada a la fluencia  $f_y$  superior a 4200 Kg/cm<sup>2</sup>,  $f_y$  será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0,35%.

Las intersecciones soldadas no deberán espaciarse más de 40 cm en la dirección del refuerzo principal de flexión.

**3.4.3. Refuerzo liso**

3.4.4.1. Las barras lisas para refuerzo deben cumplir con las especificaciones indicadas en la Sección 3.4.3.1 y

con los requisitos de la Sección 3.4.3.2. No se usarán barras lisas con diámetros mayores de 6,4 mm.

3.4.4.2. El alambre liso para refuerzo en espiral debe cumplir con la Norma ITINTEC 341.031, excepto que para alambre con una resistencia especificada a la fluencia  $f_y$  superior a 4200 Kg/cm<sup>2</sup>,  $f_y$  será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0,35%.

**3.4.5. Tendones de presfuerzo**

3.4.5.1. Los alambres, torones y barras para tendones en concreto presfuerzo deben cumplir con una de las siguientes especificaciones técnicas:

- Especificaciones para alambre sin recubrimiento relevado de esfuerzos, para concreto presfuerzo (ASTM A421).
- Especificaciones para torón sin recubrimiento, de 7 alambres, relevado de esfuerzos, para concreto presfuerzo (ASTM A416).
- Especificaciones para barra sin recubrimiento de acero de alta resistencia, para concreto presfuerzo (ASTM A722).

3.4.5.2. Los alambres, torones y barras no detallados específicamente en las normas indicadas se podrán usar siempre que se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas especificaciones técnicas y que no tienen propiedades que los hagan menos satisfactorios que los indicados en ASTM A416, A421 y A722.

**3.5. ADITIVOS**

3.5.1. Los aditivos que se empleen en el concreto cumplirán con las especificaciones de la Norma ITINTEC 39.086. Su empleo estará sujeto a aprobación previa del Inspector y no autoriza a modificar el contenido de cemento de la mezcla.

3.5.2. El Constructor deberá demostrar al Inspector que los aditivos empleados son capaces de mantener esencialmente la misma calidad, composición y comportamiento en toda la obra.

3.5.3. El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no sean de impurezas de los componentes del aditivo no deberán emplearse en concreto presfuerzo, en concreto que tenga embebidos elementos de aluminio o de hierro galvanizado, concreto colocado en encofrados de metal galvanizado, concretos masivos o concretos colocados en climas cálidos.

En los casos que el Ingeniero Proyectista autorice el empleo de cloruro de calcio o de aditivos con contenido de cloruros, deberá certificarse que el contenido total de ion cloruro en la mezcla de concreto no exceda los límites indicados en la Tabla 4.4.4 del Capítulo 4.

3.5.4. Las puzolanas que se empleen como aditivo deberán cumplir con la Norma ASTM C618.

3.5.5. Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con la Norma ASTM C260.

3.5.6. Los aditivos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, reductores de agua y acelerantes deberán cumplir con la Norma ASTM C494.

3.5.7. El Constructor proporcionará al Inspector la dosificación recomendable del aditivo e indicará los efectos perjudiciales debidos a variaciones de la misma, la composición química del aditivo, el contenido de cloruros expresados como porcentaje en peso de ion cloruro y la recomendación del fabricante para la dosificación si se emplea aditivos incorporadores de aire.

3.5.8. A fin de garantizar una cuidadosa distribución de los ingredientes se empleará equipo de agitado cuando los aditivos vayan a ser empleados en forma de suspensión o de soluciones no estables.

3.5.9. Los aditivos empleados en obra deben ser de la misma composición, tipo y marca que los utilizados para la selección de las proporciones de la mezcla de concreto.

**3.6. ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES EN OBRA**

3.6.1. Los materiales deberán almacenarse en obra de manera de evitar su deterioro o contaminación. No se utilizarán materiales deteriorados o contaminados.

