

Materiales de Construcción

NOTAS DE CLASE. 2026.



INGENIERÍA CIVIL,
Centro Universitario de Occidente, CUNOC.
Universidad de San Carlos de Guatemala.

CÉSAR A. GRIJALVA

Revisión: Mto. Edelman Monzón

Contenido

Unas palabras y aclaraciones para la presente edición:	2
PALABRAS INICIALES	3
MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN Y CONTEXTO	4
Materiales de Construcción.....	5
Ventajas de las normas.....	9
Clases de normas:.....	10
Guatemala y normativa pertinente a la ingeniería civil.....	10
NOMENCLATURA DE ALGUNAS NORMAS	11
PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES	15
Teoría de la acción elástica:	16
Plasticidad:	18
Estructura y Cristalización en Metales	21
Viscosidad:.....	23
Creep o escurrimiento plástico o viscoso:	26
Falla de los materiales.	28
Factor de seguridad:	28
ECONOMÍA BIEN ENTENDIDA CON LOS FACTORES DE SEGURIDAD	29
Formas específicas de corrosión:	33
Protección contra la corrosión:.....	35
Lubricación:	37
EL ADOBE COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN	38
Madera	40
Nomenclatura y Modificaciones	42
Grados de Humedad.....	45
Grados Estructurales de la madera	48
Ejemplo, Diseño Formaleta para una Losa.....	62
ARMADURAS DE TECHO	67
DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO	68
DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO	82
CÁLCULO CON COSTANERA.....	86
Optimización de esta armadura	89
DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO	92
Método LRFD.....	94
DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO	98
Concreto	104
CEMENTO PORTLAND	105

CEMENTO PÓRTLAND	105
Porcentaje promedio de la composición.....	106
AGUA EN EL CONCRETO	107
AGREGADOS EN CONCRETO	107
CURADO DE CONCRETO (ACI 308).....	108
ADITIVOS EN CONCRETO	116
MÓDULO DE FINURA (MF).....	117
Dosificación de mezcla	120
CRITERIOS EVALUACIÓN PRUEBAS RESISTENCIA CONCRETO	131
ACI 214RS-11.....	131
4.2—Funciones estadísticas	132
4.3—Variaciones de la resistencia	136
4.4—Interpretación de los parámetros estadísticos	137
Tabla 4.2- Porcentajes esperados de ensayos individuales menores de $f_c' *$	138
Tabla 5.4—Probabilidades asociadas con valores de z	139
6.2—Número de ensayos	141
6.3—Rechazo de especímenes dudosos	142
RECOMENDACIONES PARA MEZCLADO	143
Ejemplo 1 de diseño de mezcla.	143
Ejemplo 2 de diseño de mezcla	145
Ejemplo 3 de diseño de mezcla	146
Ejemplo 4 de diseño de mezcla	148
Al final, después de los diseños de mezcla:	150
CONCRETO Y AMBIENTE.....	151
Ideas sobre materiales orgánicos y reciclables para fabricación de concreto	
https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=13019&Language=English&Units=US_AND_METRIC	
.....	165
Nota de opinión y comentario sobre concretos reciclados y verdes:	167
CAPÍTULO 7—EFECTOS DE LOS MATERIALES CEMENTANTES SUPLEMENTARIOS (ACI211.1-22)....	168
BIBLIOGRAFÍA.....	178

Agradecimiento: Al Mto. Edelman Monzón por su tiempo desinteresado en la revisión del presente libretto, en aras de ofrecer un buen escrito a nuestros estudiantes de Ingeniería del Centro Universitario de Occidente.

Unas palabras y aclaraciones para la presente edición:

Es un gusto y agrado esta nueva edición de las notas y libretto de clase de Materiales de Construcción, preparados para la Carrera de Ingeniería Civil, del Centro Universitario de Occidente. En general se hace y apunta la normativa más reciente al mes de julio de 2026. En general, se encontrará una gran similitud al libretto anterior, pero hay cambios y ampliaciones

substanciadas que continuación se detallan:

Lo nuevo y lo novedoso para esta edición es lo siguiente:

- i. Se revisan de manera completa el presente librito de clase.
- ii. Se agregan un sinnúmero de enlaces electrónicos para normativas de construcción, lo que ofrece interactividad del lector con sitios técnicos de interés.
- iii. Se revisan gráficos de la teoría de Ciencias de los Materiales para estas anotaciones de Materiales de Construcción.
- iv. Se vuelven a hacer ejemplos de diseño en madera, para una mejor comprensión y legibilidad de estos.
- v. Se dejan ejemplos de diseños de mezclas.
- vi. Una novedad es que se incorporan las “Notas de campo” que no son mas que puntos a considerar y tomar en cuenta cuando las ideas y conceptos que se están tratando en este libro, de aplican al campo.
- vii. Y otra gran novedad es que en el tema de concreto se agrega la idea del reciclaje, como la baja de emisiones de carbono. Se exponen las ideas actuales de hacer y fabricar concretos más verdes, con reducción de emisiones de carbono.
- viii. Se amplían los criterios de evaluación de testigos de concreto en compresión, según normativa del American Concrete Institute.

PALABRAS INICIALES

Los materiales de construcción son diversos, es un mundo de no acabar. Cada día se suman nuevas tecnologías al hacer de la construcción, cuya meta es mejorar el rendimiento. Un principio de trabajo es que, al manipular dichos materiales con un equipo humano o mano de obra, además de velar por calidades y estándares del material, existe interrelaciones personales con un equipo de trabajo, tales como instrucciones de colocación de materiales, verificación y rectificación de medidas, cuantificación de volúmenes, cuantificación de cantidad de materiales per se, proporciones de mezclas, curados de maderas y más.

Lo más difícil y no predecible es el comportamiento de las personas, se necesita del arte de las relaciones humanas. Es una de las razones que suple de alguna manera el material prefabricado y especializado, donde se reduce el tiempo de trabajo de la mano de obra. Aunque lo anterior puede requerir manejo de obra más especializada y de mayor precio, puede reducirse la probabilidad de conexiones en obra.

Pensar en materiales de construcción en pensar en el material como en su aplicación o mano de obra necesaria, al momento de la edificación. Donde un renglón aparte es el transporte y acceso de los materiales de la edificación a la obra. Es de los primeros aspectos a considerar. Previo a la disposición de los materiales que requiere la obra. Es parte de la planificación de obra en sus primeros momentos.

En el contexto de Guatemala, si se divide la ingeniería civil en áreas macro como caminos y carreteras, edificaciones y agua; las dos primeras aplican criterios estadounidenses y esto por la

herencia e intromisión de las guerras mundiales -en principio e inicio- El área de agua y saneamiento en inicio se maneja con la herencia de la colonia, es decir criterio español. El criterio de dotación de agua, por ejemplo, del pensamiento español es más pequeño y conservador que el estadounidense en factores de dos y hasta tres, por lo que se puede considerar que contempla el reciclaje de aguas. Lo anterior es importante y pertinente hoy en día, ya que los recursos naturales no son ilimitados.

Los materiales de construcción se clasifican según su uso en la obra, desde la **cimentación y obra negra** hasta los **acabados**. En Quetzaltenango y el resto de Guatemala, los materiales más comunes incluyen:

- **Estructurales y obra negra:** Cemento, block de concreto o arcilla, hierro de construcción (varillas) y agregados (arena, piedrín y grava).
- **Cubiertas y cierres:** Láminas de zinc, aluzinc, canaladas, policarbonato y estructuras de metal o tejas.
- **Instalaciones:** Tuberías de PVC para agua y drenaje, conduit para electricidad y cableado.
- **Acabados y pisos:** Tablayeso (cielo falso y paredes), cerámica para pisos, pintura, azulejos y grifería.

MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN Y CONTEXTO

Es importante remarcar que, por economía y practicidad, los materiales de construcción parten de los recursos (naturales) locales. Tal como especies nativas y adaptadas de maderas, rocas, arenas, barros y otros.

Por ejemplo, en ciudades centroamericanas como Quetzaltenango, Antigua Guatemala, Nueva Guatemala de la Asunción, León, Granada y Managua, estas tres últimas en Nicaragua, se observa el uso de piedra caliza arenisca en sus centros históricos. Dicha piedra es el resultado de la actividad volcánica en buena parte, valles rodeados de montañas donde existe actividad sísmica.

Ahora, en su momento, en el tiempo en que se edifican dichas urbes, en su contexto, juega un papel importante el pensamiento y política de la época, como las condiciones económicas que propician el levantado de tales edificaciones.

En Guatemala, La Antigua, con su tendencia de estilo barroco en piedra, fue auspiciada por el cultivo y negocio del añil. Este era un tinte natural extraído de las hojas de dicha planta, que se comercializaba a nivel internacional. Este negocio cae tras la invención de las anilinas sintéticas, siendo un lejano eco hoy día el clásico color azul de los jeans de lona. Esta ciudad como bastión del sector conservador de la época.



Un centro histórico como el de Quetzaltenango, más reciente en el tiempo que la anterior ciudad, en principio fue financiado por el cultivo del café, que viene a sustituir al negocio del añil en el tiempo. Dicha ciudad por ser bastión y refugio de los liberales expulsados en el traslado de La Antigua a la Nueva Guatemala de la Asunción, consolida una tendencia neoclásica, que marca la diferencia con respecto al pensamiento conservador.



Con los párrafos anteriores, se intenta ilustrar que los materiales de construcción parten de los recursos locales, que se aprovechan y amoldan en función de la tendencia de pensamiento colectivo, como de la economía.

Materiales de Construcción.

REQUERIMIENTOS DE LOS MATERIALES:

- 1) Derivados de lo que requiere la estructura o edificación. Los que a su vez son impuestos por:
 - a. Exigencias y requisitos de los usuarios y
 - b. Exigencias del medio o ambiente.
- 2) Las exigencias de los usuarios o humanas comprenden:
 - a. Exigencias de habilidad en general y
 - b. económicas.
- 3) Hay exigencias
 - a) **Fundamentales o absolutas** relacionadas con la salud física y mental de las personas que toman en cuenta los aspectos: **a.** acústicos, **b.** higrotérmicos, **c.** iluminación y asoleamiento, **d.** aireación, **e.** seguridad, **f.** estética, etc.

- b) **Exigencias relativas:** De comodidad o bienestar relacionadas con el nivel de vida y cultural alcanzado por las personas. Se deducen del estudio de la educación, cultura, tradición y hábito de vida de la población.
- c) **Exigencias Colectivas:** Relacionadas con necesidades de la comunidad. Estas generalmente se van adecuando a la oferta de materiales locales de construcción, generando tradición y costumbres. Por ejemplo, en la ciudad de Quetzaltenango como la Antigua Guatemala se trabajaron los centros históricos con piedra caliza arenisca.
- d) **Exigencias del ambiente circundante:** Dependientes de condiciones naturales climatológicas y sísmicas. Por ejemplo, el centro histórico de Quetzaltenango, con viviendas de mampostería que han resistido terremotos. Mampostería antisísmica a base de piedra, ladrillo y adobe. Este último con crucetas de piedra ladrillo a manera de refuerzo -breiza- para sismo.
- e) **Condiciones de uso y ocupación previstas de los edificios:** Los edificios deben usarse correctamente y en forma congruente con su construcción y distribución. La mala práctica de la utilización de viviendas grandes y viejas para colegios y sanatorios privados. Originalmente no fueron construidos para estos menesteres, por lo que hay carencias y dificultades. En Guatemala no hay una costumbre ni hábito de demolición.
- f) **Exigencias de reciclaje:** Hoy día en concretos y mezclas derivadas cada día se incrementa la necesidad y meta de reducir las emisiones de dióxido de carbono (CO₂) con metas a cumplir en el tiempo a futuro. Entonces se busca el utilizar agregados reciclados, tales como piedrines a base de reciclaje de botellas y envases de vidrio, o agregados de origen natural de desecho de agricultura, tales como cáscara de arroz, o desechos de tela y papel como fibras en productos derivados de concretos especializados. Es utilizar la menor cantidad de cemento Portland, por ejemplo, donde un porcentaje de este último se sustituye por ceniza volante, escorias de altos hornos o sílices.

Por ejemplo, ahora se estima el contenido de carbono en edificaciones en concreto, tal como el **ACI 323**, del American concrete Institute, del que se anota el enlace para su calculadora.
<https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=323MGWE&Format=EXCEL&Language=English&Units=Metric>

O la Declaración Ambiental de Producto (EPD, en inglés) que es una iniciativa similar a las declaraciones nutricionales en alimentos procesados y envasados, donde las EPD tiene la finalidad de informar sobre la huella del dióxido de carbono (CO₂) y otros contaminantes. En esto las normas ISO 14000, para gestionar y minimizar el impacto ambiental. <https://www.iso.org/es/normas/mas-comunes/familia-iso-14000>

Nutrition Facts		Environmental Facts	
8 servings per container		3 servings per box culvert	
Serving size 2/3 cup (15g)		Serving size 1 ton	
Amount per 2/3 cup		Amount per ton	
Calories 230		GWP kg CO2 eq 305	
% DV*			
12%	Total Fat 8g	2.34E-05	Ozone Depletion Potential
5%	Saturated Fat 1g	1.04 kg	Acidification Potential
	Trans Fat 0g	0.08 kg	Eutrophication Potential
0%	Cholesterol 0mg	2875 MJ	Total primary energy consumption
7%	Sodium 160mg	2340 MJ	Nonrenewable energy
12%	Total Carbs 37g	500 MJ	Renewable energy
14%	Dietary Fiber 4g		Total Waste Disposed
	Sugars 1g	5.20 kg	Non-hazardous waste generated
	Added Sugars 0g	6 kg	Hazardous waste generated
	Protein 3g		
10%	Vitamin D 2mcg		
20%	Calcium 260mg		
45%	Iron 8mg		
5%	Potassium 235mg		

Material resources consumption	
760 kg	Nonrenewable material
24 kg	Renewable material
2810%	Net fresh water

- g) **Exigencias de inteligencia artificial IA.** La construcción en su ambientación ahora es susceptible a la intervención de la inteligencia artificial, donde se puede programar desde un teléfono celular inteligente el encendido de la iluminación del hogar, la vigilancia por cámaras de movimiento, la manipulación del clima interior de ambientes. Eso exige materiales de provean de ese tipo de margen y los medios de coectividad.

En resumen, las exigencias del usuario u ocupante son: exigencias *de la comunidad*, exigencias *del medio ambiente natural circundante* y exigencias *de la ocupación y uso de la edificación*.

La resolución de estos requerimientos constituye el problema de la construcción que consiste en pasar de: Requerimientos humanos a normas de calidad de componentes y elementos, con el fin de garantizar resultados esperados. La norma es para un proceso que se repetirá muchas veces.

Con ayuda de las ciencias aplicadas y de los resultados de la evaluación en laboratorio se ha llegado al desarrollo de *Normas de comportamiento o función* y complementarias de las normas técnicas de carácter específico usadas generalmente para materiales y productos, métodos de ensayo, etc.

Escogencia y selección del material

El material apropiado para una situación dada será el que:

- Satisfaga económicamente
- Las condiciones impuestas
- Durante el período de vida de la estructura.

La selección de un material entre varios posibles no es simple y depende de la comparación de una serie de factores que definen las características y propiedades del material. Características como las físicas, mecánicas y químicas.

Lista típica de propiedades y características, es la siguiente (Lista CIB resumida)

1. Propiedades

- Naturaleza y uso del producto o material.
- Normas o especificaciones aplicables.
- Método de fabricación.

- d. Constitución y aspecto del producto.
- e. Propiedades físicas, mecánicas, químicas y biológicas.
- f. Durabilidad.
- g. Propiedades técnicas específicas de instalaciones, accesorios aparatos mecánicos, etc.
- h. Características de puesta en obra o servicio.
- i. Propiedades que definen el comportamiento o función de los elementos de construcción hechos con el material o producto.

2 Fricción montaje o ensamblaje

- a. Ensamblaje (diseño y construcción)
- b. Detalles arquitectónicos y constructivos.
- c. Facilidad de manipuleo y colocación.
- d. Posibles problemas en la relación al trabajo de construcción.
- e. Referencias a construcciones terminadas y en servicio.

Proceso típico para la selección y evaluación de materiales y productos

a. Definición Problema	Lista requerimientos (Solución ideal)	Programa requerimientos edificación exigencias usuarios.
b. Consideración Preliminar Materiales o Servicios	Catálogo Materiales	Información productores laboratorios cámaras construcción.
c. Selección Preliminar	Comparación	Catálogo materiales lista de requerimientos.
d. Consideración de materiales Servicios específicos	Información detallada materiales	Bibliografía Análisis laboratorio Inspecciones. Etc.
e. Decisión final sobre material o servicio	Comparación	Información detallada materiales escogidos listo de requerimientos.
f. Comprobación en servicios		Inspecciones, entrevistas, usuarios registros, etc.

Evaluación de los materiales

Consiste en comparar los requerimientos exigidos con las propiedades y características de los materiales escogidos.

La medida de la *adecuación* de un material está en la comparación de los niveles exigidos (factores externos) con los niveles obtenidos u obtenibles (factores internos dependientes del producto o

material en sí).

Una forma en general es una regla que debe seguirse o a la cual debe ajustarse un proceso, producto o servicio que se repite múltiples veces con el fin de obtener siempre idéntico resultado.

Ventajas de las normas:

a. Mejoras en la Producción:

Aumento en la producción.
Mejor aprovechamiento de equipo y materiales.
Especialización de materiales.

b. Disminución de Costos:

Racionalización proceso producción.
Aumento de producción.
Aumento de mercado.

c. Mejora Calidad:

Establece condiciones óptimas de producción.
Mejor control producción.
Competencia a base de calidad.

d. Expansión del Mercado:

Patrones uniformes de consumo.
Baja el precio del producto.
Facilita intercambio productos.
Facilita transacciones comerciales.

e. Mejora transacciones comerciales:

Establece lenguaje común entendimiento en cualidades y usos de productos y servicios.
Regulariza y simplifica ventas.
Favorece competencia honorable y justa.

Las ventajas de las normas funcionales:

1. Promueven la innovación y desarrollo de nuevos productos.
2. Promueven la tipificación de productos y materiales.
3. Dan una base para una evaluación más racional de la construcción.
4. Promueven una competencia saludable en la construcción.
5. Promueven la tecnificación y el enfoque científico de la construcción.

Sello o marca de conformidad con las normas: Derivado de la necesidad de asegurar que un producto sea fabricado adecuadamente y que su calidad final sea la requerida para su función asignada.

1. Garantizar al consumidor.
2. Protege al producto o fabricante.

3. Elimina competencia.
4. Valora más el producto.
5. Impulsa al fabricante a mejorar calidad.
6. Extiende el campo de la normalización y amplía el mercado del producto.
7. Buen argumento de venta.

Dificultad de la implantación de las normas funcionales:

1. Requieren considerable conocimiento técnico y científico.
2. Requieren del establecimiento previo de requisitos para diferentes tipos de edificación, lo que involucra estudios de gran envergadura.
3. La valoración de las proposiciones de estas exige ensayo de propósitos y ensayos en servicio que demandan personal e instalaciones de laboratorio.
4. Un sistema de normas funcionales es operable si conjuntamente se organiza un sistema de control de calidad y de inspección de la producción y de los productos terminados al fin de valorar y aprobar las alternativas de solución que se presenten.
5. El sistema de normas funcionales puede ser antieconómico en países que no cuentan con los recursos técnicos y económicos y el desarrollo de la construcción para sustentarlo.

Clases de normas:

Por su naturaleza:

1. **Científicas o fundamentales.**
Dimensionales
Tolerancias de medidas
Medidas de formatos de planos
2. **Industriales o técnicas.**
Calidad
Métodos de ensayo
Patrones o tipos normales
Producción o trabajo

Por su ámbito de aplicación:

1. Nacionales (y además las institucionales o empresariales y las de grupos industriales o profesionales afines).
2. Internacionales.

Guatemala y normativa pertinente a la ingeniería civil

Area	Norma	Aspectos
Agua	INFOM UNEPAR	Normativa nacional, de criterio europeo de dotación - conservadora y racional de agua- que considera el reciclaje. Propia en abastecimiento de agua, como recolección de drenajes.
Caminos y Carreteras	MICIVI y Libro Azul	Normativa nacional

	AASHTO	Internacional, criterios de segunda guerra mundial que se imponen al nivel internacional. Hasta se refleja en la DIN.
Eduficaciones y Estructuras	AGIES ACI AISC	Nacional, concreto acero Internacional, concreto y mampostería Internacional para acero estructural
Generalidades	COGUANOR	Normativa nacional que abarca varios campos. Sistema de medidas, tolerancias, materiales de construcción y más.

NOMENCLATURA DE ALGUNAS NORMAS

AASHTO. American Association of State Highway and Transportation Officials, Asociación Americana para el estado de Carreteras y Transportes Oficiales. <https://transportation.org/>

ACI. American Concrete Institute, Instituto Americano del Concreto.

<https://www.concrete.org/home>

AGIES. Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales. <https://www.agies.org/biblioteca/>

AISC. American Institute of Steel Construction, Instituto Americano de la Construcción en Acero. <https://www.aisc.org/>

ANSI. American National Standards Institute, Instituto Americano Nacional de Normas (estándares) <https://www.ansi.org/>

ASTM. American Society Test Materials, Sociedad Americana de Ensayo de Materiales. <https://www.astm.org/>

AWWA. American Water Works Association. Sociedad Americana de Trabajos con Agua. <https://www.awwa.org/>

COGUANOR. Comisión Guatemalteca de Normas. <https://dsnc.gob.gt/coguanor/>

INFOM. Instituto de Fomento Municipal. <https://infom.gob.gt/#>

MICIVI. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda.

<https://www.civ.gob.gt/web/guest/inicio>

PCA. Portland Cement Association, Asociación del Cemento Portland. <https://www.cement.org/>

UNEPAR. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. <https://infom.gob.gt/unepar/>

Terminología para preparación de normas COGUANOR NGO 4001

- 1. Especificación técnica:** Es aquella que establece las características de un producto a un servicio, tales como niveles de calidad, rendimiento, seguridad o dimensiones; pueden incluir también: terminología, símbolos, métodos de ensayo, embalaje, requisitos de marcado o rotulado. Una especificación técnica puede adoptar la forma de un código de práctica.

NOTA: El término “especificación” se utiliza corrientemente en muchos organismos nacionales de normalización con igual significado al del término “especificación técnica” con la salvedad de que no incluye códigos de práctica.

2. **Reglamento técnico:** Es el conjunto de reglas o preceptos que se refieren a una norma o especificación técnica.
3. **Código de práctica:** Es el documento que describe practicas recomendadas para el diseño, fabricación, instalación, mantenimiento, uso o evaluación de: equipos, instalación, estructuras, productos y servicios.
4. **Consenso:** Es la aceptación que implica la anuencia general o mayoritaria de los sectores involucrados en cuestiones específicas de interés común.
5. **Normalización:** Es la actividad que generalmente consiste en los procesos de formular, emitir e implementar normas, con el objeto de proporcionar soluciones a problemas repetitivos, esencialmente dentro de las esferas de la ciencia, tecnología y economía, dirigidas a alcanzar el grado óptimo de orden dentro de un contexto dado.
6. **Norma:** Es una especificación técnica u otro documento a disposición del público, elaborado con la colaboración y consenso de todos los intereses afectados por ella, basada en resultados consolidados de la ciencia, tecnología y experiencia, dirigida a promover beneficios óptimos para el país y aprobada por el organismo reconocida a nivel nacional, regional o internacional.

Nota: Una especificación técnica que no satisface todas las condiciones dadas en la definición anterior puede recibir otros nombres por ejemplo: “Recomendación”, “Norma de empresa”; o “Norma Individual”.

7. **Norma Guatemalteca:** Es una norma adoptada por la Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR) y aprobada por el Organismo Ejecutivo.
8. **Norma Guatemalteca Obligatoria:** Es la norma que se refiere o relaciona forzosamente a especificaciones técnicas de masas y medidas, alimentos, medicina, edificaciones y, en general, a todo lo relativo a la seguridad y conservación de los bienes, de la salud y de la vida. Se debe identificar con las siglas NGO, que significan Norma Guatemalteca Obligatoria, seguidas del número que le corresponda.
9. **Norma Guatemalteca Recomendada :** Es la norma que se relaciona con la producción y venta de aquellos bienes que no están contemplados en la definición de Norma Guatemalteca Obligatoria, es optativa para la industria y el comercio de los productos de que se trate, en tanto que es obligatoria para el Estado, la entidades oficiales y los organismos descentralizados y autónomos, los cuales no pueden comprar los productos de que se trate, si dichos productos no se ciñen a las normas y especificaciones establecidas. Se debe identificar con las siglas NGR,

que significan: Norma Guatemalteca Recomendada, seguidas del número que le corresponda.

- 10. Propuesta de Norma Guatemalteca:** Es el documento técnico preliminar que se somete a estudio y encuesta pública, entre las partes interesadas, con el objeto de conocer sus observaciones y comentarios, los cuales se toman en consideración para elaborar el proyecto de Norma Guatemalteca correspondiente.
- 11. Proyecto de Norma Guatemalteca:** Es el documento técnico que se somete a la consideración del Consejo Directivo de la COGUANOR para su adopción y posterior envío al Organismo Ejecutivo para su aprobación como Norma Guatemalteca y su correspondiente publicación en el Diario Oficial.
- 12. Norma de nomenclatura:** Es la norma que tiene por objeto establecer, precisar y/o definir los términos, expresiones, abreviaturas, símbolos y diagramas que deben emplearse en el lenguaje técnico.
- 13. Norma de especificaciones o de calidad:** Es la norma que tiene por objeto establecer todas las características físicas y químicas que debe reunir un material o producto según el uso a que se destina.

La norma **COGUANOR NGO 4001** es una regulación técnica histórica de Guatemala titulada "**Preparación y Presentación de Normas**". Su función principal ha sido establecer los lineamientos metodológicos, la estructura y los procedimientos formales que la Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR) debe seguir para redactar y publicar cualquier otra norma en el país.

Aspectos clave de la norma

- **Origen legal:** Fue adoptada originalmente bajo el amparo de un Acuerdo Gubernativo el **1 de febrero de 1972**.
- **Evolución:** Cuenta con revisiones importantes (como la primera revisión formal de junio de 1983) para adaptar la creación de normas a estándares modernos de estandarización y metrología.
- **Propósito:** Define los criterios de formato, ordenación de capítulos, uso de terminología y presentación que aseguran la uniformidad de todo el catálogo técnico de la nación.
- **Influencia regional:** Se estructuró tomando como base lineamientos de la norma centroamericana *ICAITI 4 001* y referentes internacionales europeos como las normativas *UNE* (España) y *DIN* (Alemania).

Comentario: el ICAITI, dejó de existir durante el gobierno de Alfonso Cabrera. Se quita asignación de presupuesto a la investigación, pero no hubo una iniciativa sin fines de lucro para mantener un órgano de investigación de normativa y procesos industriales en Guatemala. (Así funciona normas del ACI, fib, PCA y otras) Se necesita hacer investigación de manera continua con laboratorios específicos para la gestión de normas en la industria, construcción y más. En esto las universidades pueden jugar un papel importante, pero se requiere la logística, presupuesto y financiamiento.

De esa cuenta la normativa guatemalteca, como una copia de varias normas de organizaciones internacionales, que generalmente hay que realizarle ajustes para nuestro medio. La investigación educación y la política es una dupla generalmente excluyente, tal como alcohol y volante, donde la investigación no vende votos partidistas a corto plazo. Hacer investigación requiere recursos, tiempo, seguimiento y administración definida para la orientación a intereses del saber cómo de fabricación industrial. Entre las consecuencias, se improvisa a la hora de regular la construcción, por ejemplo, donde se puede sobre diseñar o su diseñar, que a futuro incrementan gastos y consumo de recursos. En el primer caso se asigna mas dinero del necesario, lo que merma el costo de oportunidad del mismo; en el segundo caso a futuro se potencia una vida útil más corta de lo previsto, lo que incrementa los costos a futuro en reparaciones y recuperaciones de infraestructura dañada.

Esquema de la elaboración de una norma (COGUANOR):

- | | |
|--|---|
| a. Propuesta de formulación
De una norma. | - Iniciativa del gobierno, industria o grupo de Industrias, organismo técnico, profesional, asociación de usuarios, etc.
- Aceptación de la solicitud por organismo Nacional de Normas (Comisión Nacional de Normas). (COGUANOR). |
| b. Estudio y elaboración del
primer proyecto de norma: | - La COGUANOR nombra un comité técnico de trabajo formado por representantes de los principales sectores interesados y afectados (productor, comerciante, consumidor, técnico, Gobierno y de la COGUANOR).
- El CTT (comité técnico trabajo), elabora, discute y aprueba el primer proyecto de la norma. |
| c. Periodo de consulta del
proyecto de Norma
(Encuesta pública): | - La COGUANOR después de aprobar el proyecto de norma lo pasa a consulta mediante encuesta pública. |
| d. Revisión del proyecto de
norma y elaboración de la
norma definitiva: | - La COGUANOR pasa el proyecto de norma con las observaciones recibidas al CTT que que luego elabora el texto definitivo y lo pasa a la directiva de COGUANOR para su aprobación. |
| e. Promulgación de la norma
como obligatoria para
gobierno y voluntaria
(sector privado): | - La COGUANOR pasa la norma final para su sanción legal como norma Guatemalteca al ministerio de Economía. |

f. Revisión periódica de la norma:

- El CTT se mantiene atento a la aplicación de la norma y propone cuanto es necesario las modificaciones o revisión de esta.

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Propiedades Mecánicas en general

1. Son las que determinan el comportamiento de los materiales bajo carga.
2. La respuesta a las fuerzas externas depende del tipo de unión y el ordenamiento estructural de los átomos, moléculas y cristales en el sólido.
3. Este ordenamiento puede modificarse en los procesos de conformación y manufacturación alternándose las propiedades.
4. El tipo de esfuerzo y la forma de su aplicación puede también introducir cambios en las propiedades.

Tipos básicos de deformación en los materiales:

1. Elástica (recuperable).
2. Plástica -inelástica- permanente.
3. Viscosa -inelástica- permanente.

Esfuerzo – Deformación: La fuerza o carga aplicada produce un esfuerzo y una deformación en el material.

Los tipos de esfuerzos son:

- | | |
|---------------------|------------------------------------|
| - Uniaxiales | - Compresión, tensión, corte. |
| - Biaxiales | - Tensión, compresión, combinados. |
| - Triaxiales | - Corte, torsión. |
| - Flexión. | |

Curva esfuerzo deformación -L. Elástico real LEP, límite Elástico Aparente, punto cedente, Esfuerzo cedente aparente, Resistencia Máxima. Resistencia a la rotura-Ductilidad, Resistencia, Tenacidad.

COMPORTAMIENTO ELÁSTICO

Constancias elásticas -**Módulo de Elasticidad** $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$

Módulo de compresibilidad o **módulo volumétrico**

$K = \text{Esfuerzo hidrostático} / \text{Cambio de Volumen} = \frac{\sigma}{\Delta V / V_c}$
 $\Delta V = V_o - V$ $V_o = \text{Inicial}$ $V = \text{final}$

Módulo de corte (o de rigidez) = $\sigma = \frac{\tau}{\gamma}$

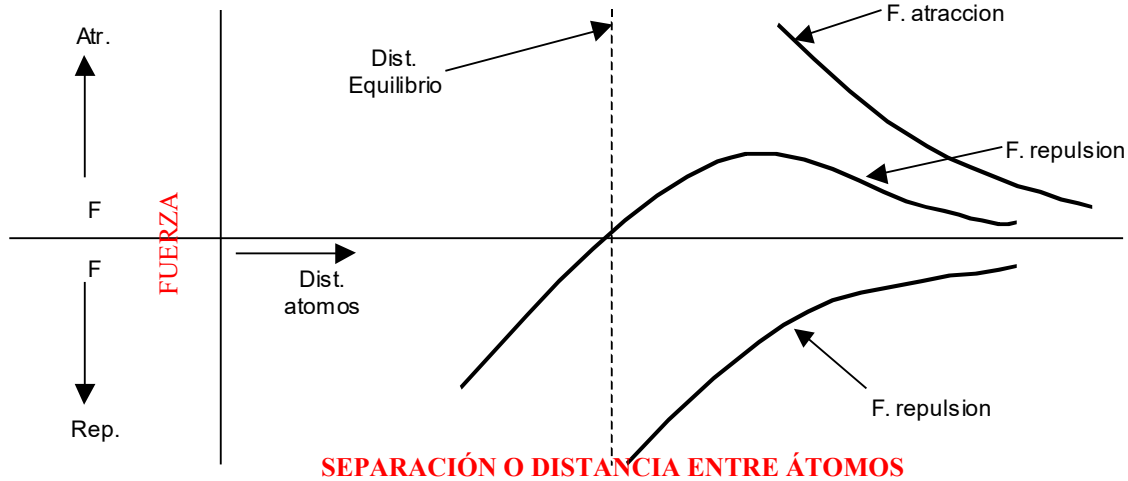
Módulo de Poisson $\nu = \frac{\varepsilon \tau}{\varepsilon \lambda}$

Comentarios sobre E, K y G:

1. Para **materiales suaves** como colindes, gels, pastas y masillas K es muy grande en relación a G -prácticamente $E = 3G$.
 2. Estos materiales pueden considerarse incompresibles en el grado en que cambian de forma bajo fuerzas externas.
 3. En **metales**, fibras y plásticos K tienen alguna influencia.
 4. Para **líquidos** los que solo pueden sostener una presión hidrostática, el módulo K es el único considerado.
-
- A. La **recuperación elástica** es debida a la acción de las fuerzas atómicas e intermoleculares.
 - B. El **E** de algunos compuestos covalentes como el diamante es alto.
 - C. El **E** de metales y cristales iónicos es de magnitud intermedia.
 - D. El **E** de los sólidos amorfos como plásticos, elastómeros y cristales moleculares es bajo comparado con los otros grupos.
 - E. El **E** decrece con la temperatura siendo este cambio más sensible en los sólidos amorfos.
 - F. En materiales **anisotrópicos** las constantes elásticas y propiedades según los ejes de simetría pueden ser muy variables.

Teoría de la acción elástica:

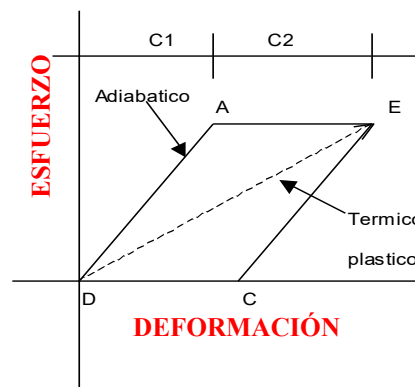
- A. La **deformación elástica** se explica por el espaciamiento de los átomos y las fuerzas cohesivas entre ellos.
- B. Las fuerzas de **atracción y repulsión de los iones** varían conforma el espaciamiento entre los mismos según se ve en la figura siguiente:

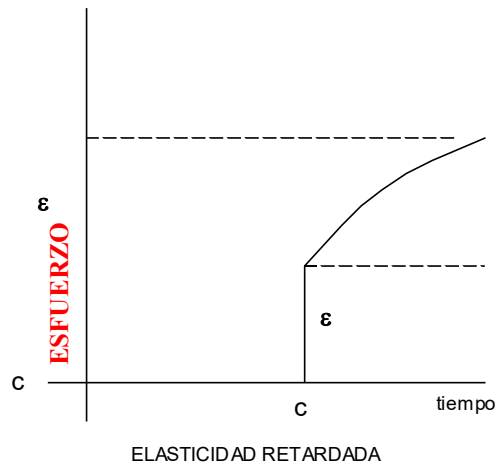
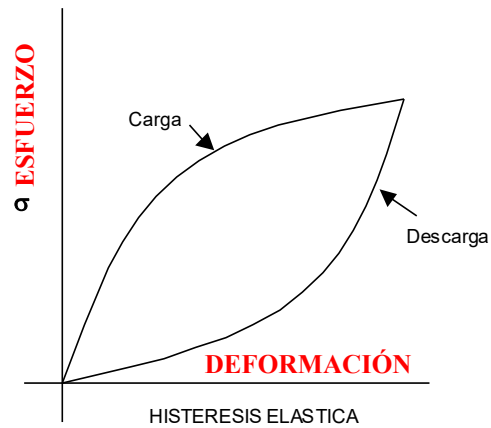


- C. La **distancia entre los iones** es estable cuando la fuerza resultante es 0.
- D. Al aplicar **fuerza externa de separación**, la fuerza resultante en los iones es de atracción y después de quitar la fuerza externa los iones vuelven a su posición de equilibrio.
- E. Lo **inverso** es válido.
- F. La resistencia **elástica o rigidez** es una función de la pendiente de la curva de la fuerza resultante en el punto donde la curva corta el eje de fuerza 0.

Desviación del comportamiento elástico - Acción Inelástica

- A. Muchos materiales exhiben efectos de **deformación inelástica** a todos los largos de la curva esfuerzo-deformación.
- B. Los **elastómeros** se caracterizan por deformaciones elásticas muy grandes y dan relaciones curvas entra el esfuerzo y la deformación. El E del hule se incrementa con el aumento de deformación.
- C. Algunos materiales exhiben **efectos termoplásticos** y de elasticidad retardada, al ser cargados o descargados rápidamente.



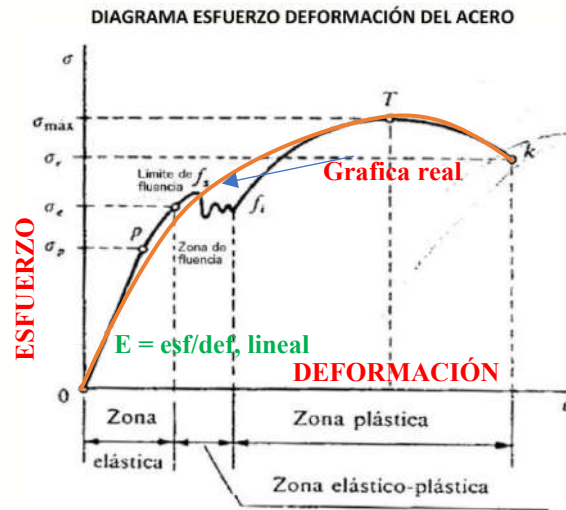


Tipos de acción inelástica:

- Deslizamiento o fluencia -deformación plástica instantánea
- flujo o escurrimiento plástico**
- Fractura o rotura del material.

Plasticidad:

- Más allá de un esfuerzo mínimo, los materiales exhiben una deformación permanente no recuperable: deformación plástica.
- La deformación plástica es resultado del desplazamiento permanente de átomos y moléculas de sus posiciones originales.



3. Cuerpo plástico ideal: (sólido de St. Venant).

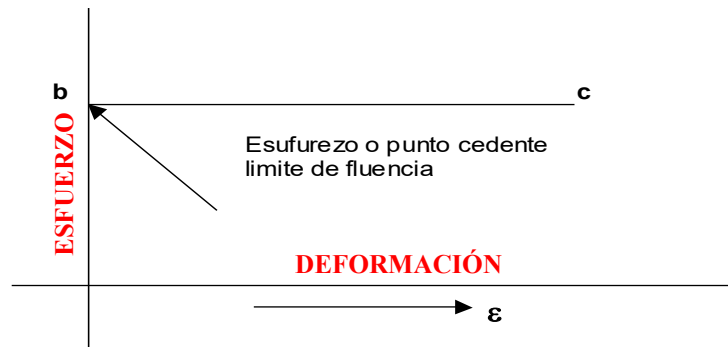
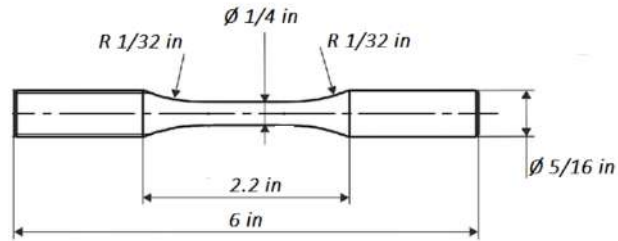


DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN	DIAGRAMA SAINT VENANT (SAN VENANCIO)
1. Se parte de la deformación dúctil de acero. 2. Si se considera el adelgazamiento del centro de la probeta, el gráfico es una línea curva, es el gráfico real. 3. Si ahora se aproxima la sección de la probeta dúctil como una constante, es allí donde se considera la zona elástica y plástica. En la primera la pendiente del esfuerzo a la deformación es el módulo de elasticidad.	1. Es una idealización del diagrama esfuerzo deformación. 2. Las hipótesis son: a. Módulo de Elasticidad o de Young tiende al infinito, pendiente casi vertical y, b. El límite elástico se aproxima al esfuerzo de fluencia (donde se rompe por momentos la estructura cristalina) como también se aproxima al esfuerzo máximo y de rotura. Eso dibuja una línea horizontal. c. La anterior línea horizontal es una alerta del comportamiento del material sobre esfuerzo a tensión, es

	donde al romperse la estructura cristalina del material, se aproxima como resultado a una deformación constante hasta la rotura del material. Para evitar lo anterior están los factores de seguridad en materiales
--	--



Medidas de probeta de tensión de aceros

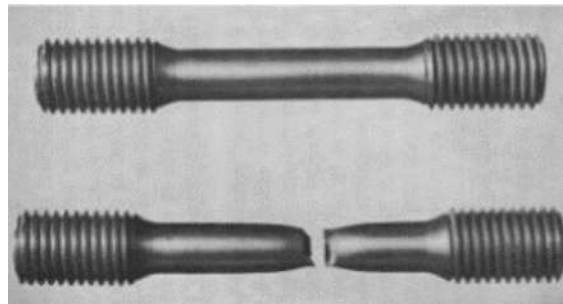
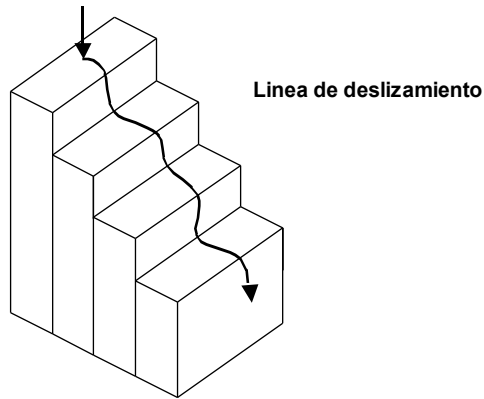


Ilustración de una probeta a tensión de aceros.

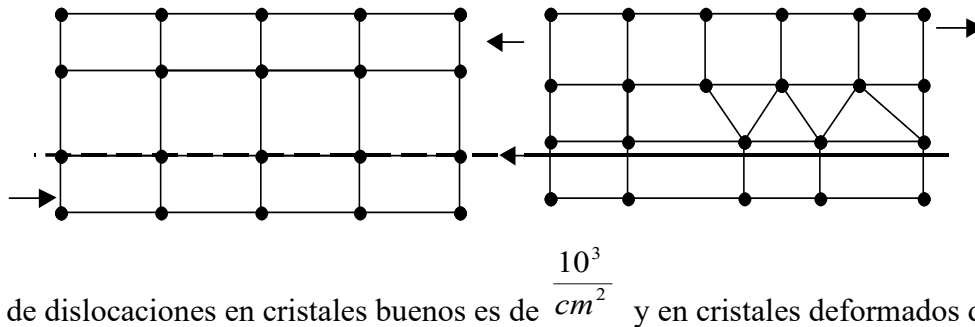
La ductilidad está asociada a la facilidad de deslizamiento.

1. El esfuerzo cortante critico (que las fuerzas interatómicas) es el requerido para iniciar o continuar la acción de corte en un sistema particular de deslizamiento.

2. El deslizamiento se produce como sucesión de movimientos de resbalamiento de capas adyacentes de átomos, unas con relación a otras.



3. El deslizamiento **se facilita por las dislocaciones, en la estructura cristalina.**
4. Para provocar el deslizamiento en un cristal perfecto se requiere que los enlaces atómico se rompan simultáneamente (a)



El número de dislocaciones en cristales buenos es de $\frac{10^{12}}{cm^2}$ y en cristales deformados de $\frac{10^{12}}{cm^2}$.

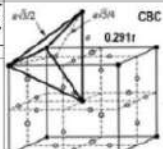
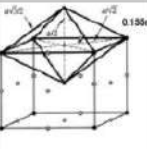
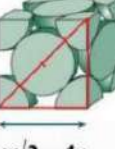
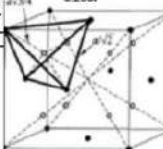
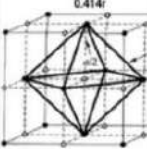
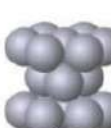
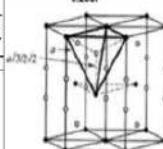
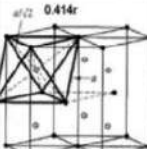
Obstrucciones al deslizamiento:

1. Límites de grano.
 2. Átomos extraños.
 3. Dislocaciones de sentido contrario.
- El trabajo en frío en conformación de metales produce endurecimiento por deformación controlada cosa que no sucede con el trabajo en caliente.
 - El recocido es un tratamiento térmico que sirve para eliminar los efectos del endurecimiento por deformación ya que producen un reagrupamiento de cristales.