3.6.2. En relación con el almacenamiento del cemento se tendrán las siguientes precauciones:

Vu	Resistencia requerida con respecto a la fuerza cortante. También denominada fuerza cortante última o de diseño.
wu	Carga de servicio, por unidad de longitud o de áreas, multiplicada por los factores de carga apropiados definidos en el Capítulo 10. También denominada carga factorizada, carga amplificada o carga última.
X	Lado menor de una sección rectangular.
X1	Menor dimensión medida centro a centro de un estribo rectangular cerrado.
Y	Lado mayor de una sección rectangular.
Yt	Distancia del eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo a la fibra extrema en tracción.
Y1	Mayor dimensión medida centro a centro de un estribo rectangular cerrado.
$\alpha$	Angulo comprendido entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento.
$\beta d$	Relación entre el momento máximo debido a la carga muerta de diseño y el momento máximo debido a la carga total de diseño. Siempre positivo.
$\beta 1$	Factor definido en la Sección 11.2.1f.
$\phi$	Factor de reducción de resistencia. Afecta a las resistencias nominales.

## CAPÍTULO 2 MATERIALES

### ARTÍCULO 3 - MATERIALES

#### 3.1. CEMENTO

3.1.1. El cemento empleado en la preparación del concreto deberá cumplir con los requisitos de las especificaciones ITINTEC para cementos.

3.1.2. El cemento utilizado en obra deberá ser del mismo tipo y marca que el empleado para la selección de las proporciones de la mezcla de concreto.

#### 3.2. AGREGADOS

3.2.1. Los agregados deberán cumplir con los requisitos de la Norma ITINTEC 400.037, que se complementarán con los de esta Norma y las especificaciones técnicas.

3.2.2. Los agregados que no cumplan con algunos de los requisitos indicados podrán ser utilizados siempre que el Constructor demuestre, por pruebas de laboratorio o experiencia de obras, que puedan producir concreto de las propiedades requeridas. Los agregados seleccionados deberán ser aprobados por el Inspector.

3.2.3. Los agregados que no cuenten con un registro de servicios demostrable, o aquellos provenientes de canteras explotadas directamente por el Contratista, podrán ser aprobados por el Inspector si cumplen con los ensayos normalizados que considere convenientes.

Este procedimiento no invalida los ensayos de control de lotes de agregados en obra.

3.2.4. Los agregados fino y grueso deberán ser manejados como materiales independientes. Cada uno de ellos deberá ser cada uno de ellos procesado, transportado, manipulado, almacenado y pesado de manera tal que la pérdida de finos sea mínima, que mantengan su uniformidad, que no se produzca contaminación por sustancias extrañas y que no se presente rotura o segregación importante en ellos.

3.2.5. Los agregados a ser empleados en concretos que vayan a estar sometidos a procesos de congelación y deshielo y no cumplan con el acápite 5.2.2 de la Norma ITINTEC 400.037 podrán ser utilizados si un concreto de propiedades comparables, preparado con agregado del mismo origen, ha demostrado un comportamiento satisfactorio cuando estuvo sometido a condiciones de intemperismo similares a las que se espera.

3.2.6. El agregado de procedencia marina deberá ser tratado por lavado con agua potable antes de utilizarlo en la preparación del concreto.

3.2.7. El agregado fino podrá consistir de arena natural o manufacturada, o una combinación de ambas. Sus partículas serán limpias, de perfil preferentemente angular, duro, compacto y resistente; debiendo estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.

3.2.8. El agregado grueso podrá consistir de grava natural o triturada. Sus partículas serán limpias, de perfil preferentemente angular o semi-angular, duras, compactas, resistentes y de textura preferentemente rugosa; deberá estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.

3.2.9. La granulometría seleccionada para el agregado deberá permitir obtener la máxima densidad del concreto con una adecuada trabajabilidad en función de las condiciones de colocación de la mezcla.

3.2.10. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de:

- Un quinto de la menor dimensión entre las caras del encofrado, o
- Un tercio del peralte de la losa, o
- Tres cuartos del menor espacio libre entre barras de refuerzo individuales o en paquetes o tendones o ductos de presfuerzo.

Estas limitaciones pueden ser obviadas si, a criterio del Inspector, la trabajabilidad y los procedimientos de compactación permiten colocar el concreto sin formación de vacíos o cangrejerías.

3.2.11. El lavado de las partículas de agregado grueso se deberá hacer con agua potable o agua libre de materia orgánica, sales y sólidos en suspensión.