Estructura y Cristalización en Metales

1. **Estructura Atómica:** modelo: Lewis – langmuir, Bohr, mecánica ondulatoria
2. **Números cuánticos + tabla periódica,** Mendeleev
 - **Metales**
 - i. Metales ligeros: IA, IIA

- ii. Metales pesados: IIIB, IVB ... VIIIB + IB + IIB
- iii. Metaloides (2do período, IIIA, VIIA)
- b. No metal: IIIA, VIIA
- c. Inerte o Nobles: VIIA
- 3. **Enlace Atómico**
 - **Iónico:** Dos elementos comparten electrón Na^+Cl^-
 - **Covalente, Homopolar (mismo polo)** un elemento comparte con varias moléculas de otro elemento NH_3 .
 - **Metálico:** cada átomo de metal contribuye a nube e^- iones positivos atraídos. Extensión enlace covalente.
 - **Van de Waals:** en átomos neutros como gases inertes o nobles. *Es de importancia a bajas temperaturas para este tipo de enlaces de los superconductores.*
- 4. **Estructuras cristalinas**
 - Cúbicas $\rightarrow$ CS (# $C = K6$), CCC (# *coordinación* = $K12$), CC (# $C = K8$) *más importante para metales.*
 - Hexagonal compacta HC (# $C = K12$) *mas importante para metales.* - Triclínico, Monoclínico $\alpha \neq \beta \neq \gamma \neq 90^\circ$, $\alpha = \gamma = 90 \neq \beta$ $a \neq b \neq c$
 - Ortorrómico, ¿Romboeal?
 - Tetragonal

ESTRUCTURA	IMAGEN	NÚMERO DE ÁTOMOS POR CELDA	RELACIÓN DE RADIO-PARÁMETRO DE RED	NÚMERO DE COORDINACIÓN	FACTOR DE EMPAQUETAMIENTO	HUECOS TETRAÉDRICOS	HUECOS OCTAÉDRICOS
Cúbica Simple (CS)		1 átomo		No:6	$FE = \frac{4\pi r^3}{3}$ $FE = \frac{a^3}{6}$ $FE = \frac{a^3}{0.628}$		
Cúbica centrada en el cuerpo (CCC)		2 átomos		No: 8	$FE = \frac{4\pi(\sqrt{3}a)^3}{24}$ $FE = 0.68$		
Cúbica Centrada en las Caras (CCCa)		4 átomos		No=12	$FE = \frac{4\pi(\sqrt{3}a)^3}{24}$ $FE = 0.74$		
Hexagonal Compacta (CH)		6 átomos		No=12	$FE = \frac{4\pi(\sqrt{3}a)^3}{24}$ $FE = 0.74$		

Substancias amorfas con estructura no definida, es **isótropa**, es decir, sus propiedades físicas son iguales en toda dirección.

Cuerpo cristalino átomos en orden definido, propiedades físicas muy distintas en diversas direcciones: **anisótropo**.

Metal como cuerpo brillante que puede ser forjado M. Lomonosov.

Polimorfismo y Alotropía polimorfismo como propiedad de un material de tener más de un tipo de red espacial en estado sólido. Si es reversible este polimorfismo tiene alotropía formas alotrópicas nominadas por alfabeto griego: α , β , γ , δ .

Planos cristalográficos e índices de Miller $\rightarrow$ f(inversa coordenadas). Mecanismos de cristalización

5. Formación de núcleos
6. Crecimiento del cristal

Diferencia en energía potencial entre estados líquidos y sólido se conoce como:
CALOR LATENTE DE FUSIÓN.

Dendron = árbol (griego)

Imperfección del cristal

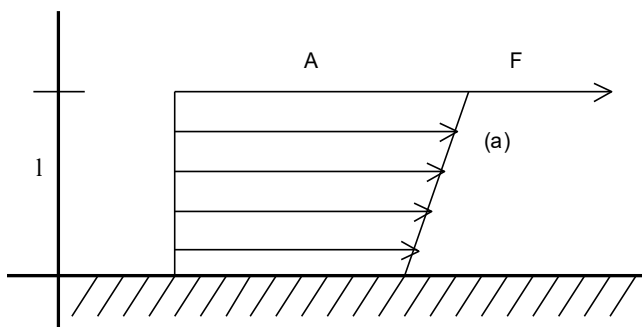
1. Intersticio (llenadura), vacancia (vaciadura)
2. Barbas, barbas metálicas Whiskers

Macro defectos en coladas

1. Cavidad por contracción
2. Bolsas de Gas y porosidad
3. Fisura por calor

Viscosidad:

1. Determina la capacidad de fluidez de un líquido y se define como fricción interna del líquido a escurrir o fluir.
2. Considerando un flujo laminar, es el área de cambio respecto a un área de lámina en el tiempo.



FLUJO LAMINAR, el integrado por láminas.

El volumen sobre tiempo es caudal.

Para aplicar lo anterior, si se toma el volumen de un libro o de un cuaderno sobre el tiempo, el flujo laminar de anterior es la integración de cada página u hoja sobre la próxima. La suma de las hojas es la integración de un volumen laminar, cada lámina es una hoja u página.

Flujo laminar, paginar u hojar.

La medida de desplazamiento y movimiento relativo entre las hojas, láminas o páginas sobre el tiempo es la **VISCOSIDAD CINEMÁTICA**.

3. Al aplicar una fuerza tangencial (F) en el punto (a) del plano (A), A se mueve respecto a B acarreado con él capas / /s del líquido que llena el espacio entre A y B.
4. La velocidad de las partículas es una función de la distancia (l) entre los dos planos.

5. La razón a que la velocidad de las partículas cambia en relación con su posición es una medida del cambio en la velocidad del flujo.
6. Esta razón se expresa por dv/dl que es el gradiente de velocidad perpendicular a los planos.
7. La relación entre la fuerza tangencial y el gradiente de velocidad es según Newton:

$$F_s = \frac{dv}{d} \quad \frac{dv}{dl} = \eta \quad \frac{F_s}{A} = \tau$$

y como $\tau = \frac{F_s}{A}$

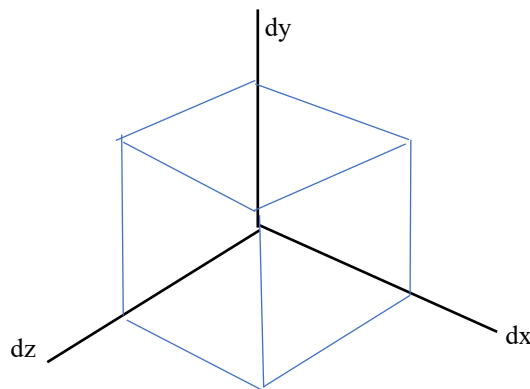
$$\tau = \eta \frac{dv}{d} = \eta \frac{d}{dt}; \quad \mu = \tau / dv / dl$$

μ = Constante de proporcionalidad llamada coeficiente de viscosidad se expresa en poises o stokes.

8. Un Líquido tiene una viscosidad de un poise o stoke si una fuerza de 1 dina produce una velocidad relativa de 1 cm²/seg. Entre dos planos de 1cm² situado a una distancia de 1cm.

9. Al aumentar la viscosidad, la resistencia del líquido a fuerzas cortantes aumenta. A altas viscosidades esta resistencia es predominante en relación al flujo, y bajo esfuerzo prolongado estos materiales se deforman lentamente bajo cargas de corta duración se comportan elásticamente.
10. En un líquido Newtoniano, el trabajo realizado en el material nunca se recupera y resulta en flujo continuo.
11. La viscosidad es muy sensible a la temperatura.
12. En líquidos a mayor temperatura la viscosidad cinemática disminuye, las moléculas con la energía añadida por el calor tienden a separarse y acelerase más, lo que se ve en una cauda de la viscosidad. En gases puede ser lo contrario, la viscosidad a mas temperatura se reduce, gracias al incremento de la presión (en las leyes de gases)

Sea la siguiente ilustración:



Sean entonces:

Q = caudal
v = viscosidad cinemática
V = velocidad y
t = tiempo. Entonces;

$$Q = \frac{dx dy dz}{dt}$$

$$v_{xy} = \frac{dx dy}{dt} \quad v_{xz} = \frac{dx dz}{dt} \quad v_{yx} = \frac{dy dz}{dt}$$

$$V_x = \frac{dx}{dt} \quad V_y = \frac{dy}{dt} \quad V_z = \frac{dz}{dt}$$

Algunas relaciones matemáticas partiendo del caudal:

$$Q = \frac{dx dy dz}{dt}$$

$$\frac{dQ}{dz} = \frac{dx dy}{dt} = v_{xy} \quad \frac{dQ}{dy} = \frac{dx dz}{dt} = v_{xz} \quad \frac{dQ}{dx} = \frac{dy dz}{dt} = v_{yz}$$

$$\frac{d^2 Q}{dx dy} = \frac{dv_{xz}}{dx} = \frac{dz}{dt} = V_z \quad \frac{d^2 Q}{dx dz} = \frac{dv_{yz}}{dz} = \frac{dy}{dt} = V_y \quad \frac{d^2 Q}{dy dz} = \frac{dv_{xy}}{dy} = \frac{dx}{dt} = V_x$$

Ahora al revés, partiendo desde la velocidad:

$$V_x = \frac{dx}{dt} \quad V_y = \frac{dy}{dt} \quad V_z = \frac{dz}{dt}$$

$$\int_x V_y dx = \int_y V_x dy = v_{xy} \quad \int_x V_z dx = \int_z V_x dz = v_{xz} \quad \int_y V_z dy = \int_z V_y dz = v_{yz}$$

$$\iint_{yz} V_x dy dz = \iint_{xy} V_z dx dy = \iint_{xz} V_y dx dz = Q_{xyz}$$

$$\int_x v_{yz} dy = \int_y v_{xz} dy = \int_z v_{xy} = Q_{xyz}$$

Entonces, un comentario aproximado, la viscosidad cinemática es como una velocidad del área de la película, lámina o placa de fluido es como una velocidad cuadrática. Mientras que el caudal es la velocidad de un volumen, una velocidad cúbica.

Tanto velocidad, viscosidad cinemática y caudal son cambio de posición, de área y de volumen sobre el tiempo.

Unidades de medida

- **Sistema Internacional (SI):** Metros cuadrados por segundo (m^2/s).
- **Sistema Cegesimal (CGS):** Stokes (St), donde $1 \text{ St} = 1 \text{ cm}^2/s = 10^{-4} \text{ m}^2/s$.
- **Unidad práctica:** Centistokes (cSt), muy usada en aceites y lubricantes ($1 \text{ cSt} = 1 \text{ mm}^2/s$).

La viscosidad absoluta (también llamada viscosidad dinámica) es la medida de la resistencia interna de un fluido a fluir o deformarse cuando se le aplica una fuerza externa. Representa la fricción entre las moléculas del propio fluido. Es la viscosidad cinemática multiplicada por la densidad del fluido.

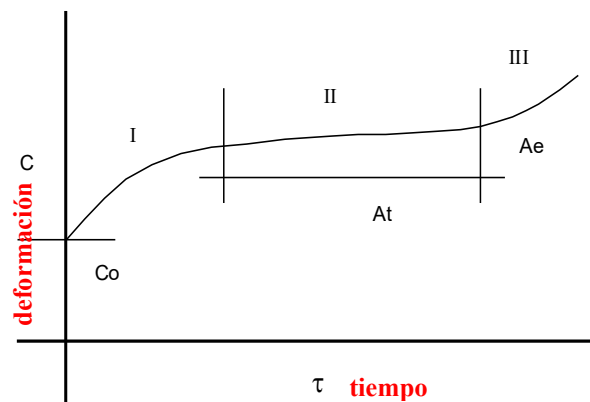
Unidades de Medida

- En el Sistema Internacional (SI), se mide en **Pascales-segundo** ($\text{Pa} \cdot \text{s}$), o de forma más común en **miliPascales-segundo** ($\text{mPa} \cdot \text{s}$).
- En el sistema CGS, la unidad es el **Poise** (P) o centipoise (cP).
- Conversión: $1 \text{ Pa} \cdot \text{s} = 10 \text{ Poises} = 1000 \text{ cP}$.

Creep o escurrimiento plástico o viscoso:

Deformación progresiva de un material bajo carga constante:

1. El creep se observa en metales, materiales covalentes y materiales amorfos (vidrios y polímeros).
2. El creep se produce en los metales a altas temperaturas y en los otros materiales amorfos como plásticos, hules, es más sensible a los cambios de temperatura.
3. El ensayo de escurrimiento es largo y dura meses y aún años. Por ejemplo, el cristal o vidrio de una ventana se engrosa en la base al cabo de años. O la deformación de una bolsa se supermercado de 5 libras, con ese peso, si se cuelga con el referido peso, en 15, 30 días o mas se ve el escurrimiento de dicha bolsa.
4. En metales se acostumbra a hacerlo en 1000 a 3000, horas, a temperaturas constantes.
5. Mecanismo del creep o escurrimiento.

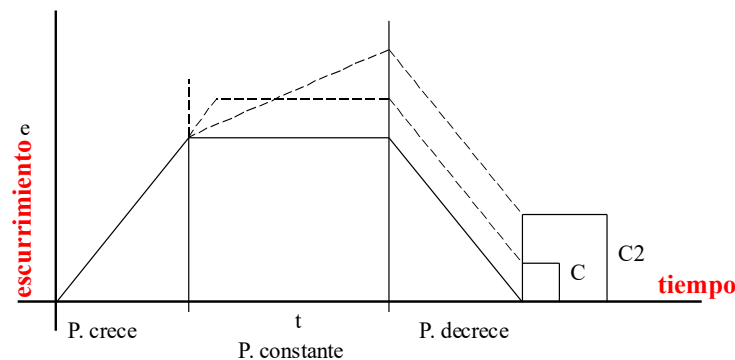


6. El creep primario (I) es parecido al efecto de elasticidad retardada y recuperable.
7. El secundario (II) se deriva del efecto de equilibrio entre el endurecimiento por deformación y el efecto reconocido o calentamiento de la temperatura y es esencialmente constante en velocidad.

8. El terciario (III) ocurre a un ritmo acelerado y produce deformación progresiva hasta la fractura.
9. Los materiales amorfos como los polimorfos, asfaltos y similares exhiben un mayor grado de deformación a bajas temperaturas y esfuerzos.
10. En plásticos y hules, mezclas asfálticas la adición de fibras y arena aumenta la viscosidad y reduce la velocidad de escurrimiento.

En concreto el escurrimiento se debe a flujo de la pasta de cemento, que es de alta cohesión y viscosidad.

Comparación escurrimiento viscoso, deformación elástica y de formación plástica.



Fractura o Rotura:

1. La fractura denota destrucción completa de la cohesión del material resultando en la separación de una porción de este.
2. Los términos para describir la fractura son variados.
3. Los términos fractura dúctil y frágil describen la respuesta del material al esfuerzo o el tipo de deformación que la precede.
4. Los términos fibrosa y granular se refiere a la apariencia de la fractura.
5. Corte y clivaje describen la fractura de acuerdo con su naturaleza cristalográfica;
6. Transcristalina e ínter cristalina definen la forma en que ocurre la fractura en relación a los granos o cristales constituyentes.
7. **Fractura dúctil** y precedida de deformación plástica apariencia fibrosa.
8. **Fractura frágil**. Si el esfuerzo crítico de tensión es menor que el esfuerzo que causa la deformación plástica, apariencia lisa o granular.
9. Las fracturas dúctil y frágil dependen respectivamente de la resistencia a corte y la cohesión (resistencia a tensión del material), la resistencia a corte es afectada por la velocidad de deformación y la temperatura. La cohesión es poco afectada.
10. La distribución de esfuerzos de impacto en puntos de concentración de esfuerzos puede dar lugar a fracturas frágiles en materiales dúctiles.
11. La presencia de defectos (grietas, oquedades ínter granulares que hacen de concentradores de esfuerzos) facilitan la fractura en materiales frágiles.

12. En materiales muy dúctiles pequeños defectos no causan ruptura a carga estática, ya que el efecto de concentración de esfuerzos es eliminado por la deformación plástica que ocurre. A impacto, la habilidad de deformación se reduce y la concentración de esfuerzos excede la cohesión del material causando rotura frágil.
13. En materiales frágiles en tensión, la rotura es en un área a la tensión (clivaje). En compresión puede ser a lo largo del plano de máximo corte (rotura de corte).
14. A temperaturas bajas la fractura tiende a ser transgranular (a través del grano). A temperaturas altas se vuelve intergranular.

Falla de los materiales.

1. Un material falla cuando cesa de prestar el servicio que se esperaba de él.
2. La falla ocurre cuando la distorsión o velocidad de distorsión se ve excesiva para el uso apropiado del material.
3. **Manifestaciones:** -deslizamiento o fluencia - deformación plástica.
 - i. -escurrimiento plástico (viscoso)
 - ii. -fractura o rotura.
4. **Causas de las fallas:** Provocada por:
 - 1) Cargas o fuerzas físicas.
 - 2) Reacciones químicas.
 - 3) Interacción nuclear (radiaciones nucleares).
 - 4) Otras - ataques de termitas, roedores, hongos , erosión o abrasión.
5. Las cargas pueden ser:

Estáticas

Dinámicas - súbitamente aplicada.

 - impacto.
 - fatiga (repetidas) periódicas al azar.
6. Calores que definen la resistencia a diferentes tipos de carga según el tipo de falla.

Tipo falla	Carga estática	Carga dinámica (impacto)	Carga repetida
Delizamiento o fluencia	P.C. LF (km/cm ²)	Mod. Resistencia	---
Escurrecimiento plástico (creep)	Lim. Escurrecimiento esf. (km/cm ²) para no exceder un (e) límite por t y t.	---	---
Fractura o rotura	Resist. Última (kg/cm ²)	Mod. Tenacidad Kgcm/cm ³	Lim. Fatiga Kg/cm ²

Factor de seguridad:

Dependen de:

- a. Propiedades, estado y uniformidad de los materiales
- b. Cambios régimen cargas.
- c. Estado de esfuerzos.
- d. Efectos de fabricación sobre propiedades.

- e. Cambios del material con el tiempo.
- f. Riesgo de pérdida de vidas humanas o materiales.
- g. Imprevistos.

$$N = N1 \times N2 \times N3 \times N4 \times N5 \times N6 \times N7$$

N = 2 a 2.5 en aceros.

3 a 10 en fundido.

3 a 4 cuando hay peligro corrosión aceros o concentración esfuerzos.

8 a 10 mampostería.

5 maderas

ECONOMÍA BIEN ENTENDIDA CON LOS FACTORES DE SEGURIDAD

Los ingenieros están crucificados, es un símil, un decir o expresión a la hora de diseñar. Por un lado, se busca competir por precio, si por verdura y fruta de la estación en cualquier mercado de Guatemala existe la cultura del regateo, ¿cuánto más por un proyecto de ingeniería? En dirección antónima u opuesta, los factores de seguridad implican cierto estándar por seguridad durante la vida útil de lo proyectado al ser construido.

De esa cuenta se busca un equilibrio razonable y bien entendido entre los factores de seguridad versus precio. Recuerde estimado estudiante y candidato a ingeniero, que las normativas y criterios de construcción son parámetros (mínimos) que lo proyectado debe cumplir, tal como aceros mínimos, pero no hay recetas de cocina. Se logra por ensayo y error, especulando como en cualquier mercado de bienes y servicios.

Entonces una forma de especular es jugar con combinaciones (viabiles) de esfuerzos de trabajo de los materiales, por ejemplo, la combinación de diferentes tipos de aceros contra concretos, y la mejor opción en función de los precios de dichos materiales en el día a día, y estos precios siempre cambiantes. No hay atajos, para eso se paga a un ingeniero civil, y si hace bien su trabajo, su premio es el prestar el servicio o ejecutar el proyecto.

Una nota para considerar en el mercado de proyectos estatales, son los juegos de corrupción y alteración de calidad de materiales para pagar las comisiones de las corporaciones administrativas. ¿Qué problema puede generar desde la economía? Parece que es un arreglo interno y no pasa nada, pero no es así.

Al sacrificar calidad de materiales, de menores prestaciones para el ansiado margen de comisión, la edificación queda con una capacidad por debajo de lo que requiere el diseño o los planos. Esto implica que dicha obra está condenada a las fallas estructurales y al colapso en caso extremo, antes de que finalice su vida útil.

Si aparentemente todo salió bien, se sale bien librado de los problemas ante el Estado, el punto económico es este. ¿Es necesario reparar la obra? ¿Hay que edificarla de nuevo? De ser así, ¿de dónde sale el dinero?

Posiblemente prestamos internos o externos, deuda interna por bonos o externa por préstamos. ¿Y

eso qué? Económicamente genera inflación. Por más que los colegas acoten: ¿De qué te preocupas? ¡Más trabajo para todos! Si, ¿a qué costo? Al incremento de la inflación, y esta nos afecta a todos.

Gracias a la inflación, cada año los precios se incrementan, o por ejemplo mi bolsa de Tor Trix, Sabritas o Diana, cada vez con más aire y menos producto. La bolsa de cemento con más escoria y menor rendimiento. Eso es lo que en buena parte se logra para la generalidad de la población guatemalteca. Las acciones de cada uno suman y restan a la economía nacional, no lo olvide.

Durabilidad de la edificación y sus componentes. Durabilidad, Obsolescencia y Envejecimiento.

1. Durabilidad es el periodo de vida útil de la edificación.
2. Depende de la capacidad de los materiales y elementos constructivos para cumplir con los requerimientos previstos durante dicho período; bajo las condiciones ambientales y de servicio u ocupación normales.
3. Supone un mantenimiento razonable y de reposición prevista de alguna de sus partes cada cierto número de años.
4. La durabilidad es de carácter esencialmente económico y funcional.

Obsolescencia y envejecimiento:

1. Envejecimiento - deterioro progresivo de los materiales y componentes de la edificación, por efecto de su uso, irrespectivamente de la duración, intensidad y naturaleza de la acción sufrida (período más o menos largo; acción rápida o lenta, superficial o profunda; destructiva o leve).
2. Los estudios de envejecimiento acelerado son escasos y no tienen suficiente valor probatorio por la diferencia de comportamiento de los materiales en su situación normal. No obstante, dan indicaciones que permiten prever cierto grado de confianza algunas acciones destructivas: corrosión, desgaste, reactividad química entre ciertos elementos, pudrición, heladicidad, intemperización, etc.
3. Los estudios de envejecimiento se llevan en el laboratorio o en el campo (observación directa). Los primeros son más rápidos, pero menos confiables y sus resultados deben interpretarse con amplio criterio.
4. Los agentes de envejecimiento son:
 - a. **Acciones mecánicas** - (desgaste -choque, vibraciones).
 - b. **Acciones físicas** - (temperatura, humedad, atmosféricas o climáticas)
 - c. **Acciones químicas** - Suelos y aguas agresivo, reactividad entre materiales y acción de Productos químicos.
 - d. **Acciones Biológicas** - Hongos, bacterias, insectos.
 - e. **Radiaciones nucleares.**

Obsolescencia:

1. Además del deterioro normal por el uso (envejecimiento) existe la obsolescencia provocada por el cambio de los niveles de habitabilidad (por los adelantos tecnológicos y cambios en los hábitos de vida o trabajo del usuario).
2. La obsolescencia no es constante ni proporcional al tiempo u es difícil medirla. Hasta hoy ha sido lenta y no del todo definitiva en cuanto a viviendas de clase media y alta. Es más rápida en cuanto a vivienda de costo, edificaciones comerciales o industriales, escuelas, etc.
3. Ejemplos para obsolescencia son las computadoras portátiles y teléfonos celulares, todavía funcionan bien, con garantías y están dentro de su vida útil, pero en el mercado aparecen productos en estos renglones que de un momento a otro hacen obsoletos a estos primeros.

Períodos de la durabilidad:

1. En el análisis de la durabilidad debe diferenciarse entre el período de duración normal deseable del punto de vista técnico y económico y el período de duración de la responsabilidad legal.
2. Este último no debe ser un factor limitativo de la vida útil. Un factor a tomar en cuenta es del financiamiento a largo plazo, ya que se espera que la vivienda dure en condiciones aceptables por lo menos durante el período de crédito (25 - 45 años).
3. Es corriente el siguiente criterio de clasificación de edificaciones según su durabilidad deseable.

		Vida útil (años)		
Provisional	hasta	20		
Duración normal		20	-	50
Durables		50	-	100
Permanentes				100

4. En la época actual y dados los adelantos tecnológicos y la natural evolución en las condiciones de vida, debería tomarse una durabilidad de 50 años. Por los gastos de mantenimiento y reposición de esta edad en adelante posiblemente es mejor reconstruir que reparar. En nuestro medio guatemalteco, casi no existe la cultura de la demolición, un mal negocio para la arquitectura.
5. Las obras de saneamiento tales como abastecimiento de agua y drenajes de aguas servidas, por lo general se les otorga una vida útil provisional de veinte (20) años, la razón es el tiempo de una generación humana. Se es mayor de edad a los 18 o 21 años, dependiendo de la legislación de cada país. Por lo tanto, hacer un pronóstico poblacional para el diseño de estas obras de saneamiento más allá de una generación, es arriesgado.

Funciones de los materiales:

Los materiales y componentes de la edificación deben cumplir con su función prevista durante el período de vida útil de la edificación.

1. Seguridad - (estabilidad y exigencias de carácter absoluto).
2. Protección de agentes externos.
3. Habitabilidad y comodidad en general.

La selección de los materiales se condiciona por:

- a. Sus cualidades estéticas.
 - b. Su aptitud de resistir a cargas.
 - c. Su resistencia a agentes agresivos.
 - d. Facilidad de uso y puesta en obra.
 - e. Facilidad de adquisición y precedencia.
 - f. Costo de adquisición y mantenimiento (y demolición).
-
1. El concepto de durabilidad abarca principalmente los aspectos b. y c. y la evaluación de esta comprende ensayos de envejecimiento acelerado o ensayos rápidos de comportamiento de materiales bajo acciones destructivas intensas.
 2. Conviene, además, aunque son muy largas, realizar observaciones directas bajo condiciones normales de servicio que permiten establecer correlaciones entre los ensayos acelerados y el comportamiento real.
 3. Un estudio de la obsolescencia en especial en cuanto a equipo, instalaciones, etc.
 4. De las edificaciones debe combinarse con los estudios de envejecimiento para considerar la durabilidad en las edificaciones en forma integral.
 5. Recuérdese que para evaluación de nuevos materiales puede hacerse uso del recurso de certificado de: idoneidad técnica, aptitud técnica librado por organismos oficiales competentes, y que constituyen el visto bueno de un grupo de expertos que evalúan las pruebas de comportamientos realizados sobre el material.

Corrosión o destrucción en general por deterioro progresivo.

1. La corrosión técnicamente es la destrucción de un sólido por una acción química o electroquímica que se inicia en su superficie. La definición puede aplicarse a materiales metálicos, pero la practica casi invariablemente se te aplica a metales.
2. La corrosión en general es causada por el medio circundante (atmósfera, suelo, agua) y por el uso inadecuado de materiales (contacto de metales que forman un par galvánico, por ejemplo).
3. El principal vehículo de corrosión (en general) es el agua ayudada por la temperatura y que actúa:
 - a. Disolviendo los materiales.
 - b. Vehículos de sustancias agresivas.
 - c. Como electrolito.
 - d. Como elemento necesario para la vida de parásitos que atacan materiales.
 - e. Ocasionando cambios volumétricos.
4. En materiales da albañilería y mampostería, concretos, etc. el tipo de destrucción (corrosión) es por disolución acompañada en mayor o menor grado por acciones químicas.
5. En metales se produce como corrosión directa por ataque químico y más frecuentemente como ataque electroquímico.
6. En las maderas y derivados se produce una acción de tipo biológico principalmente.
7. En los plásticos se producen cambios por efecto de las radiaciones solares.

Destrucción fisicoquímica en materiales de albañilería, concretos morteros.

1. La acción destructiva del agua que disuelve sustancias agresivas (carbonatos y sulfatos, etc.), que provocan reacciones con los conglomerantes hidráulicos (cal, cemento y yeso).
2. La acción biológica bacterias del ciclo del azufre o del Nitrógeno.
3. Altera derivados sulfurosos y los transforma en ácidos agresivos.
4. Los sulfatos de sodio y magnesio producen cristales expansivos, además reaccionan con la cal y los carbonatos del calcio de los morteros.
5. El CO_2 del aire (Anhídrido Carbónico) actúa sobre los morteros de cal formando carbonato de calcio.
6. Las aguas selenitosas que contienen yeso (sulfato de calcio) reaccionan con la alumina del cemento formando sulfoaluminatos de naturaleza expansiva que afectan el concreto.
7. Cloruros afectan el concreto reforzado (atacan refuerzo) (agua de mar, aditivos, detergentes, etc).
8. La reactividad agregados y cemento se produce por la presencia de sustancias (sílice soluble, por ejemplo) en los agregados, que reaccionan con los álcalis del cemento.

Protección de materiales de albañilería y concreto:

1. Utilizar materiales de calidad adecuada.
2. Evitar ambiente húmedo o contacto con la humedad.
3. Evitar zonas de condensación de vapor de agua.
4. Utilizar recubrimiento adecuados.

Formas específicas de corrosión:

a. Atmosférica:

1. Resultado del efecto combinado de formación y rotura de películas protectoras. La oxidación (corrosión directa) produce una película que reduce el ataque. Una rotura en la película puede producir ataque electroquímico si hay un medio electrolito (humedad) sobre superficie de metal. Se produce entonces una celda de concentración de oxígeno.
2. El factor más importante de este tipo de corrosión es la humedad del aire. El ambiente marino aumenta la conductividad del electrolito y acelera la corrosión. La resistencia de algunos metales cromo, aluminio, níquel, acero inoxidable a este tipo de corrosión es en general buena comparada con el hierro y acero corrientes. Los metales que forman capas que dan mayor pasivación son los que resisten más.

b. Subterránea:

1. Llamado corrosión del suelo. Las propiedades corrosivas del suelo dependen de su acidez, grado de aireación, conductividad, salinidad y humedad. La presencia de bacterias y otros microorganismos pueden acelerar la corrosión. La textura del suelo es importante. Una tubería en suelo arenoso o gravoso muy aireado puede oxidarse como si esto tuviera al aire y en función de la humedad en el suelo.

2. En suelos saturados, la presencia de oxígeno es bajo pero puede haber microorganismos o sales o ácidos que produzcan corrosión.
3. Puede ocurrir ataque electroquímico por aireación diferencial entre zonas de suelo (rellenos de zanjas de tuberías).
4. El atravesar zonas de diferentes estratos de suelo puede provocar celdas de concentración.

c. Microbiológica:

1. Causada por microorganismos que son aeróbicos o anaeróbicos.
2. Los más importantes son:
 - i. Bacterias reductoras de sulfatos.
 - ii. Bacterias reductoras de azufre
 - iii. Bacterias reductoras hierro manganeso
 - iv. Bacterias que forman películas microbiológicas.
3. Las bacterias reductoras de sulfatos son anaeróbicas y pueden causar corrosión del hierro y acero. Requieren de sulfatos y otros nutrientes de un ph de 5 a 9 así como temperaturas de 25 - 30 °C
4. El proceso consiste en ionización del Fe en el agua con producción de iones de H . La bacteria reduce los sulfatos y forma H_2S El cual forma sulfuro de hierro.
5. Además, el ión Fe con el (OH^{-2}) De la disposición del agua forma $Fe(OH)_2$.
6. Las bacterias de Fe y Mn son aeróbicas y toman iones de Fe y Mn en presencia de oxígeno formando hidratos insolubles de Fe y óxido de Mn . estas bacterias crecen en ambiente de ph de 4 a 10 y temperaturas de 40 - 150 °F. La corrosión de este tipo forma tubérculos de óxidos o hidratos y produce además ataque electroquímico por celdas de concentración diferencial de oxígeno.
7. Películas microbiológicas por adherencia de hongos bacterias, algas mantienen gradientes en la concentración de electrolitos y producen celdas de concentración locales.

d. Corrientes parásitas:

1. Ocurre en elementos metálicos sumergidos o enterrados.
2. En este tipo de corrosión, la corriente no proviene del metal en sí, sino de una fuente externa que se filtra o induce de algún circuito eléctrico cercano y se transmite por la tierra o por los elementos metálicos enterrados. Los puntos donde la corriente sale del elemento metálico al electrolito se vuelven anódicos y allí se ioniza al metal, y los puntos donde entra la corriente se vuelven catódicos.
3. La conductividad eléctrica de los suelos puede acelerar este tipo de corrosión. La presencia de oxígeno y la temperatura afectan la intensidad de las corrientes parásitas.

Otras formas de corrosión:

- a. **Uniforme** - abarca uniformemente toda el área expuesta de metal.
- b. **Picaduras** - Localizada en grietas, agujeros de la superficie metálica roturas capas protectoras. Se forman celdas de concentración de oxígeno.
- c. **Corrosión ínter granular** - ocurre a lo largo de límites grano que se vuelven anódicos. Los metales de grano fino son más propensos a oxidarse que los de grano grueso, para tener área de límites de grano.

d. **Erosión - corrosión** - Combinación de erosión mecánica con algún mecanismo de corrosión en casos de flujo turbulento de gases y líquidos o por fricción o frotamiento de sólidos sobre la superficie metálica. La causa principal es la rotura de películas protectoras.

e. **Corrosión por esfuerzo** - efecto combinado de esfuerzos tensión y ambiente corrosivo. El esfuerzo puede ser residual o aplicado. Algunas fallas se deben a esfuerzos residuales por tratamientos térmicos, soldaduras, enfriamientos diferenciales, etc. Dan por resultados un ataque localizado en la zona reforzada que se convierte en ánodo. Puede aumentar el ataque por presencia de grietas existentes o formadas por el estado de esfuerzo o corrosión inicial. La deformación debida al esfuerzo evita la formación de película protectora, aumenta la corrosión, la grieta, la concentración de esfuerzo, hasta que ocurre la fractura tipo frágil en materiales. La fragilización cáustica en calentadores de agua, causada por ataque al acero.

f. **Corrosión selectiva** - llamada descinsificación ocurre en latones de alto contenido de cinc expuesto a agua caliente o a soluciones débiles de ácidos. El cinc y el cobre se ionizan, pero el cobre se deposita de nuevo casi en su mismo lugar mientras el cinc permanece en la solución. La concentración de iones de cobre del ánodo resulta en una celda de contratación que deposita iones sobre la superficie. Estos iones de cobre tienden a funcionar como cátodos en una celda galvánica formada por esta deposición de cobre y el resto de la superficie. En esta forma continua la ionización y separación de cinc, en presencia de hidróxido de sodio y temperatura elevada, es una forma de esta corrosión. Otro caso especial es la corrosión con fatiga de combinación de ambiente corrosivo y ciclos de esfuerzos variables.

g. **Corrosión por tratamiento térmico** - alteración de micro estructuras y propiedades de corrosión de los granos y esfuerzos inducidos.

Protección contra la corrosión:

a. **Selección apropiada de metales o aleaciones** de estos más resistentes a la corrosión.

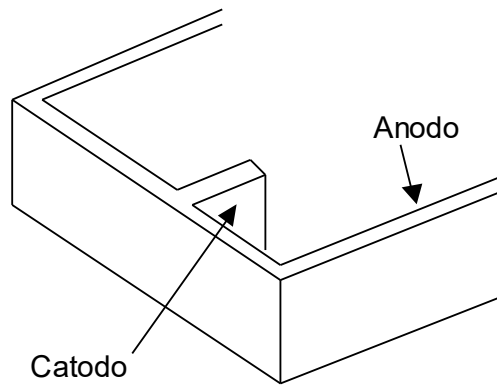
b. **Recubrimiento orgánico o inorgánico:** Proporcionan protección por exclusión de aire, humedad y otros medios corrosivos. Los orgánicos se descomponen a temperaturas elevadas o se destruyen por erosión. Los inorgánicos principalmente cerámica y vidriados son resistentes a la temperatura y al desgaste, pero son frágiles al choque mecánico o térmico.

Los recubrimientos metálicos-electrodepositados por inmersión o aspersión de metal fundido, son muy adecuados especialmente si dan protección catódica adicional.

c. **Evitar pares galvánicos.** Uso de piezas de un mismo metal o de metales que sean menos susceptibles a oxidarse o formar pares galvánicos.

d. **Protección galvánica (o catódica).** Usar mats. Anódicos protectores

1. acero galvanizado



2. Inhibidoras de corrosión - productos químicos que vuelven inerte el medio corrosivo o que reaccionan con el metal formando pasivación. (cromatos, fosfatos, tungstenos e iones de elementos de transición que se absorben fácilmente en la superficie metálica, son los mejores).
3. Tratamientos especiales aceros - para evitar la corrosión por esfuerzo. Trabajo en frío superficial que inducen esfuerzos de compresión (acero con Al en atmósfera de amoníaco a 950°F, el N se difunde en el metal y precipita como nitruro de Aluminio). La corrosión por esfuerzo se produce en tensión y en combinación con medio corrosivo.
4. Uso de aire acondicionado - sellado de espacios seguido de eliminación de humedad e inyección de aire seco. (preservación de barcos y aviones después de la II Guerra Mundial).

Deterioro y Destrucción de la madera

1. Causa principal de destrucción; hongos (microorganismos vegetales de formación filamentosa).
2. Hay hongos que producen manchas; otros que se alimentan de la madera. Requieren de alimento, aire y temperatura (40 - 110°F) y humedad adecuada. Eliminando alguno de estos factores se inhibe el hongo.
3. La mayor parte del decaimiento ocurre a humedades arriba del punto de saturación de fibra.
4. Detección deterioro. Decoloración, apariencia madera saturada. En casos avanzados cambios de color y textura.
5. La resistencia mecánica y al fuego son disminuidas en forma apreciable por decaimientos avanzados.
6. Además, atacan la madera insectos (termitas subterráneas y trepadores marinos las principales) que requieren condiciones apropiadas para vivir.

Fricción, Desgaste, Lubricación

Fricción:

1. La fricción es la fuerza resistente al deslizamiento tangencial a la superficie entre dos cuerpos, que tienden a moverse uno sobre el otro.
2. La fuerza para iniciar el movimiento se llama fricción estática y la necesaria para mantener el movimiento fricción cinética.

Fricción a la rodadura:

La resistencia a fricción de una esfera o cilindro bajo una carga aplicada a su centro es proporcional al diámetro según la regla empírica:

$$R = K \frac{W^n}{D^m}$$

W = Carga

D = Diámetro de cilindro o esfera

K = Constante que depende del material

El coeficiente de fricción es: $Fr = \frac{Fr}{W}$

Lubricación:

1. La lubricación se efectúa en dos formas llamadas de superficies y la hidrodinámica.
2. Los lubricantes también requieren aditivos para resistir el calor por fricción
3. Tipos de lubricantes-enfriamiento, sellado y prevención para resistir el calor por fricción:
4. Aceites y grasas orgánicas o inorgánicas - Viscosidad.
5. Materiales inorgánicos sólidos - grafito, sulfuro de molibdeno, talcos.
6. Películas de metales suaves sobre metales duros. (disminuyen el corte pero mantienen la dureza superficial.
7. El área de contacto permanece constante aún a altas presiones y la fricción será baja).

Desgaste:

Remoción de sólidos de las superficies de los materiales por acciones físico-mecánicas (abrasión, erosión) y acciones químicas (corrosión)

Tipos generales de desgaste:

1. Adhesivos resultantes de la interacción entre dos superficies metálicas adherentes.
2. Metales disímiles, así como aquellos que producen mayor adhesión son los más afectados.
3. El uso de lubricantes lo disminuye.
4. Abrasivo - remoción de partículas sólidas por rayado o indentación, provocada por un cuerpo más duro que la superficie desgastada.
5. Este tipo de desgaste se incrementa por suciedad y la inclusión de partículas duras entre las superficies desgastada.
6. En maquinaria industrial este tipo de desgaste más generalizado.
7. En Ingeniería Civil, se presenta también este tipo de desgaste, en pisos, carreteras, estructuras hidráulicas, etc.
8. Desgaste corrosivo = combinación de desgaste en ambiente corrosivo (acción de fuerzas mecánicas y químicas).

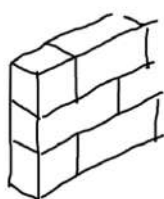
EL ADOBE COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

El adobe es un material relativamente frecuente en las áreas rurales, pues como material local se ahorra el transporte. Basta con fabricar moldes o maquetas para iniciar una pequeña producción artesanal de auto subsistencia. No es más que lodo que se amolda en rectángulos, donde dicha mezcla se enriquece con rastrojo de milpa o trigo. Estos últimos son fibra para que el bloque de tierra seca no se agriete.

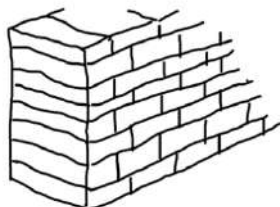
Sin embargo, a raíz del terremoto guatemalteco de 1976, al adobe se le adosa mala fama, que es mal material para la resistencia estructural. Pero puede pensarse que es el resultado de la toma de ventaja de la industria del cemento.

Tan mala fama se le ha dado al adobe, que la normativa de AGIES -Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales- no lo toma en cuenta en sus ediciones de los años 2010 y 2018; pero se consideraba en la edición 2000 – 2001.

¿Pero de dónde esa mala fama? Puede pensarse que se saca ventaja del mal uso del adobe. En el centro de Guatemala en el terremoto de 1976, las viviendas de adobe que colapsan y matan a sus habitantes, generalmente eran viviendas de áreas populares con muros de carga de adobe mal colocados. A continuación, se ilustra.



INCORRECTO, muro esbelto.



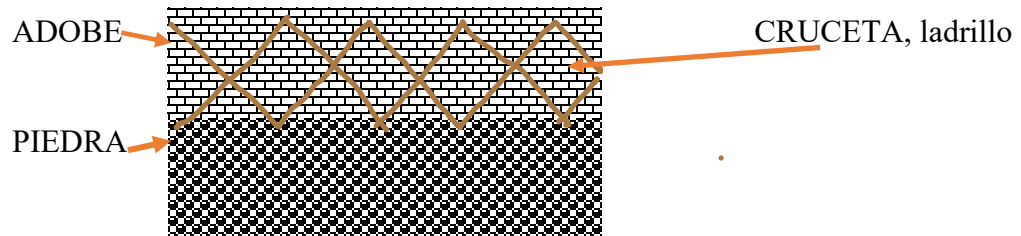
CORRECTO, muro no esbelto

Como se puede ver, el adobe se colocaba de manera vertical y no horizontal, siendo la última la correcta. Como resultado muros de carga esbeltos que no soportan el empuje lateral de las fuerzas de sismo. El desastre era inminente. A raíz de ello los fabricantes de cemento, con la ayuda de la academia y hoy con normativas nacionales prorrumpen: el adobe es malo con las cargas estructurales. Se consolida la construcción con bloques de arena pómez y cemento. Se cierra el negocio.

Sin embargo, con los terremotos de los años 2012 y 2013 que afectan principalmente al departamento de San Marcos, hay n gran número de viviendas construidas con bloques de arena pómez y cemento que fallan. ¿Entonces? ¿Por qué no se pronuncian las industrias de cemento? ¿No es incriminatorio dicho silencio?

Un contra ejemplo sobre la ineptitud del adobe para resistir cargas, en especial de sismos, es el gran número de viviendas del centro histórico de la ciudad de Quetzaltenango. Muros con adobe que resistieron los terremotos de 1902 -algunos- 1976 hasta hoy.

Son paredes de tapial, donde el cimientto y media pared levantado con piedra a hilo -piedra, por piedra para que no queden vacíos u oquedades- para finalizar con adobe al que se le aplican crucetas -breizas- de ladrillo tayuyo y piedra, estos últimos aportan rigidez a los paneles de adobe.



Como se puede ir viendo, el adobe bien aplicado y endentado funciona, no hay que dejarse llevar por los intereses y opiniones de industrias que buscan consolidar un monopolio. Hasta hay cooptación de la academia y normativa.

A continuación, se analizan ventajas y desventajas del adobe, como cualquier material:

Ventajas:

1. Material local, ahorro en transporte
2. Bajo coeficiente térmico, ambiente fresco al calor del medio día y cálido para el frío de atardecer amanecer. Al menos para el altiplano guatemalteco.
3. Ambiente más agradable y fresco con la debida ventilación.
4. Mejor conservación de alimentos y otros bienes precederos.
5. Si se maneja bien es durable
6. Muros gruesos permiten realizar en sus muros muebles y gabinetes inmersos y tallados dentro de la pared.

Desventajas:

1. Muros muy anchos y pesados
2. Se requiere de un solar o terreno amplio
3. Requiere mantenimiento y remozado, repello en buenas condiciones, es propenso a absorber humedad de la estación de lluvia. Para manejar este problema se puede colocar drenaje francés que vierta en un espacio al aire y con sol.
4. Requiere mayor cantidad de mano de obra
5. Es más caro.