3.2.12. El agregado denominado «hormigón» corresponde a una mezcla natural de grava y arena. Sólo podrá emplearse en la elaboración de concretos con resistencia en compresión hasta de 100 Kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días.

El contenido mínimo de cemento será de 255 Kg/m<sup>3</sup>.

El hormigón deberá estar libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, sales, álcalis, materia orgánica y otras sustancias dañinas para el concreto.

En lo que sea aplicable, se seguirán para el hormigón las recomendaciones indicadas para los agregados fino y grueso.

#### 3.3. AGUA

3.3.1. El agua empleada en la preparación y curado del concreto deberá ser, de preferencia, potable.

3.3.2. Se utilizará aguas no potables sólo si:

a) Están limpias y libres de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias que puedan ser dañinas al concreto, acero de refuerzo o elementos embebidos.

b) La selección de las proporciones de la mezcla de concreto se basa en ensayos en los que se ha utilizado agua de la fuente elegida.

c) Los cubos de prueba de mortero preparados con agua no potable y ensayados de acuerdo a la Norma ASTM C109, tienen a los 7 y 28 días resistencias en compresión no menores del 90% de la de muestras similares preparadas con agua potable.

3.3.3. Las sales u otras sustancias nocivas presentes en los agregados y/o aditivos deberán sumarse a las que pueda aportar el agua de mezclado para evaluar el contenido total de sustancias inconvenientes.

3.3.4. La suma de los contenidos de ion cloruro presentes en el agua y en los demás componentes de la mezcla (agregados y aditivos) no deberán exceder los valores indicados en la Tabla 4.4.4 del Capítulo 4.

3.3.5. El agua de mar sólo podrá emplearse en la preparación del concreto si se cuenta con la autorización del Ingeniero Proyectista y del Inspector. No se utilizará en los siguientes casos:

- Concreto presforzado.
- Concretos con resistencias mayores de 175 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días.
- Concretos con elementos embebidos de fierro galvanizado o aluminio.
- Concretos con un acabado superficial de importancia.

3.3.6. No se utilizará en la preparación del concreto, en el curado del mismo, o en el lavado del equipo, aquellas aguas que no cumplan con los requisitos anteriores.

#### 3.4. ACERO DE REFUERZO

3.4.1. Las barras de refuerzo de diámetro mayor o igual a 8 mm deberán ser corrugadas, las de diámetros menores podrán ser lisas.

**Muro:**  
Elemento estructural, generalmente vertical empleado para encerrar o separar ambientes, resistir cargas axiales de gravedad y resistir cargas perpendiculares a su plano provenientes de empujes laterales de suelos o líquidos.

**Muro de Corte:**  
Elemento estructural usado básicamente para proporcionar rigidez lateral y absorber porcentajes importantes del cortante horizontal sísmico.

**Viga:**  
Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión.

**Losa:**  
Elemento estructural de espesor reducido respecto a su otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno.  
Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo.

**Pedestal:**  
Miembro vertical en compresión que tiene una relación promedio de altura no soportada a la menor dimensión lateral de 3 ó menos.

**Capitel:**  
Ensanche de la parte superior de la columna.

**Ábaco:**  
Engrosamiento de la losa en su apoyo sobre la columna.

**Ménsula o Braquete:**  
Voladizo con relación de claro de cortante a peralte menor o igual a uno.

**Pilote:**  
Elemento estructural esbelto introducido o vaciado dentro del terreno con el fin de soportar una carga y transferirla al mismo o con el fin de compactar el suelo.

**Zapata:**  
Parte de la cimentación de una estructura que reparte y transmite la carga directamente al terreno de cimentación o a pilotes.

## 2.2. ABREVIATURAS

Las abreviaturas usadas en esta Norma tienen el significado que se da a continuación.

Otras abreviaturas se definen dentro del texto, adyacentes a las fórmulas en las que aparecen o al inicio del capítulo correspondiente.

A	Área efectiva en tracción del concreto (cm <sup>2</sup> ) que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que ese refuerzo, dividido entre el número de barras. Cuando el refuerzo principal de tracción consiste de varios diámetros de barras, el número de barras debe calcularse como el área total de acero dividido entre el área de la barra de mayor diámetro.
Ab	Área de una barra individual de refuerzo.
Ac	Área del núcleo de una columna reforzada con espiral, medida al diámetro exterior de la espiral.
Ag	Área total de la sección transversal.
As	Área del refuerzo en tracción.
Ast	Área total del refuerzo en una sección.
At	Área de una rama de un estribo cerrado que resiste torsión.
Av	Área del refuerzo por cortante.
A's	Área del refuerzo en compresión.
Al	Área cargada.
a	Profundidad del bloque rectangular equivalente de refuerzos de compresión en el concreto.
b	Ancho de la cara en compresión del elemento.
bo	Perímetro de la sección crítica para la fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento).
bw	Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, para el diseño por corte.

Cm	Factor que relaciona el diagrama real de momento a un diagrama equivalente de momento uniforme.
c	Distancia de la fibra más alejada en compresión al eje neutro.
d	Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del acero en tracción.
db	Diámetro nominal de la barra.
dc	Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra más alejada en tracción al centro de la barra más cercana a esa fibra.
d'	Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del refuerzo en compresión.
Ec	Módulo de elasticidad del concreto.
Es	Módulo de elasticidad del refuerzo.
fr	Módulo de rotura del concreto (resistencia del concreto a la tracción por flexión).
fy	Esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo.
fc	Resistencia especificada del concreto a la compresión, en kg/cm <sup>2</sup> . Cuando esta cantidad aparezca bajo el signo de un radical, el resultado estará en kg/cm <sup>2</sup> .
h	Peralte total del elemento.
IE	Rigidez a la flexión de elementos en compresión.
le	Momento de inercia de la sección transformada agrietada o momento de inercia efectivo.
Ig	Momento de inercia de la sección total no agrietada con respecto al eje centroidal, sin considerar el refuerzo.
Ise	Momento de inercia del acero de refuerzo respecto al eje centroidal de la sección transversal del elemento.
K	Factor de longitud efectiva para elementos en compresión.
l	Longitud de la viga o losa armada en una dirección tal como se define en la Sección 9.5, longitud del voladizo.
lc	Distancia vertical entre apoyos.
ld	Longitud de desarrollo o de anclaje.
le	Longitud de empalme por traslape.
ln	Luz libre del elemento.
l1	Longitud del paño en la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos.
l2	Longitud del paño en la dirección perpendicular a la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos.
Mm	Momento modificado.
Mu	Resistencia requerida con respecto al momento flector. También denominado momento último o momento de diseño.
M1	Momento flector menor de diseño en el extremo de un elemento en compresión. Es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si está flexionado en doble curvatura.
M2	Momento flector mayor de diseño en el extremo de un elemento en compresión. Siempre positivo.
Nu	Carga axial amplificada normal a la sección transversal, actuando el simultáneamente con Vu.
n	Relación entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto (Es/Ec).
Pb	Resistencia nominal a carga axial en condiciones de deformación balanceada.
Pc	Carga crítica de pandeo.
Pn	Resistencia nominal a carga axial a una excentricidad dada.
Pnw	Resistencia nominal a carga axial de un muro diseñado conforme a la Sección 15.3.
Pu	Resistencia requerida con respecto a la carga axial de compresión. También denominada carga axial última.
ρ	Cuantía del refuerzo en tracción (As/bd).
ρb	Cuantía del refuerzo que produce la condición balanceada.
ρw	As/bwd.
ρ'	Cuantía del refuerzo en compresión (A's/bd).
s	Espaciamiento centro a centro entre estribos.
Tu	Resistencia requerida con respecto al momento torsor. También denominado momento torsor último o de diseño.
t	Espesor del muro.
Vc	Resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por el concreto.
Vn	Resistencia nominal al corte.
Vs	Resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por el refuerzo.

están comprendidas entre los límites fijados por la Norma ITINTEC 400.037.

**Agregado Grueso:**  
Agregado retenido en el tamiz ITINTEC 4,75 mm (Nº 4), proveniente de la desintegración natural o mecánica de las rocas y que cumple con los límites establecidos en la Norma ITINTEC 400.037.

**Agregado Grueso:**  
Agregado retenido en el tamiz ITINTEC 4,75 mm (Nº 4), proveniente de la desintegración natural o mecánica de las rocas y que cumple con los límites establecidos en la Norma ITINTEC 400.037.