Madera ¹

La madera natural es un material complejo reforzado con fibras. La madera dura (obtenida de árboles de hojas caducas) y la madera blanda (que proviene de árboles de hojas perennes) tienen estructuras similares. La macroestructura de un árbol contiene diversas capas. La **corteza** protege al tronco del árbol; el **cámbium** contiene células nuevas en crecimiento; la **albura** contiene algunas células vivas que almacenan nutrientes; y el **duramen o corazón**, que contiene solamente células muertas, proporciona soporte mecánico.

Un árbol crece cuando nuevas células alargadas se desarrollan en el cámbium. Inicialmente, en época de crecimiento, las células son grandes; posteriormente las células tienen un diámetro menor y una densidad mayor. Esta diferencia entre la madera tierna (o de primavera), y la tardía (o de verano), permite observar los anillos anuales del crecimiento.

Las células crecen como fibras **o traqueidas**, que a menudo tienen relación de aspecto de 100 o bien mayor, contribuyen aproximadamente el 95% del material sólido en la madera. Las fibras son normalmente mayores en las maderas blandas que en las duras. Las células, que inicialmente son huecas con una **pared primaria delgada y flexible**, se expanden durante el crecimiento. Posteriormente, la pared se engruesa formando una **pared secundaria** con capas múltiples hacia el centro hueco, o **lumen**, de las células.

Aproximadamente la mitad de la pared celular está compuesta de cadenas entrelazadas de celulosa con un grado de polimerización de hasta 30,000. Estas cadenas, llamadas **microfibrilas**, están orientadas de modo diferente en cada capa de la pared. Las cadenas poliméricas con menor entrecruzamiento llamadas **semicelulosa**, también se encuentran presentes. Las microfibrilas están unidas por un cemento orgánico llamado **lignina**. La lignina une también la célula, o las fibras, con células adyacentes. Finalmente, un gran porcentaje de agua, a veces mayor que el peso de material sólido, se encuentra en la pared de las células, el lumen y las imperfecciones de la madera.

Muchos factores influyen en el comportamiento de la madera. Primero, la resistencia se incrementa cuando se reduce la humedad. Durante el secado, el agua sale primero del lumen; después, de los límites de las células. Durante el secado, la madera se contrae y puede ocurrir distorsiones o agrietamientos.

La madera es sumamente anisotrópica. La tercera figura muestra esquemáticamente un tronco, describiendo las tres direcciones importantes. Por lo general la madera se corta de modo tangencial-longitudinal, o bien radial-longitudinal. Debido a la orientación de las fibras, la resistencia en la dirección longitudinal puede ser de 25 a 50 veces mayor que la resistencia de la dirección radial o tangencial.

Las fibras, un compuesto de microfibrilas y lignina, tienen una resistencia longitudinal a la tensión aproximadamente de 100,000 psi. La madera limpia, un compuesto de fibras y lignina libre de imperfecciones tales como los nudos, tiene una resistencia longitudinal a la tensión de entre 10,000 psi y 20,000 psi. La madera para construcción (o para cimbras, encofrados o formaletas),

¹ La ciencia e Ingeniería de los materiales. Donald R. Askeland. Grupo Editorial Iberoamérica. Pág. 389-391

que contiene muchas imperfecciones, puede tener una resistencia a la tensión menor que 5000 psi. La resistencia en tensión es superior a la de compresión o al corte. En la compresión las fibras se pandean; en el corte la lignina frágil no puede evitar que las fibras deslicen unas sobre otras.

La madera tiene una buena tenacidad debido a la escasa desorientación de las microfibrilas en la capa media de la pared secundaria. Bajo la carga, aquellas se enderezan permitiendo algo de ductilidad y absorción de energía.

La madera tiene **resistencia y módulo específicos** convenientes. Después del secado, la densidad de las maderas duras típicas es de $0.3g/cm^3$ a $0.8g/cm^3$, mientras que la de las maderas blandas típicas es de $0.3g/cm^3$ a $0.5g/cm^3$. La tabla siguiente compara la resistencia específica y el módulo específico de madera clara (o limpia) con las de otros materiales para construcción.

Comparación de la resistencia y el módulo específicos de la madera con las de otros materiales comunes para la construcción

Material	Resistencia específica	Módulo específico
	($\times 10^5$ psi)	($\times 10^7$ psi)
Madera limpia	7	9.5
Aluminio	5	10.5
Acero 1020	2	10.5
Cobre	1.5	5.5
Concreto	0.6	3.5

Fig. 1

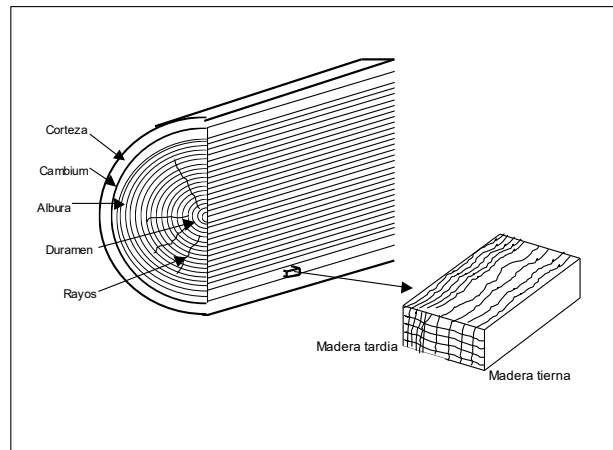
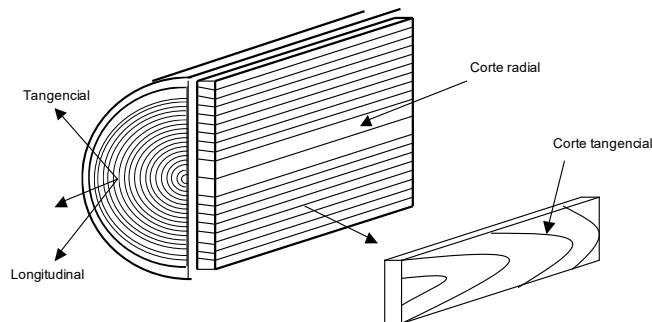


Fig. 2



Tópicos Relacionados con Madera ²

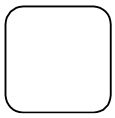
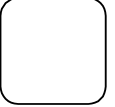
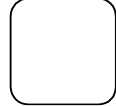
La referencia básica en este capítulo es National Desing Specification for Stress-Grade Lumber and Its Fastenings (NDS), editada en 1968 [(1)].

Los principios fundamentales de análisis y diseño en madera se basan en el comportamiento elástico lineal del material. Entonces, los esfuerzos normales se calculan fácilmente por la fórmula de la flexión, los esfuerzos cortantes con $3V/2A$ (para secciones rectangulares) y las columnas con la fórmula de Euler modificada, o P/A . La madera tiene algunas características particulares, que se deben tomar en cuenta durante el proceso de diseño. En este capítulo se hace énfasis en estas variaciones ilustrando su efecto en los cálculos.

Nomenclatura y Modificaciones

Por sus dimensiones, los elementos de madera se clasifican en tres categorías y por su fabricación en otras dos adicionales:

² Fundamentos de Diseño Estructural acero, concreto, y madera. Louis A. Hill Jr. ALFAOMEGA grupo editor. Pág. 131-144.

1. Vigueta y Tablón (V&T)	$\geq 2 \text{ pulg. pero } < 5 \text{ pulg.}$  $\geq 6 \text{ pulg.}$	Conviene para flexión alrededor de ambos ejes.
2. Viga y Languero (V&L)	$> 5 \text{ pulg.} = t$  $\geq t + 2 \text{ pulg.}$	Conviene para flexión alrededor de su eje de mayor I .
3. Puntuales y Maderos (P&M)	$> 5 \text{ pulg.} = t$  $\frac{> 5 \text{ pulg.}}{\leq t + 2 \text{ pulg.}}$	Conveniente como columna cuando no es importante la flexión.

4. Los miembros laminados se fabrican espigando y uniendo piezas de madera individuales en una unidad estructural. En general, estos miembros tienen esfuerzos permisibles de trabajo mayores que las VyT o VyL de dimensiones similares. Se pueden economizar, minimizando los desperdicios al utilizar madera de calidad inferior para el alma de la sección y de mejor calidad para los patines.

5. La madera contrachapeada es un tipo especial de madera laminada, la cual tiene la configuración de una placa más que una viga. Como las capas están alternadas en dirección, se requiere que las propiedades de la sección se calculen utilizando solo el espesor de las capas alternadas en lugar del peralte total.

Notas de campo:

1. Si no se posee familiaridad de trabajar carpintería con maderas, es preferible comprar madera cepillada de aserradero. Un poco más de dinero, pero a cambio de una madera sin polilla y parásitos. Madera aserrada sin cepillar es difícil de analizar para ver si contiene parásitos y polillas.
2. Si se considera el cepillado de maderas, a las dimensiones de la sección o escuadría es de restar $\frac{1}{4}$ de pulgada, por dicho arreglo.
3. Regla empírica: un buen albañil generalmente es un mal carpintero, y un buen carpintero generalmente es un mal albañil. La razón es la mano y el tacto, un albañil acostumbrado a tocar y manipular cal, desarrolla una mano fuerte y callosa, lo que le genera un tacto grueso y basto para trabajar maderas, con resultados toscos. Y un carpintero, que no está acostumbrado a manipular cal con las manos, es esto último un sufrimiento y dolor de manos.

La **sección transversal** estructural llamada **nominal**, se da usualmente en múltiplos de dos pulgadas. Estas son mayores que las dimensiones **labradas**, que se denominan en este libro **tamaño labrado**.

Además de la clasificación general (V&T, V&L, P&M), la madera se clasifica según sus fallas. Su calidad se reduce por nudos, degradaciones, rajaduras, grietas, venteaduras y vetas inclinadas. Estas imperfecciones típicas se ilustran en la siguiente figura.

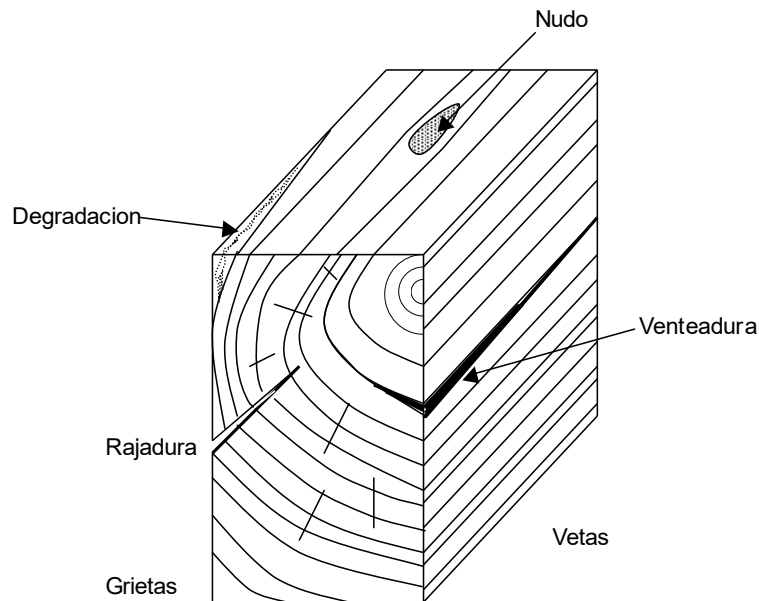
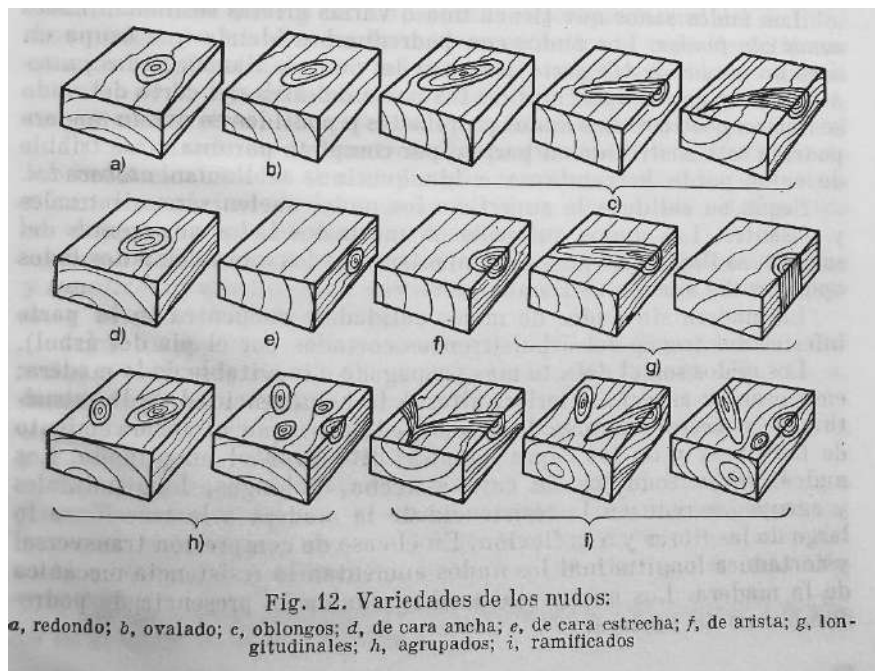


Fig. 3



Grados de Humedad³

1. **Madera saturada (o verde)** de 30% H_2O . Las celdas ya no contienen agua libre, pero sus paredes están saturadas. Se dice que se ha alcanzado el punto de **saturación de fibra**.
2. **Madera semi-seca** 23 - 30% de humedad
3. **Comercialmente seca** 22 - 18% de humedad
4. **Seca al aire** 17 -13% de humedad
5. La **humedad media** 15% se denomina humedad normal.
6. La **humedad de equilibrio estable** y homogéneo depende de la especie y clima (estado higrométrico dado).
7. **Desecada comercialmente al horno** o estufa - menos 13% H_2O .
8. **Madera seca o anhidra**. 0% H_2O estado inestable por la higroscopicidad de la madera. Se obtiene secando la madera a peso constante en estufa de 100 - 110°C.

La madera en piezas grandes tiene variaciones en su estado de humedad.

Con respecto a piezas comerciales, las humedades que interesan son las humedades medias.

Valores típicos de humedad aceptables en maderas de construcción

	Grado de humedad	
1. En local cerrado	17%	
2. Cubiertas abrigadas, pero espaciosas	17% H	20%
3. No cubiertas ni abrigadas (pilotes, Andamios)	20% H	25%
4. En medio húmedo	25% H	30%
5. En contacto con el agua	H 50%	

- El uso de maderas demasiado secas H 10% puede causar hinchamiento.
- El uso de maderas con humedad 20% dificulta el encolado.

Notas de campo:

1. Hay dos aspectos básicos que pueden conservar o echar a perder la madera y estos son:
 - a. **Cortado:** Un mal corte, que cruce las fibras y vetas de la madera, puede desencajar sectores de esta, perdiéndose piezas valiosas de alguna buena madera.
 - i. **Luna Nueva y Cuarto Menguante:** Es el mejor momento para cortar madera destinada a construcción, muebles o estructuras. En estas fases, la savia se concentra en las raíces, por lo que el tronco contiene menos humedad. Esto disminuye el riesgo de grietas, deformaciones y evita las plagas (como la polilla y termitas)
 - ii. **Luna Llena y Cuarto Creciente:** Es ideal para cortar madera que será utilizada como **leña para el fogón**. En esta etapa, la savia sube hacia las ramas, dejando el tronco más "seco" y ligero, lo que facilita un secado rápido para quemar.
 - b. **Secado:** Un secado no uniforme distorsionará las piezas de madera, las curvará y será más difícil de manipular. Por lo anterior es que, si un corte de madera se

1.³ Materiales de Construcción Ing. Emilio Beltranena Matheu e Ing. Jorge Mario Morales G.

coloca directamente ante la luz solar, en el tiempo se curvara esta pieza de madera, ya que la humedad de cara al sol se evaporará más rápidamente, hay mayor secado en dicha cara haciendo que de ese lado se contraigan las fibras de la madera con curvatura que abre del lado del sol. Algunos fabricantes de instrumentos clásicos ofrecen sus productos con maderas secadas al aire ambiente durante 20 a 25 años, que resulta en una madera estable en sus dimensionales de corte.

Peso específico o densidad

1. Relación del peso de la madera a su volumen aparente al mismo grado de humedad.
2. Es diferente el peso real de la materia leñosa (aprox. Constante 1.5 a 1.55) para todas las especies.
3. Los factores humedad, peso aparente y volumen son solidarios y carecen de significación si no se relacionan con un mismo estado físico, correspondiente a un estado dado del medio ambiente.

<u>Densidad o p.e. Seco</u>	<u>= Peso seco horno</u> volumen seco horno
<u>Densidad o p.e al aire</u>	<u>= Peso seco al aire</u> volumen seco al aire
<u>Densidad o p.e. Verde</u>	<u>= Peso verde</u> (H 30%) vol. Verde (H 30%)
<u>Densidad básica</u>	<u>= Peso seco horno</u> (*) vol. Verde (H 30%)

(*) Se usan solamente como factor de comparación entre maderas.

Densidad a 15% humedad	Clasificación madera por peso
	Resinosas
< 0.4	muy liviana
0.4 a 0.5	liviana
0.5 a 0.6	semi pesada
0.6 a 0.7	pesada
> 0.7	muy pesada
	Frondosas
< 0.5	muy liviana
Densidad o p.e.	= p. Seco horno
	Vo.. A cant. H. Dado
0.5 a 0.65	liviana
0.65 a 0.8	semi pesada
0.8 a 1	pesada
> 1	muy pesada

Notas de campo:

1. ¿Carpintería o ebanistería? ¿Es lo mismo un carpintero que un ebanista? Si se confunde un carpintero con ebanista, este se puede sentir halagado, pero si a un ebanista se le llama carpintero, puede ofenderse.
2. La carpintería abarca trabajos generales en maderas, que implican labores en construcción tales como elaboración de andamios, formaleas y más. Pero un ebanista centra su trabajo en maderas finas, con la idea de hacer mueblería, escultura y obras de arte en maderas.
3. En conclusión, la ebanistería es un subconjunto de la carpintería, es una carpintería fina y detallada, carpintería y obras de arte.
4. De lo anterior **dos tipos de barnices** para recubrimientos y acabados:
 - a. **Barniz Marino:** El barniz marino (o barniz para mástiles) nació de la necesidad de proteger la madera expuesta a los climas más severos, específicamente en la industria naval y en embarcaciones. Fue formulado para soportar el agua salada, la humedad extrema y la luz solar intensa sin agrietarse ni descascararse.
 - i. **Origen tradicional:** Originalmente se elaboraba de forma rudimentaria como un barniz de "aceite largo". Consistía en aceites secantes (como el aceite de linaza o de tung) combinados con resinas naturales. Esto le otorgaba la flexibilidad necesaria para que la madera se expandiera y contrajera sin romperse.
 - ii. **Origen moderno:** A partir de la década de 1940, la industria química reemplazó los componentes naturales por **resinas sintéticas**. Hoy en día, los barnices marinos de alta calidad utilizan **resinas alquídicas o poliuretánicas** combinadas con potentes **bloqueadores de rayos UV** y absorbentes de luz solar.
 - iii. **Uso:** Debido a su alta durabilidad y flexibilidad, su uso se ha expandido del sector náutico a la carpintería de exteriores en tierra firme. Es ideal para puertas, ventanas, muebles de jardín, terrazas y cualquier estructura de madera expuesta a la intemperie.
 - iv. **Modo de aplicación:** brocha, rodillo y soplete, las maneras tradicionales. Con un solvente como el thinner, derivado del petróleo, se puede adelgazar este barniz, es decir bajar su viscosidad para que no se atasque en las boquillas de pistolas de pintado. Utilizado por carpinteros y ebanistas.
 - b. **Barniz de Muñeca:** El barniz de muñeca (o barniz a muñequilla) es una técnica artesanal de ebanistería y el producto empleado para ella. Consiste en aplicar goma laca u otros barnices incoloros diluidos con una almohadilla de tela (muñeca o muñequilla), logrando un acabado brillante, cálido y terso que realza la veta natural de la madera. El favorito de los ebanistas.
 - i. Este método es muy apreciado en la restauración de muebles e instrumentos musicales porque evita las marcas y líneas que suelen dejar las brochas y los rodillos. El producto principal que se suele utilizar es la **goma laca** en escamas disuelta en alcohol, o barnices formulados específicamente para este acabado.

- ii. En fabricación clásica de violines y familia, el barnizado de muñeca puede ser de 16 a 22 capas, un trabajo de paciencia y precisión en la aplicación de este tipo de barniz.
 - iii. Instrumentos de madera en general con barnizado, tales como violines y familia, guitarras y familia, cajas de redoblantes y tambores, incluso pianos de cuerdas, el sonido madura en el tiempo. Es el asentamiento del barniz en capas sobre la madera en el tiempo. Restaurar instrumentos musicales con la menor pérdida de su característico sonido, requiere la mano de obra de un artesano especialista. Algunos de estos instrumentos de música clásica lucen con un barniz desgastado, pero es el precio de la maduración del sonido. Violines como los Amati, Guarneri o Stradivari, después de siglos desde su fabricación, el sonido sigue madurando, lo que hace que aun no pierda su vida útil, razón de su alto precio.
5. **Encerado:** es otra técnica de cubrir las superficies de las maderas, que tienen una veta limpia y pareja, que no tienen nada que esconder. Es la cera en lugar del barniz. El encerado de la madera es una técnica tradicional de acabado que nutre, protege y realza la belleza natural de las vetas. Aporta un tacto suave y un brillo cálido, ideal para muebles de interior, objetos decorativos y suelos. Para un acabado impecable y duradero.
6. **Adhesivo de Cola de Pescado:** En el ámbito de la carpintería, el término **cola de pez**, o simplemente **cola**, hace referencia a un tipo de adhesivo tradicional. En un inicio es un pegamento natural de origen animal que se extrae de las vejigas natatorias, pieles y cartílagos de ciertos pescados, que se compran como grandes hojuelas y se disuelven y trabaja en agua caliente. Al enfiarse al agua pierde sus capacidades de trabajo en obra.
- a. **Uso principal:** Es muy apreciado en la ebanistería fina y restauración de muebles antiguos.
 - b. **Ventajas:** Ofrece una fuerza de unión muy alta, es muy elástica y, a diferencia de otras colas animales, es líquida a temperatura ambiente, por lo que no requiere ser calentada constantemente para su aplicación.
 - c. Algunas veces se disuelve junto con la cola de pez en agua caliente **colorantes** para cambiar es aspecto de la madera, previo a la aplicación de barniz en general.
 - d. En otras ocasiones puede funcionar como un **sellador** de poros de madera natural. Sin sellador, la madera consume mas pintura, en buen guatemaltequismo, la madera se chupa la pintura.

Grados Estructurales de la madera

La madera estructural se clasifica por *grados a cada uno de los cuales se asignan esfuerzos permisibles de trabajo como % dados del esfuerzo básico*, fijando para cada grado los límites de defectos aceptables. El CII ha propuesto la clasificación en tres grados:

- A. - 85% de esf. Básicos
- B.- 70% de esf. Básicos
- C. - 50% de esf. Básicos

Tabla No. 1
Esfuerzos Basicos para Maderas Guatemaltecas
Aplicables a Madera Verde o Poco sazónada y Madera seca al aire (a) (b) (c)

Especie	Peso seco Aparente gr/cm3	Flexión Estática Kg/cm2	Módulo de elasticidad Kg/cm2	Compresión paralela Kg/cm2	Compresión perpendicular Kg/cm2	Tensión paralela Kg/cm2	Tensión perpendicular Kg/cm2	Corte paralelo Kg/cm2	Clivaje Kg/cm2	Dureza Kg	Extracción de Clavo Kg
Ciprés	0.51	160	0.75E+05	70	23	160	7	7	8	225	19
Pino colorado	0.57	200	1.19E+05	90	23			20		85	
Pino del Peten	0.67	215	1.20E+05	90	21			22		100	10
Otros Pinos	0.37	115	0.66E+05	55	13			16		40	
Caoba	0.48	160	0.76E+05	70	45	125	7	10	16	265	30
Canoj	0.65	130	1.00E+05	70	20	100	10	10	19	200	
Cedro	0.43	95	0.46E+05	40	35	80	10	7	16	180	19
Cenicero	0.61	130	0.72E+05	65	45	100	10	10	11	350	30
Conacaste	0.42	95	0.56E+05	35	20	90	10	7	9	195	9
Chichique	0.72	245	1.38E+05	120	60	235	7	9	12	450	
Chichipate	0.72	210	1.20E+05	105	55	160	10	15	25	730	53
Marillo	0.62	100	0.85E+05	60	45	145	16	12	20	360	40
Volador	0.65	165	1.05E+05	75	35	155	10	11	24	430	50

Observaciones:

- (a)- Solo se permite incrementos sobre estos esfuerzos, para madera seca al aire en caso que las piezas sean de grosor de
(b)- Columna 6: Se sugiere tomar para tensión paralela los valores de flaxión (Columna 2).
©- Para obtener esfuerzos permisibles de trabajo, deben corregirse los datos de este cuadro.

Tabla No. 2
**Esfuerzos Permisibles de trabajo para Madera grado "A" aplicables
A Maderas verdes o poco sazoadas y maderas secadas al aire**

Espezie	Peso seco Aparente gr/cm3	Flexión Estática Kg/cm2	Módulo de elasticidad Kg/cm2	Compresión paralela Kg/cm2	Compresión perpendicular Kg/cm2	Tensión paralela Kg/cm2	Tensión perpendicular Kg/cm2	Corte paralelo Kg/cm2	Clivaje Kg/cm2	Dureza Kg	Extracción de Clavo Kg
Ciprés	0.51	136	0.75E+05	60	23	136	6	6	6.8	225	19
Caoba	0.48	136	0.76E+05	60	45	106	6	8.5	13.6	265	30
Canoj	0.65	110	1.00E+05	60	20	85	8.5	8.5	16.2	200	
Cedro	0.43	81	0.46E+05	34	35	68	8.5	6	13.6	180	19
Cenicero	0.61	110	0.72E+05	55	45	85	8.5	8.5	9.4	350	30
Conacaste	0.42	81	0.56E+05	30	20	77	8.5	6	7.7	195	9
Chichique	0.72	206	1.38E+05	102	60	200	6.0	7.7	10.2	450	
Chichipate	0.72	178	1.20E+05	89	55	136	8.5	12.3	21.3	730	55
Marillo	0.52	85	0.85E+05	51	45	124	6.8	10.2	17.0	360	40
Volador	0.63	140	1.05E+05	64	35	132	8.5	9.4	20.4	430	50
Pino colorado		170	1.19E+05	76	20			17.0		75	
Pino de el Petén		182	1.20E+05	75	27			18.7		85	
Otros pinos		97	0.66E+05	45	11			13.6		34	

Tabla No. 3
**Esfuerzos Permisibles de trabajo para Madera grado "B" aplicables
A Maderas verdes o poco sazoadas y maderas secadas al aire**

Espece	Peso seco Aparente gr/cm3	Flexión Estática Kg/cm2	Módulo de elasticidad Kg/cm2	Compresión paralela Kg/cm2	Compresión perpendicular Kg/cm2	Tensión paralela Kg/cm2	Tensión perpendicular Kg/cm2	Corte paralelo Kg/cm2	Clivaje Kg/cm2	Dureza Kg	Extracción de Clavo Kg
Ciprés	0.51	136	0.75E+05	49	23	112	5.0	5.0	5.6	223	19
Caoba	0.48	136	0.76E+05	49	45	87.5	4.9	7.0	11.2	265	30
Canoj	0.65	110	1.00E+05	49	20	70	7.0	7.0	13.3	200	
Cedro	0.43	81	0.46E+05	28	35	56	7.0	5.0	11.2	180	19
Cenicero	0.61	110	0.72E+05	45.5	45	70	7.0	7.0	7.7	350	30
Conacaste	0.42	81	0.56E+05	24.5	20	63	7.0	5.0	6.3	195	9
Chichique	0.72	206	1.38E+05	84	60	154	5.0	6.3	8.4	450	
Chichipate	0.72	178	1.20E+05	74	55	112	7.0	10.5	17.5	730	55
Marillo	0.52	85	0.85E+05	42	45	101	5.6	8.4	14.0	360	40
Volador	0.63	140	1.05E+05	52.5	35	108	7.0	7.7	16.8	430	50
Pino colorado		170	1.19E+05	63	16			14.0		60	
Pino de el Petén		182	1.20E+05	63	4			15.4		70	
Otros pinos		97	0.66E+05	38	9			11.2		28	

Tabla No. 4
**Esfuerzos Permisibles de trabajo para Madera grado "C" aplicables
A Maderas verdes o poco sazonadas y maderas secadas al aire**

Especie	Peso seco Aparente gr/cm3	Flexión Estática Kg/cm2	Módulo de elasticidad Kg/cm2	Compresión paralela Kg/cm2	Compresión perpendicular Kg/cm2	Tensión paralela Kg/cm2	Tensión perpendicular Kg/cm2	Corte paralelo Kg/cm2	Clivaje Kg/cm2	Dureza Kg	Extracción de Clavo Kg
Ciprés	0.51	80	0.75E+05	35	23	80	3.5	3.5	4	225	19
Caoba	0.48	80	0.76E+05	35	45	63	3.5	5	8	265	30
Canoj	0.65	65	1.00E+05	35	20	50	5	5	9.5	200	
Cedro	0.43	48	0.46E+05	20	35	40	5	3.5	8	180	19
Cenicero	0.61	64	0.72E+05	33	45	50	5	5	5.5	350	30
Conacaste	0.42	48	0.56E+05	18	20	45	5	3.5	4.5	195	9
Chichique	0.72	123	1.38E+05	60	60	118	3.5	4.5	6	450	
Chichipate	0.72	105	1.20E+05	53	55	80	5	7.5	12.5	730	55
Marillo	0.62	50	0.85E+05	30	45	73	4	6	10	360	40
Volador	0.65	83	1.05E+05	38	35	78	5	5.5	12	430	50
Pino colorado	0.57	100	1.19E+05	45	1			10.0		45	
Pino de el Petén	0.67	105	1.20E+05	45	10			11.0		50	
Otros pinos	0.37	58	0.66E+05	7	7			8.0		20	

Para determinar los esfuerzos permisibles, se deben conocer las dimensiones nominales, el empleo y la clasificación de la madera. Por otra parte, se tienen diferentes calidades dentro de la clasificación para *estructuras especiales*, No. 1, No. 2, o No 3. Con esta información, en las tablas 3, 4 y 5 de la referencia 3, se pueden encontrar los esfuerzos permisibles para diferentes tipos representativos de madera. En estas tablas se especifican los módulos de elasticidad y cinco esfuerzos permisibles:

1. F_b Esfuerzo permisible para flexión (anteriormente denominado f).
2. F_t Tensión permisible paralela a la veta (anteriormente t).
3. F_v Esfuerzo cortante horizontal permisible VQ/Ib o $3V/2A$.
4. $F_{c\perp}$ Compresión perpendicular a la veta, empleado para el diseño de apoyos y de uniones (anteriormente $c\perp$).
5. F_c Compresión paralela a la veta, empleado para el diseño de columnas y uniones (anteriormente c).
6. E Módulo de elasticidad.

En el diseño, el empleo de maderas de ciertas especies y calidades comerciales depende en gran parte del aspecto económico. Por esta razón usar pino en Georgia resulta impráctico, porque este sólo se encuentra en el lejano oeste. Además de la geografía, el empleo local dificulta una mejor selección. Si cierta región es poco conocida, se puede obtener ayuda llamando al representante de la Asociación Nacional de Productos Forestales y efectuar así la selección apropiada. Una vez que se escoge el material y se determinan los esfuerzos permisibles, se deben tomar en cuenta posibles ajustes a estos esfuerzos: por humedad y duración de la carga.

Bajo condición seca continua, como en la mayoría de las estructuras cubiertas, se utilizan los esfuerzos que están tabulados. Sin embargo, en condiciones húmedas, cuando la humedad en la madera es igual o mayor a la del punto de saturación de las fibras (supuestamente un 19%), se necesita reducir los esfuerzos, por ejemplo:

- F_c - se reduce en un 10% el esfuerzo permisible tabulado;
 $F_{c\perp}$ - se reduce en una tercera parte el esfuerzo permisible tabulado;
 E - se reduce en 1/11 el valor tabulado.

Siempre que sea posible, se deben evitar condiciones alternada de mojado y secado. Se alteran también los valores tabulados (no los módulos de elasticidad) dependiendo de la duración de la carga en los miembros que trabajan a su capacidad total:

Menor duración de las combinaciones de cargas que serán consideradas	Factor por el cual se deben multiplicar los esfuerzos permisibles (o se deben dividir las cargas si se utilizan los valores tabulados sin modificar).
Permanente	0.90
Normal	1.00
Dos meses	1.15
Siete días	1.25
viento o Sismo	1.33
Impacto	2.00

Diseño de vigas en madera:

- Las vigas se diseñan rápidamente con la fórmula de la flexión, revisando el cortante con $3V/2A$, siempre y cuando se tome en cuenta la modificación a los esfuerzos permisibles. Sin embargo, resultan importantes dos variantes: (1) el empleo de un factor de forma C_f para los cálculos de flexión y (2) una modificación para el cálculo de la fuerza cortante actuante.

$$F_b = \frac{Mc}{IC_f}$$

donde F_b = esfuerzo de flexión, M = momento flexionante permisible, C_f = factor de forma, I = momento de inercia y c = distancia desde la fibra más alejada al eje neutro.

- El factor de forma C_f en el cálculo de vigas de madera es un coeficiente corrector que ajusta la resistencia a la flexión del elemento basándose en su altura o en el perfil de su sección transversal. Este factor reconoce que las piezas de madera con mayor canto o peralte presentan menor resistencia volumétrica en sus fibras.
- Esfuerzos típicos admisibles:** Dependiendo del fabricante, el esfuerzo admisible a la flexión (F_b) suele oscilar entre 10 MPa y 24 MPa (100 a 245 kgf/cm²)
- La ecuación anterior puede reordenarse (reemplazando I/c por el módulo de sección) quedando:

$$F_b = \frac{M}{SC_f}$$

- Donde, para miembros rectangulares cuyo peralte $d \geq 14 pu lg.$,

$$C_f \equiv 0.81 \left(\frac{d^2 + 143}{d^2 + 88} \right),$$

- para secciones circulares (con la misma resistencia que una viga cuadrada de igual área)

$$C_f = 1.18,$$

- para flexión alrededor de la diagonal de una sección cuadrada (con la misma resistencia si se emplea el eje vertical y horizontal)

$$C_f \equiv 1.414,$$

- y para vigas I y cajón,

$$C_f \equiv 0.81 \left[1 + \left(\frac{d^2 + 143}{d^2 + 88} - 1 \right) (p^2(6 - 8p + 3p^2)(1 - q) + q) \right].$$

9. Aquí, p = relación del espesor de los patines de compresión al peralte total de la viga y q = relación de espesor del alma (o almas) al ancho total de la viga.
10. Las ecuaciones que se presentan en la referencia 1 permiten reducir el cortante total. La reacción debido a una carga uniformemente distribuida se multiplica por $(1-2d/L)$ y cada reacción debida a una carga concentrada se multiplica por $10(x/d)^2/9[2 + (x/d)^2]$, donde x es la distancia entre el apoyo y la carga concentrada. Cuando el cortante no rige el diseño del tamaño del miembro, no es necesario usar estas ecuaciones.
11. En la tabla 2.1 se muestra la revisión típica del diseño de una viga de madera. Además de la carga normal (de duración normal, esto es, no menor de dos meses o mayo que muchos años) 0.84 k/pie, viga soporta otras cuatro cargas de distinta duración. Los posibles subtotales se obtienen acumulando todas las cargas que pueden actuar simultáneamente en un tiempo de duración mínimo, y sumas resultantes están divididas entre los factores que corresponden a esas duraciones mínimas. El valor (1.26 k/pie) es el crítico y es la *carga de diseño*. (Se supone que las cargas sísmicas y las de impacto no actúan simultáneamente.)
12. Los cálculos para el momento flexionante y para el cortante son estándares. Bajo el título Propiedades de la sección de la tabla 2.1, se calculó el factor de reducción del cortante como 5/6. Esta reducción hace innecesario el uso de secciones más grandes que la que se obtendría sin modificar el cortante.

1. Madera Maciza (Secciones Rectangulares Comunes)

Altura de la viga (h en mm) 	Factor de Forma (k_h)	Efecto en la Resistencia
Menos de 75 mm	1.30	Incremento máximo del +30%
100 mm	1.08	Incremento del +8%
150 mm	1.00	Valor de referencia base
200 mm	0.94	Reducción del -6%
250 mm	0.90	Reducción del -10%
300 mm	0.87	Reducción del -13%

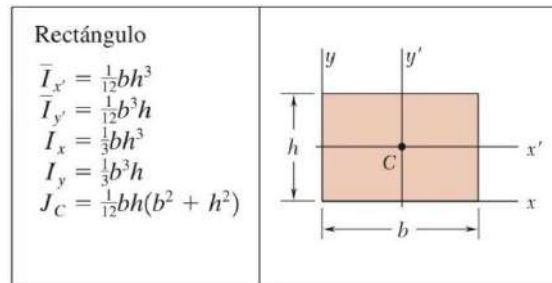
2. Madera Laminada Encolada (MLE)

Altura de la viga (h en mm)	Factor de Forma (k_h)	Efecto en la Resistencia
300 mm	1.07	Incremento del +7%
400 mm	1.04	Incremento del +4%
600 mm	1.00	Valor de referencia base
800 mm	0.97	Reducción del -3%
1000 mm	0.95	Reducción del -5%

Ejemplo 1

Se tiene una regla de madera de ciprés de 4x2 de escuadría grado B. ¿Qué momento flector puede soportar?

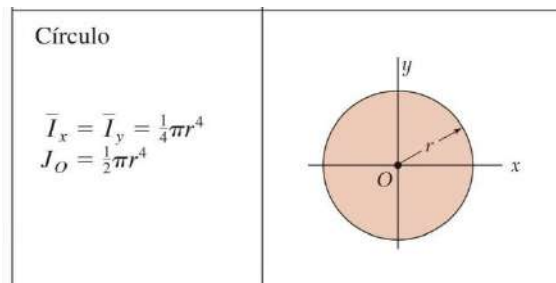
- De la tabla 3 del Centro de Investigaciones de ingeniería CII se tiene una flexión estática de $136 \text{ kg/cm}^2 = F_b$
- Si la altura de viga es de 4 pulgada, equivale a $4 \text{ pl} \times 2.54 \text{ cm/pl} = 10.16 \text{ cm} = 101.6 \text{ mm}$, lo que aproxima a un factor de forma $C_f = 1.08$, ver tablas anteriores.
- Al considerar la flexión al centroinde de la sección de madera, como ubicación de eje neutro, es $c = 4/2 = 2 \text{ pulg} = 5.08 \text{ cm}$.
- La inercia centroidal entonces es (ver tablas anteriores) $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{5.08 \times 10.16^3}{12} = 443.9802 \text{ cm}^4$
- $F_b = \frac{Mc}{IC_f}, 136 = \frac{5.08M}{1.08 \times 443.9802}, M = 12836.97 \text{ kg} - \text{cm} = 1238697 \text{ kg} - \text{m}$



Ejemplo 2

Se tiene un tronco circular de madera de ciprés de 8 purgada de diámetro grado A. ¿Qué momento flector puede soportar?

- De la tabla 2 del Centro de Investigaciones de ingeniería CII se tiene una flexión estática de $136 \text{ kg/cm}^2 = F_b$
- El factor de forma para sección circular es de $C_f = 1.18$, ver tablas anteriores.
- Al considerar la flexión al centroinde de la sección de madera, como ubicación de eje neutro, es $c = 8/2 = 4 \text{ pulg} = 10.16 \text{ cm}$.
- La inercia centroidal, para una sección circular con radio $r = 8/2 = 4 \text{ pulgada} = 10.16 \text{ cm}$ entonces es (ver tablas anteriores) $I = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi \times 10.16^4}{4} = 8368.8294 \text{ cm}^4$
- $F_b = \frac{Mc}{IC_f}, 136 = \frac{10.16M}{1.18 \times 8368.8294}, M = 132187.9662 \text{ kg} - \text{cm}$



Ejemplo 3

Se tiene una viga de madera contrachapara de 4x2 pulgada. Se piensa aplicar un momento de flexión de 20000 kg-cm, ¿Es suficiente la flexión estática de esta sección?

- Esfuerzos típicos admisibles:** Dependiendo del fabricante, el esfuerzo admisible a la flexión (F_b) suele oscilar entre 10 MPa y 24 MPa (100 a 245 kgf/cm²)
- Si la altura de viga es de 4 pulgada, equivale a 4plx2.54cm/pl = 10.16cm = 101.6mm, lo que aproxima a un factor de forma $C_f = 1.08$, ver tablas anteriores.
- Al considerar la flexión al centroinde de la sección de madera, como ubicación de eje neutro, es $c = 4/2 = 2$ pulg = 5.08cm.
- La inercia centroidal entonces es (ver tablas anteriores) $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{5.08 \times 10.16^3}{12} = 443.9802 \text{ cm}^4$
- $F_b = \frac{Mc}{IC_f} = \frac{5.08 \times 20000}{1.08 \times 443.9802} = 211.8880 \text{ kg/cm}^2 < 245 \text{ kgf/cm}^2$ Si es suficiente esta sección.



Apoyos

El área de la placa de apoyo se obtiene limitando el valor de P/A al esfuerzo permisible F_c . Si se deja un volado de tres pulgadas. Más allá del apoyo, y si la longitud de la placa es menor de 6 pulgada, entonces

$$F_{c\perp aj} = F_{c\perp tabla} \left(\frac{l_b + 0.375}{l_b} \right),$$

Donde l_b = longitud de la placa de apoyo. Para arandelas redondas, la longitud del apoyo se toma como el diámetro de la arandela.

El cálculo del área de una placa de apoyo típica se muestra en la Fig. 4.1 para la viga de la tabla 2.1. Se presentan los cálculos para las condiciones seca y saturada para ilustrar el efecto del contenido de humedad.

Cargas (claros simple de 20 pies, condición seca)

		Duración de las cargas combinadas				
Duración de la carga individual	Normal	Normal	2 meses	7 días	Sísmica	Impacto
	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84
	2 meses		0,435	0,435	0,435	0,435
	7 días			0,29	0,29	0,29
	Sísmica				0,102	
	Impacto					0,84
	Total	0,84	1,275	1,565	1,67	2,405
	Coef	1,00	1,15	1,25	1,33	2,00
	Diseño	0,84	1,11	1,25	1,26	1,2
		Usese: 1.26 k/ft				

Tabla 2.1

Con claro o luz de 20 pie y usando 1.26 k/ft (kip/pie) como factor sísmico de diseño.

V (corte) y MF (momento flector)

$V = 1.26 \times 20/2 = 12.6 \text{ kip}$ (a mitad del claro)

$M = 1.26 \times 20^2/8 = 63.0 \text{ kip-pie}$, con fórmula para momento flector máximo en viga simplemente apoyada ($wl^2/8$)

Propiedad de la sección: (Vy L Abeto Douglas estructural) $d = 20$ pulgada en sección del elemento

$$F = 0.81 \left(\frac{d^2 + 143}{d^2 + 88} \right) = 0.81 \left(\frac{400 + 143}{400 + 88} \right) = 0.9013 \quad \underline{10'' \times 20'' \text{ de sección de elemento de apoyo}}$$

$$\begin{aligned} S &= 601 \text{ pulg}^3 = 0.9013 \times \left(\frac{10 \times 20^2}{6} \right) & F_b &\equiv 1550 \text{ psi} = 1.55 \text{ ksi} \\ A &= 181 \text{ pulg}^2 = 0.9013 \times 10 \times 20 & F_v &\equiv 87 \text{ psi} \\ I &= 6000 \text{ pulg}^4 = 0.9013 \times \left(\frac{10 \times 20^3}{12} \right) & E &\equiv 1200 \text{ ksi} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} S \\ A \\ I \end{aligned}} \right\} \text{ Esfuerzos abeto Douglas}$$

Factor de reducción del cortante

$$\left(1 - \frac{2d}{L} \right) = 1 - \frac{2(20 \text{ pulg})}{(12 \text{ pulg/pie})(20 \text{ pie})} = \frac{5}{6} \quad \Delta T_{\text{Total}} = \frac{L}{360} = \frac{(12 \text{ pulg/pie}) \times 20 \text{ pie}}{360} = 0.67 \text{ pulg.}$$

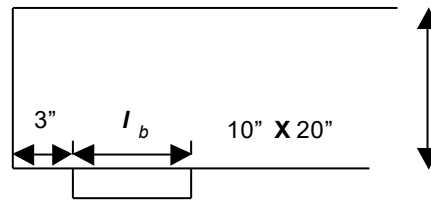
Comprobación

$$\sigma_B = \frac{M}{FS} = \frac{(12 \text{ pulg/pie})(63.0 \text{ kip-pie})}{0.90(601)} = 1.40 < 1.55 \text{ ksi} \therefore (OK)$$

$$\sigma_v = \frac{3V}{2A} \left(\frac{5}{6} \right) = \frac{3(12600 \text{ lb})5}{2(181)6} = 87 \text{ psi} = 87 \therefore (OK)$$

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(1.26)(20)^4 1728}{384(1200)(6000)} = 0.63 < 0.67 \text{ pulg.} \therefore (OK)$$

$$\text{Nota: } (12 \text{ pulg/pie})^3 = 1728 \frac{\text{pulg}^3}{\text{pie}^3}$$



Carga 12.6 kip/ pie **Placa de apoyo** $3\frac{1}{2} \text{ pulg.}$

Propiedad de la Sección (Viga 10" X 20" V & L, Abeto Douglas grado estructural)

	<u>SECO</u>	<u>SATURADO</u>
Esfuerzo ortogonal a la fibra $F_{c\perp} = 335 \text{ psi}$		$335 \times 2/3 = 223 \text{ psi}$
Longitud de apoyo l_b	$3\frac{1}{2} \text{ pulg.}$	$5\frac{1}{2} \text{ pulg.}$
Factor $(l_b + 0.375)/l_b$	$1.107 = \frac{3.5+0.375}{3.5}$	$1.07 = \frac{5.5+0.375}{5.5}$
$F_{c\perp aj}$	$371 \text{ psi} = 335 \times 1.107$	$239 \text{ psi} = 223 \times 1.07$
Comprobación		
$\sigma_{ap} = \frac{12600lb}{10pulg(3.5pulg)} = 360 < 371 \text{ psi (OK)}$		$\frac{12600lb}{10pulg(5.5pulg)} = 229 < 239 \text{ psi (OK)}$

Fig. 4.1

Columnas

Se asegura suficiente resistencia cuando P/A es menor que F_c . Se obtiene suficiente rigidez si P/A es menor que

$$F'_c = \frac{\pi^2 E}{2.727(L/r)^2} = \frac{3.619}{(L/r)^2} \quad 4.1$$

Desde luego, se tiene que hacer ajustes por humedad y duración de la carga.