**Arena:**  
Agregado fino, proveniente de la desintegración natural de las rocas. NORMA ITINTEC 400.037.

**Grava:**  
Agregado grueso, proveniente de la desintegración natural de los materiales pétreos, encontrándosele corrientemente en canteras y lechos de ríos, depositado en forma natural. NORMA ITINTEC 400.037.

**Piedra Triturada o Chancada:**  
Agregado grueso, obtenido por trituración artificial de rocas o gravas. NORMA ITINTEC 400.037.

**Agregado denominado Hormigón:**  
Material compuesto de grava y arena empleado en su forma natural de extracción. NORMA ITINTEC. 400.011.

**Tamaño Máximo:**  
Es el que corresponde al menor tamiz por el que pasa toda la muestra de agregado grueso. NORMA ITINTEC. 400.037.

**Tamaño Máximo Nominal:**  
Es el que corresponde al menor tamiz de la serie utilizada que produce el primer retenido. NORMA ITINTEC. 400.037.

**Módulo de Fineza del Agregado Fino:**  
Centésima parte del valor que se obtiene al sumar los porcentajes acumulados retenidos en el conjunto de los tamices 4,75 mm (Nº 4), 2,36 mm (Nº 8), 1,18 mm (Nº 16), 600 mm (Nº 30), 300 mm (Nº 50) y 150 mm (Nº 100).

#### **ADITIVOS**

**Aditivos:**  
Sustancia añadida a los componentes fundamentales del concreto, con el propósito de modificar algunas de sus propiedades. NORMA ITINTEC 339.086.

**Acelerante:**  
Sustancia que al ser añadida el concreto, mortero o lechada, acorta el tiempo de fraguado y/o incrementa la velocidad de desarrollo inicial de resistencia.

**Retardador:**  
Aditivo que prolonga el tiempo de fraguado. NORMA ITINTEC 339.086.

**Incorporador de Aire:**  
Es el aditivo cuyo propósito exclusivo es incorporar aire en forma de burbujas esféricas no coalescentes y uniformemente distribuidas en la mezcla, con la finalidad de hacerlo principalmente resistente a las heladas.

#### **CONCRETO**

**Concreto (\*):**  
Es la mezcla constituida por cemento, agregados, agua y eventualmente aditivos, en proporciones adecuadas para obtener las propiedades prefijadas.

(\* El material que en nuestro medio es conocido como Concreto, es definido como Hormigón en las Normas del Comité Panamericano de Normas Técnicas (COPANT), adoptadas por el ITINTEC.

**Pasta de Cemento:**  
Es una mezcla de cemento y agua. NORMA ITINTEC 400.002.

**Mortero de Cemento:**  
Es la mezcla constituida por cemento, agregados predominantemente finos y agua.

#### **CONCRETO - TIPOS**

**Concreto Simple:**  
Concreto que no tiene armadura de refuerzo o que la tiene en una cantidad menor que el mínimo porcentaje especificado para el concreto armado.

**Concreto Armado:**  
Concreto que tiene armadura de refuerzo en una cantidad igual o mayor que la requerida en esta Norma y en el que ambos materiales actúan juntos para resistir esfuerzos.

**Concreto de Peso Normal:**  
Es un concreto que tiene un peso aproximado de 2300 kg/m<sup>3</sup>.

**Concreto Prefabricado:**  
Elementos de concreto simple o armado fabricados en una ubicación diferente a su posición final en la estructura.

**Concreto Ciclópeo:**  
Es el concreto simple en cuya masa se incorporan grandes piedras o bloques y que no contiene armadura.

**Concreto de Cascote:**  
Es el constituido por cemento, agregado fino, cascote de ladrillo y agua.

**Concreto Premezclado:**  
Es el concreto que se dosifica en planta, que puede ser mezclado en la misma o en camiones mezcladores y que es transportado a obra. NORMA ITINTEC 339.047.

**Concreto Bombeado:**  
Concreto que es impulsado por bombeo a través de tuberías hacia su ubicación final.

#### **CARGAS**

**Carga de Servicio:**  
Carga prevista en el análisis durante la vida de la estructura (no tiene factores de amplificación).

**Carga Factorizada o Carga Amplificada o Carga Última:**  
Carga multiplicada por factores de carga apropiados, utilizada en el diseño por resistencia a carga última (rotura).