Para columnas rectangulares, con $r^2 I/A = (bd^3/12)/bd = d^2/12$, La Ec. 4.1 se reduce a

$$F'_c = \frac{0.3E}{(L/r)^2} \quad 4.2$$

Para eliminar tanteos y errores en el procedimiento de diseño de columna cuadradas y rectangulares, se introducen nuevos términos en las ecuaciones. Por lo tanto, si se define L_b = Longitud efectiva de pandeo de la columna alrededor de su eje menor I , utilizando b como el peralte para flexión; L_d = Longitud efectiva de pandeo de la columna alrededor de su eje mayor I , utilizando d como peralte para flexión; $C_L = L_b/L_d$ Que es equivalente a b/d . Entonces la Ec 4.2 se escribe en términos del pandeo alrededor de ambos ejes como:

$$F'_c = \frac{P}{bd} \frac{0.3E}{(L_b/b)^2} \quad \text{O} \quad \frac{P}{bd} = \frac{0.3E}{(L_d/d)^2} \quad 4.3$$

Reemplazando b por $C_L d$ En ambas ecuaciones y despejando d queda [note que $L_b^2/C_L^3 = L_b^2/(L_b^2/L_d^2)C_L = L_d^2/C_L$]

$$d = \sqrt[4]{\frac{PL_d^2}{0.3EC_L}} \quad 4.4$$

El procedimiento directo es:

1. Calcular $L_b, L_d, C_L = L_b/L_d$ (note que para columnas cuadradas con la misma longitud efectiva alrededor de caja eje, $C_L = 1$).
2. Determinar $d = \sqrt[4]{P_d^2/0.3EC_L}$.
3. Determinar $b = d(C_L)$
4. Seleccionar las dimensiones
5. Comprobar que $P/bd < F_c$. Si es así, el diseño está completo. Si no, se obtiene el área apropiada, teniendo cuidado que la relación b/d sea aproximadamente iguala C_L .

Ejemplo de diseño. Supóngase que se va a diseñar una columna de 20 pies.

En condiciones secas, **la carga axial P es de 145 kips** y en uno de los planos solamente existe un apoyo lateral a la mitad de altura. Se usará abeto Douglas, selección estructural **P&M**, con **$F_c = 1150$ psi y $E = 1600$ ksi**.

1. $L_d = 20$ pies x 12 = 240 pulg.; $L_b = \frac{1}{2} \times 20$ pies x 12 pulg. = 120 pulg. (apoyo lateral a la mitad de la altura).
2. $C_L = L_b/L_d = 0.5$; $d = \sqrt[4]{PL_d^2/0.3EC_L} = \sqrt[4]{145(240)^2/0.3(1600)(0.5)} = 13.7$ pulg.
3. $b = dC_L = 13.7(0.5) = 6.9$ pulg.
4. Tantear un área o sección de $8 \times 14 = 112 \text{ pulg}^2$ con $A = 101.25 \text{ pulg}^2 = 7.5 \times 13.5$, se resta $\frac{1}{4}$ de pulgada por lado por cepillado.
5. Comprobación, $P/A = 145/101.25 = 1.432 \text{ ksi} > 1.150$ (No pasa); $P/F_c = 145/1.15 = 126 \text{ pulg}^2$; se propone una sección de 10×14 pulgada.

Un análisis de este tipo se encuentra en la tabla 4.1. Nótese que L/r se calcula alrededor de cada uno de los ejes, pero sólo se emplea el valor mayor para calcular al F'_c que resulta igual a 1675 psi. Como F_c es menor que F'_c , el valor más bajo de 1150 lb/pulg² es el que controlará al esfuerzo permisible.

Para una columna circular, la fórmula que se emplea en lugar de la ecuación. 4.4 es

$$d = \sqrt[4]{\frac{5.63PL^2}{E}}$$

Tabla 4.1 Diseño de una columna de madera

Carga (Soporte intermedio para $d=10'' \Rightarrow L = 10''$; no hay soporte lateral para $d = 14'' \Rightarrow L = 20''$ 145 kip Axial.

Propiedad de la sección (P&M, Abeto Douglas selección estructural) $E = 1760 \text{ ksi}$.

$I_x = \frac{9\frac{1}{2} \times (13\frac{1}{2})^3}{12} = 1948 \text{ pulg}^4$ **10x14pulgada** $= 9.5 \times 13.5 = A = 128.25 \text{ pulg}^2$ se resta $\frac{1}{4}$ de pulgada por lado por cepillado

$$I_y = \frac{13\frac{1}{2} \times (9\frac{1}{2})^3}{12} = 965 \text{ pulg}^4$$

Radios de giro: $r_x = \sqrt{1948/128.25} = 3.89$, $r_y = \sqrt{965/128.25} = 2.75$

$$L_x/r_x = \frac{(12 \text{ pulg/pie}) \times 20 \text{ pie}}{3.89} = 61.7 \text{ Crítica} \quad L_x/r_x = \frac{(12 \text{ pulg/pie}) \times 10 \text{ pie}}{2.75} = 43.7$$

$$F'_c = \frac{3.619E}{(L/r)^2} = \frac{3.619(1760)}{61.7^2} = 1.6731 \text{ ksi.} \quad F_c = 1.150 \text{ ksi} - \text{crítica, del ejercicio anterior}$$

Comprobación: $\sigma = P/A = 145/128.25 = 1.13 \text{ ksi} < 1.15 \text{ ksi} \therefore \text{OK}$. ($F_c = 1.150 \text{ ksi}$) y $P = 145 \text{ kip}$ del problema anterior.

Compresión en dirección inclinada a la veta

En la Fig. 5.1 se muestra una conexión entre dos miembros en la que se produce compresión en dirección inclinada a la veta. En tal caso, puede ocurrir una falla por (1) compresión paralela a la veta del miembro A; (2) compresión en dirección inclinada a la veta del miembro B; (3) cortante a lo largo de la distancia a y (4) cortante a lo largo de la distancia b (no muy frecuente). Todas estas fallas son controlables mediante técnicas estándares excepto la producida por compresión en dirección inclinada a la veta, para la cual se utiliza la fórmula de Hankinson:

$$F_n = \frac{F_c F_{c\perp}}{F_c \sin^2 \theta + F_{c\perp} \cos^2 \theta}$$

5.1

En donde F_n = Esfuerzo de compresión permisible actuando perpendicular a la superficie inclinada y θ = el ángulo entre la dirección de la carga y la de la veta.

Suponiendo que los miembros de la Fig. 5.1 son de cedro del oeste, No. 2, V&T, y que el miembro inclinado A es de 2 x 6 (área = $8.25 \text{ pulg}^2 = 1.5 \times 5.5$ pulgada, se resta $\frac{1}{4}$ de pulgada por lado al cepillar madera). Entonces, con $F_{c\perp} = 295 \text{ psi}$. Y $F_c = 825 \text{ psi}$., el esfuerzo permisible en el miembro horizontal B, con $\theta = 30^\circ$, es

$$F_n = \frac{(295)(825)}{825(\sin 30)^2 + 295(\cos 30)^2} = 569 \text{ psi.}$$

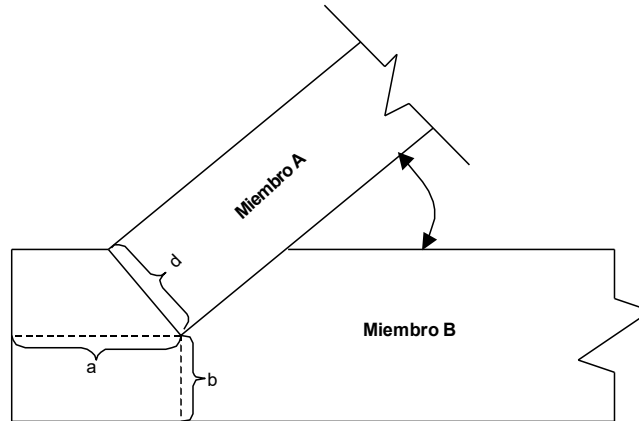


Fig. 5.1 Compresión en dirección inclinada a la veta

Esto limita la fuerza máxima den el miembro inclinado A, la que se determina con la compresión actuando en el miembro B en un ángulo de 30° con respecto a la dirección de la veta, como $(569)(8.25) = 4690 \text{ lb}$.

Como F_c Es mayor que 569 lb/pulg^2 , el miembro inclinado A no está sobre-esforzado por la compresión paralela a la veta. Sin embargo, como el esfuerzo permisible es sólo de 75 psi , las dimensiones a y b podrían ser críticas.

Ejemplo, Diseño Formaleta para una Losa

W_c	→	150	# / ft^3	
W_m	→	50	# / ft^3	
CV	→	20	# / ft^2	(por lo general)
F_b	→	1000	# / pl^2	} Por lo general
F_c	→	100	# / pl^2	
E	→	1.6×10^6	# / pl^2	

Diseño de la Tarima -Entablado-

Si utilizo **taboncillo => 1.5x12pulgada**

1. Integrar Cargas: $W_c \Rightarrow 150 \text{ #/pie}^3$

Considerando Aglomeración de concreto de 1.75 pulgada = 4.5 cm
(incluye grosor de losa)

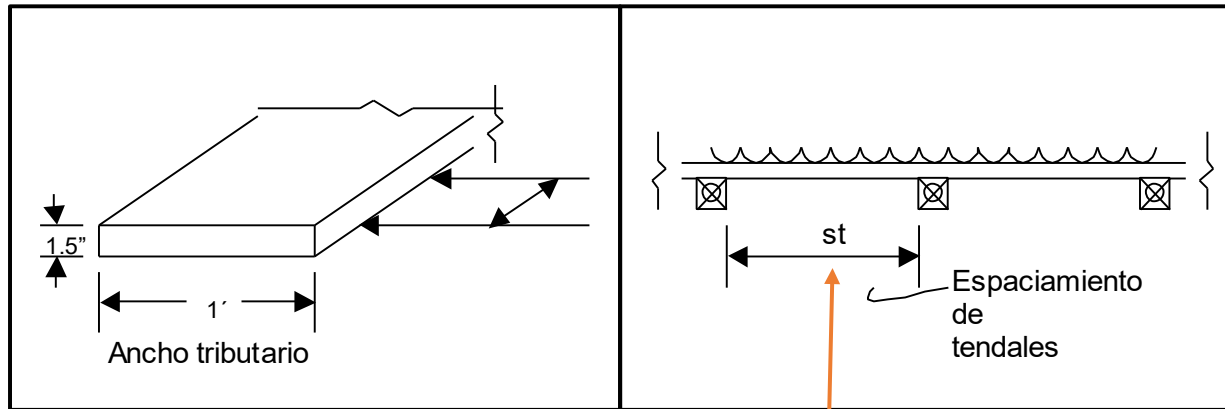
$$W_c \rightarrow 150 \text{ #/ft}^3 \times 1.5 \text{ ft} \rightarrow 225 \text{ #/ft}^2$$

$$W_m \rightarrow 50 \text{ #/ft}^3 \times \frac{1.5''}{12''/\text{ft}} \rightarrow 6.25 \text{ #/ft}^2$$

$$CV \rightarrow 20 \text{ #/ft}^2$$

CDiseño → $251.25\#/ft^2 = (225 + 6.25 + 20)$

Ahora a Flexión



Si $M = 0.1071wl^2$, $M = 0.1071 \times 251.25 \times St^2 \times 1ft/12"$ $M = 2.24St^2$

Si $Fb = M/S$,

Chequeo por Corte

$F_c = \frac{3V}{2A}$ y $V = 0.607wl$, $F_c = \frac{3(0.607 \times 251.25St)}{2A}$

$F_c = 100\#/pl^2 = \frac{3}{2} \times \frac{152.51St}{(12 \times 1.5)} \therefore 100 = 12.71St$ **$St = 7.86" \cong 8" = St$**

Chequeo por Deflexión

$\Delta_{max} = 0.0065 \frac{wl^3}{EI} = \frac{1}{240} \Rightarrow \frac{0.0065 \times 251.25 \times St^3}{1.6 \times 10^6 \times \frac{1}{12} \times 12 \times 1.5^3} = \frac{1}{240}$ $St^3 = 13777.27$ $St = 24$

Espaciar tendales a 8 pulgadas, el menor valor entre chequeo por corte y deflexión.

Espaciamiento párales (sp)

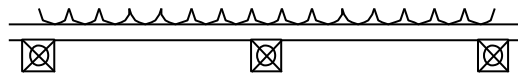
$C_{paral} = 251.25 \frac{\#}{pie^2} \times \left(8pulg \times \frac{1pie}{12pulg} \right) = 167.5\#/pie$

Área: $A = 12pulg^2$

Módulo de sección: $S = \frac{1}{6} \times 3 \times 4^2 pl^3$

Inercia centroidal: $I = \frac{1}{12} \times 3 \times 4^3 = 16pl^4$

$167.5\#/ft^2$



Flexión

$M = 0.1071 \times 167.5 \times Sp^2 = 17.939Sp^2$

$Fb = M/S \therefore 1000 = \frac{17.939Sp^2}{\frac{1}{6} \times 3 \times 4^2}$; $Sp = 445.96"$

Corte

$$V = 0.607wl = 0.607 \times 167.5Sp = 101.673Sp$$

$$100 = \frac{3}{2} \times \frac{101.673Sp}{12}; Sp = 7.86" \text{ Si se desea aumentar separación } Sp = 20"$$

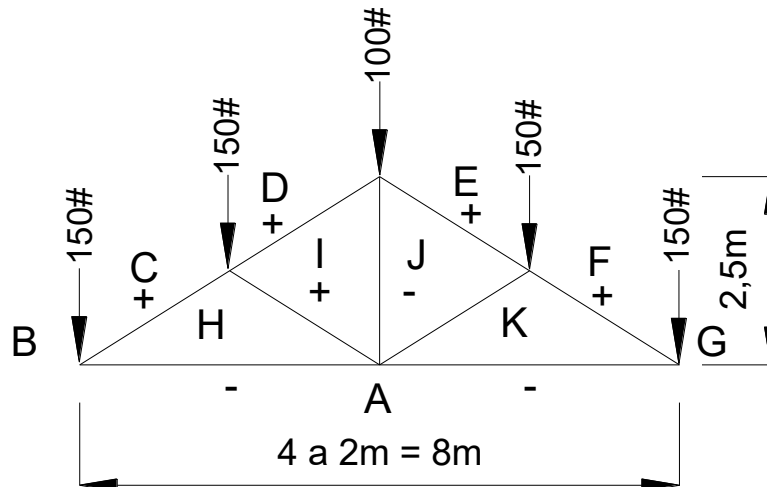
Deflexión

$$0.0065 \frac{wl^3}{EI} = \frac{1}{240} = \frac{0.0065 \times 167.5Sp^3}{1.6 \times 10^6 \times 16} \quad Sp = 46".$$

4 Método Gráfico aplicado a Madera y Costanera

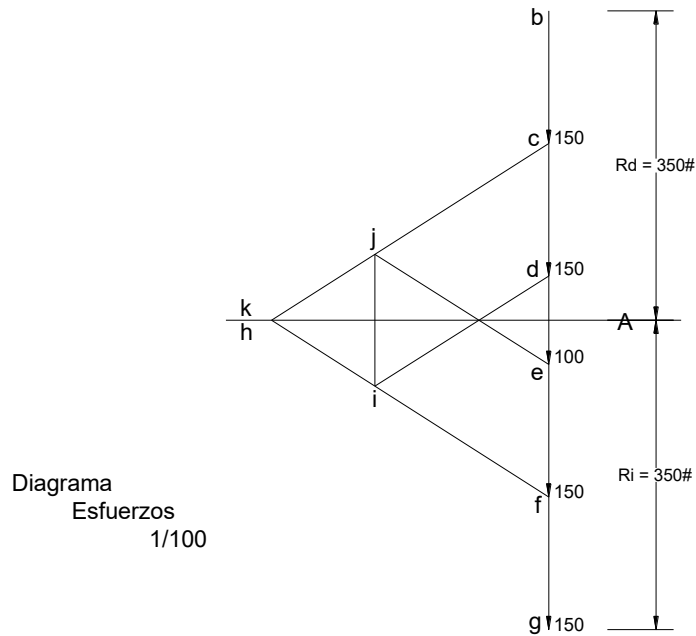
Es la aplicación de armaduras en general, de techos en la estimación de secciones de madera y costanera para resolver un problema de calculo de estructuras. Es importante la optimización de esfuerzos internos de compresión y tensión para las menores secciones de maderas y costaneras. La idea es ofrecer el mejor costo posible en el mercado competitivo de la construcción.

Ejemplo 1, para recordar el método gráfico, donde en un solo diagrama de cuerpo libre se puede analizar una armadura. Estos problemas como se pueden resolver en un tablero de dibujo clásico, también con programas de computador para dibujo. La idea es dibujar el diagrama de cuerpo libre a escala que uno como diseñador define. Se respetan los ángulos para que sea lo mas realista dicho diagrama de cuerpo libre, y poder ofrecer una solución.



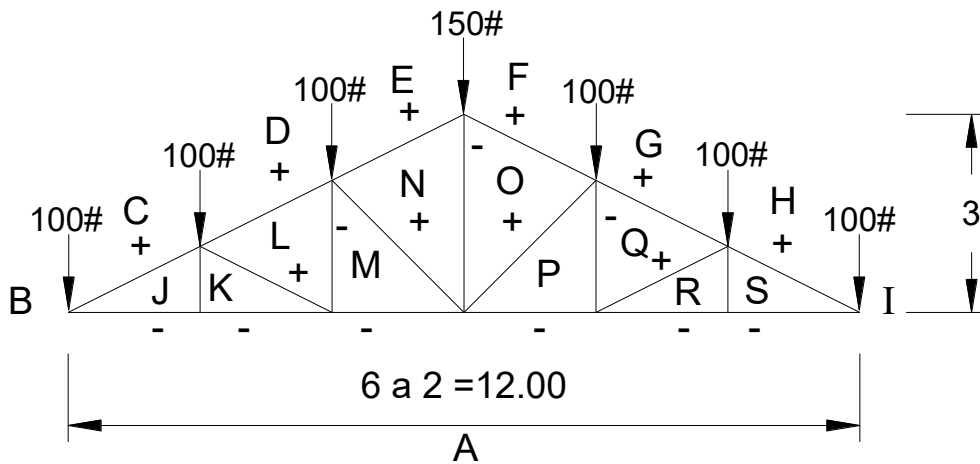
⁴ Diseño simplificado de Armaduras de techo. Harry Parker. Décima primera reimpresión 1991. Editoria LIMUSA S.A., México DF.