**Carga Muerta o Carga Permanente o Peso Muerto:**  
Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se supone sean permanentes.

**Carga Viva:**  
Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

**Carga de Sismo:**  
Fuerza evaluada según la Norma de Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones para estimar la acción sísmica sobre una estructura.

**Carga de Viento:**  
Fuerza exterior evaluada según la Norma E. 020 Cargas.

#### **ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

**Cimentación:**  
Elemento estructural que tiene como función transmitir las acciones de carga de la estructura al suelo de fundación.

**Columna:**  
Elemento estructural que se usa principalmente para resistir carga axial de comprensión y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su dimensión lateral menor.

**NORMA E.060****CONCRETO ARMADO****CAPÍTULO 1  
GENERALIDADES****ARTÍCULO 1 - REQUISITOS GENERALES****1.1. ALCANCE**

1.1.1. Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad e inspección de estructuras de concreto simple o armado. Las estructuras de concreto presforzado se incluyen dentro de la definición de estructuras de concreto armado.

1.1.2. Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma, pudiendo complementarla en lo no contemplado en ella.

1.1.3. Esta Norma tiene prioridad cuando sus recomendaciones están en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia.

**1.2. LIMITACIONES**

1.2.1. Esta Norma incluye los requerimientos para estructuras de concreto de peso normal.

1.2.2. Esta Norma podrá ser aplicada al diseño y construcción de estructuras pre-fabricadas y/o estructuras especiales en la medida que ello sea pertinente.

**1.3. PROYECTO, EJECUCIÓN E INSPECCIÓN DE LA OBRA****1.3.1. REQUISITOS GENERALES**

1.3.1.1. Todas las etapas del proyecto estructural, construcción e inspección de la obra deberán ser realizadas por personal profesional y técnico calificado.

1.3.1.2. Los cálculos, planos de diseño, detalles y especificaciones técnicas deberán llevar la firma de un Ingeniero Civil Colegiado, quien será el único autorizado a aprobar cualquier modificación a los mismos.

1.3.1.3. La construcción deberá ser ejecutada e inspeccionada por ingenieros civiles colegiados, quienes serán responsables del cumplimiento de lo indicado en los planos y especificaciones técnicas.

**1.3.2. PROYECTO**

1.3.2.1. La concepción estructural deberá hacerse de acuerdo a los criterios de estructuración indicados en la Norma E-030 Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones.

1.3.2.2. La determinación de las cargas actuantes se hará de acuerdo a lo indicado en la Normas Técnicas de Edificación E. 020 Cargas y en la Norma de Diseño Sismo-Resistente.

1.3.2.3. El Ingeniero Proyectista podrá elegir los procedimientos de análisis. El diseño de la estructura deberá cumplir con los requerimientos de esta Norma.

1.3.2.4. Los planos del proyecto estructural deberán contener información detallada y completa de las dimensiones, ubicación, refuerzos y juntas de los diversos elementos estructurales. Igualmente se indicará en ellos la calidad de los materiales, las resistencias del concreto, acero y terreno, las características de la albañilería y mortero de acuerdo a la Norma E.070, las sobrecargas de diseño y la carga equivalente de tabiquería.

1.3.2.5. Los planos serán archivados por las entidades que otorguen la Licencia de Construcción.

**1.3.3. EJECUCIÓN DE LA OBRA**

1.3.3.1. Para la ejecución de la obra el Constructor designará al Ingeniero Civil Colegiado que actuará como Ingeniero Residente de la Obra y que lo representará en ella.

1.3.3.2. El Constructor ejecutará los trabajos requeridos en la obra de acuerdo a lo indicado en la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.

1.3.3.3. Cuando se requiera autorización previa de la inspección para ejecutar determinados trabajos, el Inge-

niero Residente comunicará al Inspector con 48 horas de anticipación la iniciación de los mismos.

1.3.3.4.1.1. Las ocurrencias técnicas de la obra se llevarán en un Registro Anexo al Cuaderno de Obra. En este deberán indicarse el nombre y la numeración de los documentos que forman parte del registro en la oportunidad de su ocurrencia.

Entre las ocurrencias técnicas que deberán figurar en el Registro, estarán las siguientes: calidad y proporciones de los materiales del concreto, construcción de encofrados, desencofrados y apuntalamientos, colocación del refuerzo, mezcla, ubicación de las tandas del concreto en la estructura, procedimiento de colocación y curado del concreto. Cuando la temperatura sea menor de 5°C o mayor de 28°C se mantendrá un registro completo de las temperaturas y de la protección que se dé al concreto mientras se realiza el curado; secuencia del montaje y conexión de elementos prefabricados, aplicación del presfuerzo, cualquier carga significativa de construcción en entresijos, elementos y/o muros ya terminados, progreso general de la obra, etc.

1.3.3.5. El Registro y el Cuaderno de Obra formarán parte de los documentos entregados al propietario con el Acta de Recepción de la Obra.

**1.3.4. INSPECCIÓN**

1.3.4.1. El Inspector es seleccionado por el propietario y lo representa ante el Constructor.

1.3.4.2. El Inspector tiene el derecho y la obligación de hacer cumplir la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.

1.3.4.3. El Constructor proporcionará al Inspector todas las facilidades que requiera en la obra para el cumplimiento de sus obligaciones.

**1.4. SISTEMAS NO CONVENCIONALES**

1.4.1. El empleo de sistemas constructivos no convencionales deberá de contar con la autorización previa de SENCICO.

**1.5. NORMAS DE MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS CITADOS**

Ver Anexo 1.

**ARTÍCULO 2 - DEFINICIONES Y ABREVIATURAS****2.1. DEFINICIONES****CEMENTO****Cemento:**

Material pulverizado que por adición de una cantidad conveniente de agua forma una pasta aglomerante capaz de endurecer, tanto bajo el agua como en el aire. Quedan excluidas las cales hidráulicas, las cales aéreas y los yesos. NORMA ITINTEC 334.001.

**Cemento Portland:**

Producto obtenido por la pulverización del clinker portland con la adición eventual de sulfato de calcio. Se admite la adición de otros productos que no excedan del 1% en peso del total siempre que la norma correspondiente establezca que su inclusión no afecta las propiedades del cemento resultante. Todos los productos adicionados deberán ser pulverizados conjuntamente con el clinker. NORMA ITINTEC 334.001.

**Cemento Portland Puzolánico Tipo 1P:**

Es el cemento portland que presenta un porcentaje adicionado de puzolana entre 15% y 45%. NORMA ITINTEC 334.044.

**Cemento Portland Puzolánico Tipo 1PM:**

Es el cemento portland que presenta un porcentaje adicionado de puzolana menor de 15%. NORMA ITINTEC 334.044.

**AGREGADO****Agregado:**

Conjunto de partículas de origen natural o artificial, que pueden ser tratadas o elaboradas y cuyas dimensiones

**PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPH  
EFECTUADA SEGUN LA NORMA UNE 103-801-93**

LUGAR: \_\_\_\_\_ PUNTO: \_\_\_\_\_

TIPO DE CONO: RECUPERABLE:  MASA  Kg  
PERDIDO:

VARILLAJE: DIÁMETRO  MASA  Kg/m  
LONGITUD

DISPOSITIVO GOLPEO MASA  Kg

FECHA: \_\_\_\_\_  
HORA: \_\_\_\_\_  
TIEMPO: \_\_\_\_\_  
DURACIÓN: \_\_\_\_\_  
COTA: \_\_\_\_\_

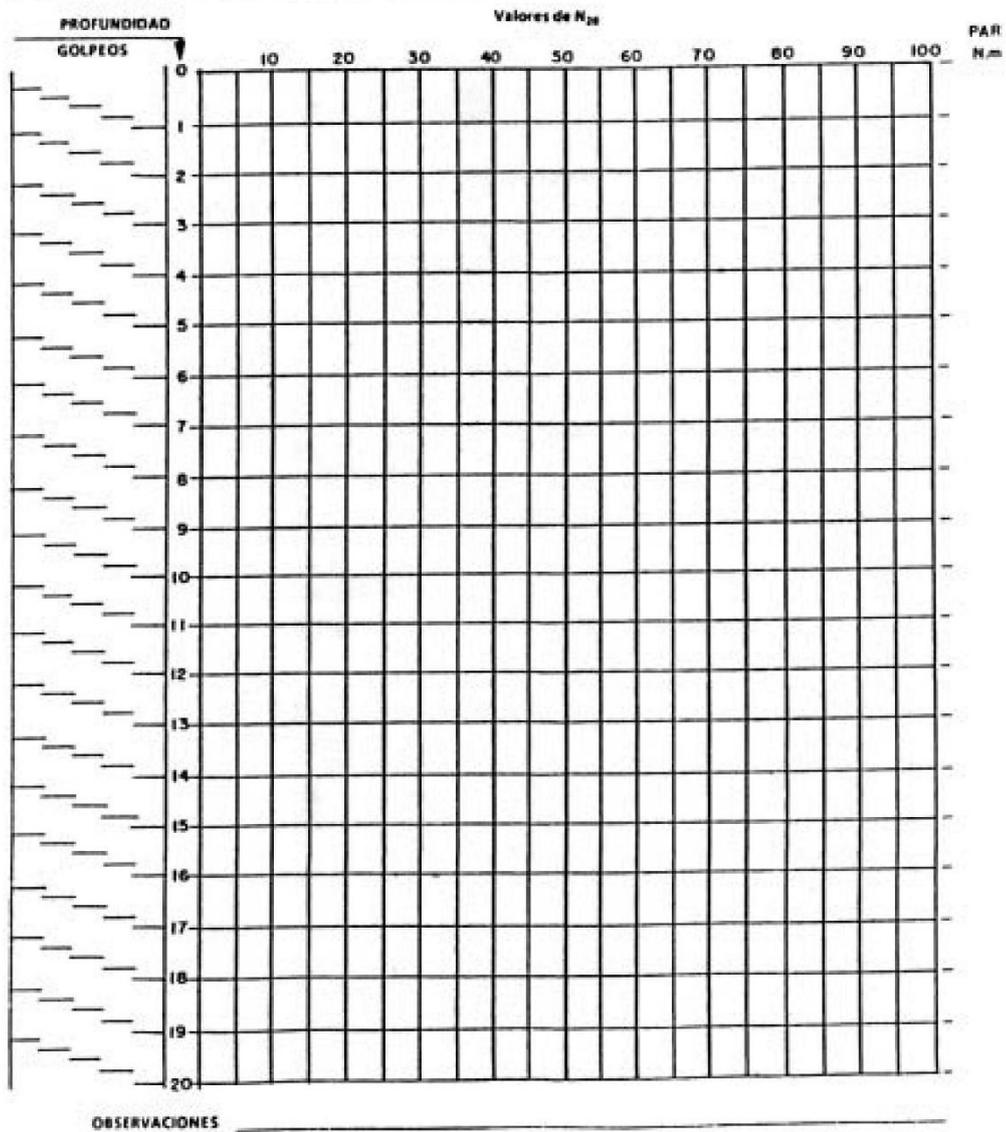


Fig. 10



## Declaratoria de Originalidad del Autor/ Autores

Nosotros, Quesquen Fernández Enrique Vicente, Sosa Chavez Aldo Adrian, Espinal Montesino Marcos Antonio, egresado de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Sede Lima Este, declaramos bajo juramento que todos los datos e información que acompañan al Trabajo de Investigación titulado:

“Análisis comparativo de costo para encofrados en elementos verticales empleando encofrados de madera o metálicos en Patio Taller del Metro de Lima”, es de nuestra autoría, por lo tanto, declaramos que el Trabajo de Investigación:

1. No ha sido plagiado ni total, ni parcialmente.
2. Hemos mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicado ni presentado anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumimos la responsabilidad 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 vigentes de la Universidad César Vallejo.

Lugar y fecha, San Juan de Lurigancho 12-07-2019

Apellidos y Nombres del Autor Quesquen Fernández, Enrique Vicente	
DNI: 25629530	Firma 
ORCID: 0000-0001-9891-1723	
Apellidos y Nombres del Autor Sosa Chavez, Aldo Adrian	
DNI: 20740390	Firma 
ORCID: 0000-0003-1334-2555	
Apellidos y Nombres del Autor Espinal Montesinos Marcos Antonio	
DNI: 07782076	Firma 
ORCID: 0000-0002-7905-3177	