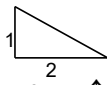
Elemento	Esfuerzo #
CH	+ 390
DI	+ 250
EJ	+ 250
FK	+ 390
IJ	- 150
HA	- 330
KA	- 330



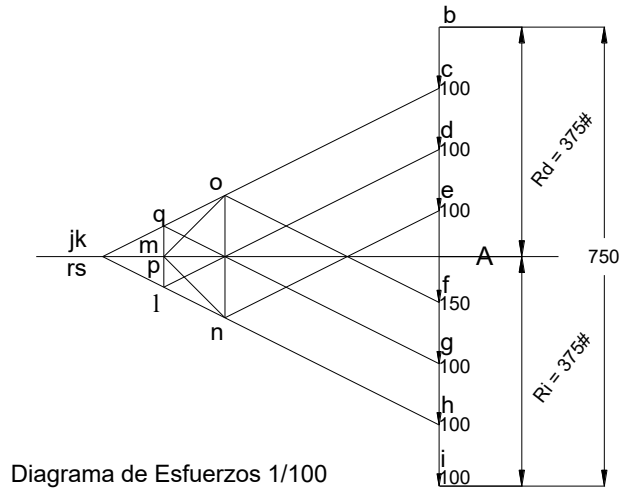
Ejemplo 2

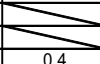
σ tensión = $160lb/pl^2$ σ compresión = $105lb/pl^2$ madera tipo "A"

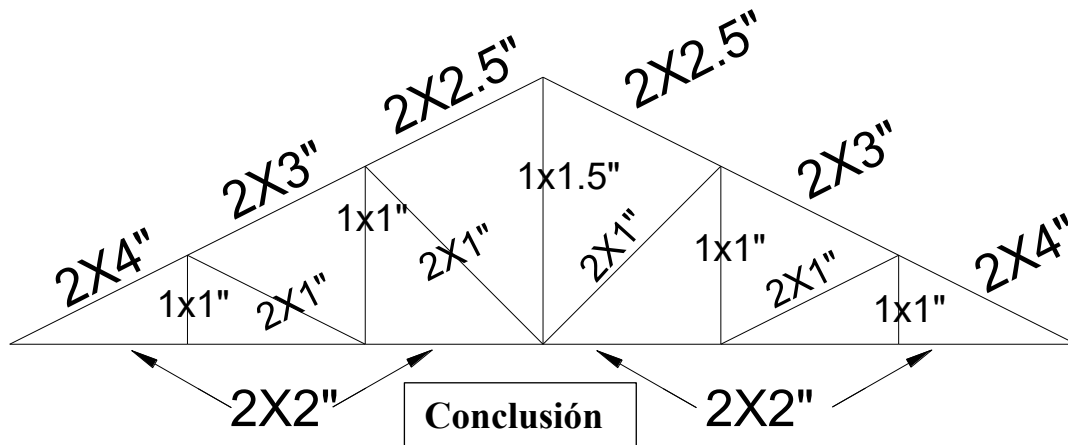


1. Chequear Proporción  en diagrama
2. $\Sigma f_v = 750\# \downarrow \therefore R_i = R_d = 375\# \uparrow$
3. $+$ $\rightarrow$ compression $- \rightarrow$ tension
4. Esfuerzos de trabajo. MADERA "A" $\rightarrow 85\%$
 $\sigma_{ten_t} = 160 \times 0.85 = 136\#/pl^2(-)$

$$\sigma_{com_t} = 105 \times 0.85 = 89\frac{1}{4}\#/pl^2(+)$$



Elemento	σ	# est	Area (pl^2)	Sección (pl)
CJ	+	615	6.9	2X4"
DL	+	510	5.7	3X2"
EN	+	390	4.4	2x2.5"
FO	+	390	4.4	
GQ	+	510	5.7	3X2"
HS	+	615	6.9	2X4"
AM	-	450	3.3	2X2"
AP	-	450	3.3	
AK	-	550	4.0	2x2"
AR	-	550	4.0	
AJ	-	550	4.0	
AS	-	550	4.0	
JK	-	cero		1x1"
RS	-	cero		
LA	-	50	0.4	
PQ	-	50	0.4	
NO	-	200	1.5	1X1.5"
LK	+	110	1.2	2x1"
QR	+	110	1.2	
NM	+	150	1.7	
OP	+	150	1.7	



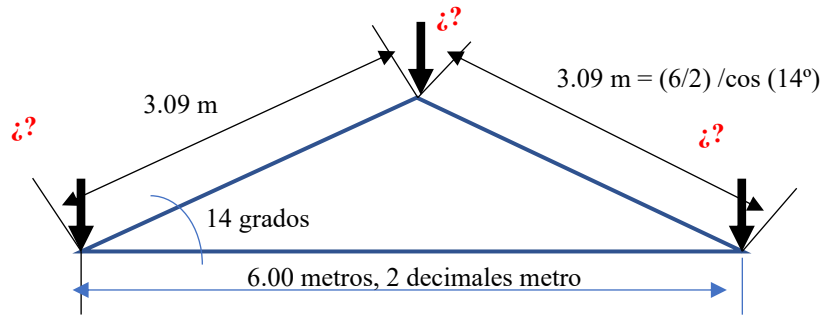
ARMADURAS DE TECHO

El siguiente ejemplo ilustra lo básico de diseño de armaduras de techo, como se ve se parte del ensayo y error, que puede programarse para encontrar la opción más económica. Se juega con la inclinación del techo, como con la cantidad de nodos que soportan las cargas actuantes.

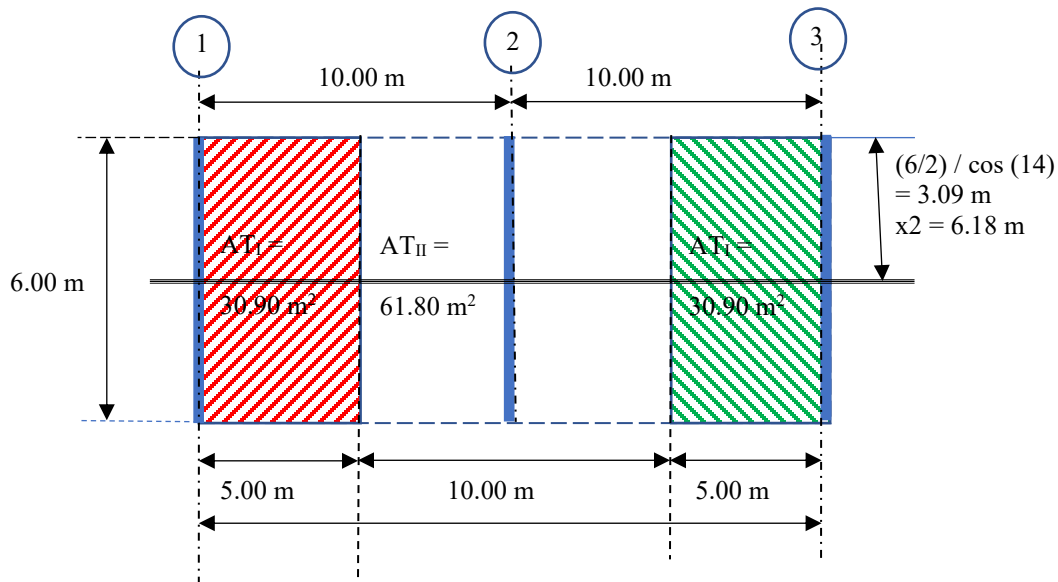
Si se esboza un procedimiento básico para ir dejando notas de “memoria de cálculo” o protocolo de ingeniería civil, pr se tiene:

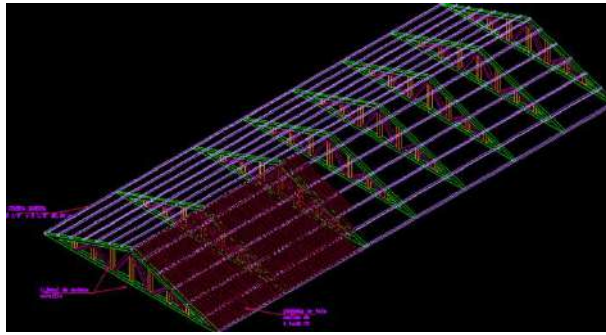
1. Considerar las cargas en función del tipo y uso de la armadura,
2. Estimar la combinación más crítica de estas, es la teoría del esfuerzo último
3. Determinar las cargas actuantes en la armadura, aplicando la idea de área tributaria que multiplica a la carga más crítica del inciso anterior y se distribuye proporcionalmente en los nodos de aplicación
4. Seguidamente se calcula la armadura, para comparar los esfuerzos internos -paralelos a su elemento- con los esfuerzos de trabajo de los materiales y así proponer secciones de estos.
5. Se calculará la armadura con varios valores de ángulos para buscar los menores esfuerzos internos posibles de tensión y compresión
6. Posteriormente con la armadura optimizada en sus esfuerzos internos, revisar el esfuerzo máximo como el que determina el corte de los elementos de sujeción nodal tal como: pernos o soldadura, lo que hay que especificar, junto con los recudimientos necesarios.

DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO



1. MADERA: PINO COLORADO, densidad = 57 gr/cc = **570 kg/m³**
2. CARGA VIVA DE TECHO, **Vt = 50 kg/m²**, según tabla 3.7.1.1, capítulo 3, NS2 AGIES 2024. <https://www.agies.org/bibliotecas/>
3. CARGA POR VIENTO, figura 5.2.1, capítulo 5 NS2 AGIES 2024
<https://www.agies.org/bibliotecas/> para Quetzaltenango ciudad se tiene W = 100
kph = 27.77 m/s, si densidad del viento como $1 \text{ kg/m}^3 \frac{1 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 27.77 \frac{\text{m}}{\text{s}} =$
 $27.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ (por 1 segundo) **W = 27.77 kg/m²**





4. ÁREAS TRIBUTARIAS, $AT_I = 6.18 \times 5.00 = \mathbf{30.90 \text{ m}^2}$, $AT_{II} = 6.18 \times 10.00 = \mathbf{61.80 \text{ m}^2}$
5. PREDIMENSIONAMIENTO DE SECCIÓN DE MADERA, 4×4 pulgadas $\approx 10 \times 10 \text{ cm}$, $(4'' \times 2.54 \text{ cm}/'' = 10 \text{ cm}) = 0.10 \times 0.10 = \mathbf{0.010 \text{ m}^2}$
6. **Nota de campo:** en diseño se habla del **predimensionamiento**, en este caso es suponer secciones de madera de 4x4 pulgadas, que al hacer los cálculos puede requerirse de secciones mayores, o menores. Entonces es de volver a realizar los cálculos con la primera aproximación, para ajustar más los resultados del diseño-
7. CARGA MUERTA BRUTA: longitud de armadura = $6.00 + 2 \times 3.09 = \mathbf{12.18 \text{ m}}$, $M = 570 \text{ kg/m}^3 \times 12.18 \text{ m} \times 0.010 \text{ m}^2 = \mathbf{69.43 \text{ kg} = 70 \text{ kg D}}$
8. CARGA MUERTA NETA AT_I : $70\text{kg}/30.90 \text{ m}^2 = \mathbf{2.27 \text{ kg/m}^2}$
9. CARGA MUERTA NETA AT_{II} : $70\text{kg}/61.8 \text{ m}^2 = \mathbf{1.14 \text{ kg/m}^2}$
10. CONCLUSIÓN DE COMBO DE CARGAS PARA EVALUAR COMBINACIÓN MÁS CRÍTICA

	AT_I	AT_{II}
M kg/m^2	2.27	1.14
Vt kg/m^2	50	50
W kg/m^2	28	28
U kg/m^2	63.92	62.66
Carga/nodo kg	$\frac{64.13 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 30.90 \text{m}^2}{3 \text{ nodos}} = \mathbf{661}$	$\frac{62.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 61.80 \text{m}^2}{3 \text{ nodos}} = \mathbf{1293}$

11. ANÁLISIS DE COMBINACIO DE CARGA MÁS CRÍTICA, según AGIES NSE2-24, <https://www.agies.org/bibliotecas/> Donde M = carga muerta, V = carga viva, W = carga por viento, V_t = carga viva de techo y P_L = carga por lluvia.

8.3.4 — Carga de viento

$$1.2 M + V \pm 1.3 W + 0.5 (P_L \text{ o bien } V_L) \quad (\text{CR6})$$

$$0.9 M \pm 1.3 W \quad (\text{CR7})$$

• El viento y el sismo no se consideran cargas concurrentes, sino alternas. Se diseñará para la envolvente de ambas solicitaciones.

Comentario 8.3.4

El término W que representa a los efectos de viento puede constar de varios sumandos vectoriales o incorporar internamente factores adicionales según lo indique la norma NSE que rija el diseño de la estructura. El factor de mayoración del viento se ha conservado en 1.3 porque las normas NSE aún conservan la metodología de la referencia UBC 1997. Cuando se opte por seguir metodología de ASCE 7 conforme se permite en la Sección 5.3, los factores de mayoración por viento deben ajustarse correspondientemente.

$$U_{ATI} = 1.2 \times 2.27 + 1.3 \times 28 + 0.5 \times 50 = 64.13 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{CR6})$$

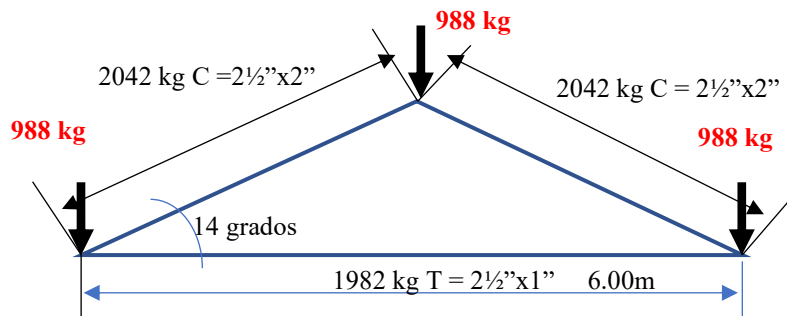
$$U_{ATI} = 0.9 \times 2.27 + 1.3 \times 28 = 38.45 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{CR7})$$

$$U_{ATII} = 1.2 \times 1.14 + 1.3 \times 28 + 0.5 \times 50 = 62.77 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{CR6})$$

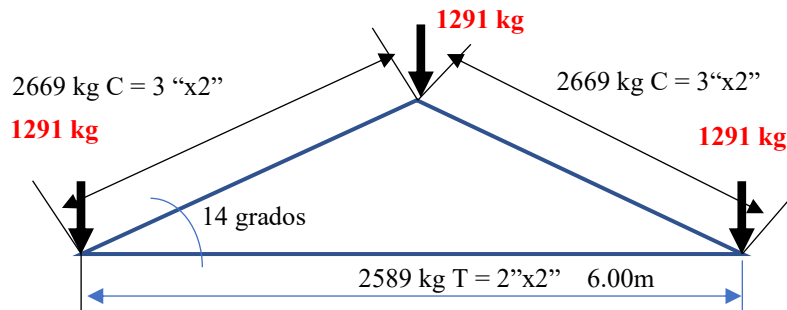
$$U_{ATII} = 0.9 \times 1.14 + 1.3 \times 28 = 37.43 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{CR7})$$

Nota de campo: importante, cuando en una combinación de carga aparece el símbolo más menos ($\pm$) no necesariamente es sumar y restar, en el caso del viento de las combinaciones anteriores de AGIES, con un factor de 1.3, significa: **+1.3W = fuerza de empuje del viento** mas un 30% de factor de seguridad y **-1.3W = fuerza de succión del viento** (que se debe de sumar también) con un 30% de más como factor de seguridad. Generalmente la succión es más dañina que el empuje del viento, la succión hace que los techos vuelen por los aires siendo potencialmente más riesgoso para accidentes por caída de objetos.

DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO AT_I



DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO AT_{II}



Nota de campo:

En la presentación y dibujo de planos en sistema inglés (libra, pulgada, segundo) las fracciones siempre se escriben con números fraccionarios, nunca en sistema decimal. Por ejemplo, aunque matemáticamente es correcto escribir: 2.5 = 2 ½, **en planos se escribe 2 ½**. Y la razón es que la fracción describe y es coherente con la lógica de los submúltiplos del sistema inglés, que es la lógica de medio, es decir: ½.

T A B L A S 499

20. EQUIVALENTES DECIMALES

Las dimensiones en decimales se pueden establecer directamente sobre los dibujos con la ayuda de una escala de ingenieros (Sec. 3.22).

1/64	0.015625	23/64	.315625
1/32	.03125	17/32	.53125
3/64	.046875	25/64	.546875
1/16	.0625	9/16	.5625
5/64	.078125	17/64	.578125
3/32	.09375	19/32	.59375
7/64	.109375	39/64	.609375
1/8	.125	5/8	.625
9/64	.140625	41/64	.640625
5/32	.15625	21/32	.65625
11/64	.171875	43/64	.671875
3/16	.1875	11/16	.6875
13/64	.203125	45/64	.703125
7/32	.21875	23/32	.71875
15/64	.234375	47/64	.734375
1/4	.25	3/4	.75
17/64	.265625	49/64	.765625
9/32	.28125	25/32	.78125
19/64	.296875	51/64	.796875
5/16	.3125	13/16	.8125
21/64	.328125	53/64	.828125
11/32	.34375	27/32	.84375
23/64	.359375	55/64	.859375
3/8	.375	7/8	.875
25/64	.390625	57/64	.890625
13/32	.40625	29/32	.90625
27/64	.421875	59/64	.921875
7/16	.4375	15/16	.9375
29/64	.453125	61/64	.953125
15/32	.46875	31/32	.96875
31/64	.484375	63/64	.984375
1/2	.5	1	1.

12. ANÁLISIS DE ARMADURAS

MATRICES								
	matriz de rigideces						determinante	
	AB	BC	CA	Riy	Rdy	Rdx	0,46947	
AX	-0,97030	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000		
AY	-0,24192	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000		
Bx	0,97030	-0,97030	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000		
By	0,24192	0,24192	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000		
Cx	0,00000	0,97030	-1,00000	0,00000	0,00000	-1,00000		
Cy	0,00000	-0,24192	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000		
	matriz inversa						M. esf. Externos	M. Esf. Internos
	0,00000	0,00000	0,51531	2,06678	0,00000	0,00000	0	1366,143396 AB
	0,00000	0,00000	-0,51531	2,06678	0,00000	0,00000	661	1366,143396 BC
	1,00000	0,00000	0,50000	2,00539	0,00000	0,00000	0	1325,563099 CA
	0,00000	1,00000	0,12466	0,50000	0,00000	0,00000	661	991,5 Riy
	0,00000	0,00000	-0,12466	0,50000	0,00000	1,00000	0	991,5 Rdy
	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	661	0 Rdx
	angulo	14	grados					

MATRICES									
		matriz de rigideces						determinante	
	AB	BC	CA	Riy	Rdy	Rdx	0,46947		
AX	-0,97030	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000			
AY	-0,24192	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000			
Bx	0,97030	-0,97030	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000			
By	0,24192	0,24192	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000			
Cx	0,00000	0,97030	-1,00000	0,00000	0,00000	-1,00000			
Cy	0,00000	-0,24192	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000			
				matriz inversa		M. esf. Externos		M. Esf. Internos	
	0,00000	0,00000	0,51531	2,06678	0,00000	0,00000	0	2672,350092	AB
	0,00000	0,00000	-0,51531	2,06678	0,00000	0,00000	1293	2672,350092	BC
	1,00000	0,00000	0,50000	2,00539	0,00000	0,00000	0	2592,969874	CA
	0,00000	1,00000	0,12466	0,50000	0,00000	0,00000	1293	1939,5	Riy
	0,00000	0,00000	-0,12466	0,50000	0,00000	1,00000	0	1939,5	Rdy
	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	1293	0	Rdx
				angulo		14		grados	

13. ESFUERZOS DE TRABAJO DE MADERA DE PINO COLORADO GRADO "A" al 85%,
Compresión paralela a la fibra = 90 kg/cm^2 , al 85% = **76 kg/cm^2** . Tensión paralela a la fibra (resultado de laboratorio por mi cuenta) = 150 kg/cm^2 , al 85% = **127.5 kg/cm^2**
14. CÁLCULO DE SECCIONES DE MADERA DE PINO COLORADO
- AT_I, Ecompresión = $1366 \text{ kg} \Rightarrow 1366 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 18.0 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 2.78 \text{ pl}^2 = \mathbf{3'' \times 1.5''}$
 - AT_I, Etensión = $1326 \text{ kg} \Rightarrow 1326 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 10.4 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 1.61 \text{ pl}^2 = \mathbf{2'' \times 1''}$
 - AT_{II}, Ecompresión = $2672 \text{ kg} \Rightarrow 2672 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 35.16 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 5.45 \text{ pl}^2 = \mathbf{3'' \times 2''}$
 - AT_{II}, Etensión = $2593 \text{ kg} \Rightarrow 2593 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 20.33 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 3.15 \text{ pl}^2 = \mathbf{2'' \times 2''}$
15. CANTIDAD DE NÚMERO DE PERNOS DE ANCLAJE, con acero grado 30 = 30,000 psi = 30,000 lb/pl² Se utilizarán pernos de media pulgada de diámetro $\Rightarrow \frac{\pi}{4} 0.5^2 = 0.196 \text{ pl}^2$
- AT_I $\Rightarrow 1366 \text{ kg (esf. Mayor)} \times (2.2 \text{ lb/kg}) = 3005 \text{ lb} \div 30,000 \text{ lb/pl}^2 = 0.10 \text{ pl}^2 \times 2 \text{ (factor de seguridad)} = 0.20 \text{ pl}^2$. No. Pernos = $0.2/0.196 = 1.02 = \mathbf{2 \text{ pernos por unión}}$. (hacer detalle en plano)
 - AT_{II} $\Rightarrow 2672 \text{ kg (esf. Mayor)} \times (2.2 \text{ lb/kg}) = 5878 \text{ lb} \div 30,000 \text{ lb/pl}^2 = 0.20 \text{ pl}^2 \times 2 \text{ (factor de seguridad)} = 0.40 \text{ pl}^2$. No. Pernos = $0.40/0.196 = 2.04 = \mathbf{2 \text{ o } 3 \text{ pernos por unión}}$, dependiendo de la importancia del proyecto. (hacer detalle en plano)

Información de pernos y tuercas

MARCAS	ESPECIFIC. MAMUT	NORMAS	RESISTENCIA kg/mm ²	APLICACIONES
	Sin recubrimiento	SAE J429 GRADO 1 ASTM A307 GRADO A	1/4 hasta 1 1/2 42	Para usos generales donde se requieren esfuerzos de poca magnitud: - Metalmecánica. - Electrotécnica. - Línea Blanca.
	Pavonado	SAE J429 GRADO 2	1/4 hasta 3/4 52 Sobre 3/4 hasta 1 1/2 42	Para requerimientos de resistencia media: - Máquinas livianas. - Construcción. - Estructuras livianas. - Máquinas agrícolas. - Automóviles.
	3 marcas A 120° Pavonado	SAE J429 GRADO 5 ASTM A449	1/4 hasta 1 84 Sobre 1 hasta 1 1/2 74	Para requerimientos de alta resistencia: - Ruedas de vehículos. - Matrices. - Estructuras pesadas. - Máquinas y herramientas
	Marca 5.8 Pavonado	ISO 898/1 CLASE 5.8	52	Para requerimientos de resistencia media: - Máquinas livianas. - Construcción. - Estructuras livianas. - Máquinas Agrícolas. - Automóviles.
	Marca 8.8 Pavonado	ISO 898/1 CLASE 8.8	83	Para requerimientos de alta resistencia: - Ruedas de vehículos. - Matrices. - Estructuras pesadas. - Máquinas y herramientas.
	Marca A325 Pavonado	ASTM A325 Tipo 1	1/2 hasta 1 84 Sobre 1 hasta 1 1/2 74	Para requerimientos de alta resistencia: - Juntas estructurales exigidas mecánicamente. - Debe usarse con tuerca ASTM A194 y gollita ASTM F436.
	Sin marcas Pavonado	SAE J995 GRADO 2 ASTM A563 GRADO A	63	Para usos generales donde se requiera esfuerzos de resistencia media.
	Punto y línea circunferencial A 120° Pavonado	SAE J995 GRADO 5 ASTM A563 GRADO B	84	Para requerimientos de alta resistencia: - Máquinas y herramientas. - Estructuras metálicas. - Matrices. - Ruedas de vehículos.
	Marca 2H Pavonado	ASTM A194 GRADO 2H	123	Tuerca reforzada para requerimientos de alta resistencia, debe usarse con perno ASTM A325 y gollita ASTM F436.
	Sin marcas Pavonado	ISO 898/2 CLASE 5	63	Para usos generales donde se requiere esfuerzos de resistencia media.
	Marca 8 Pavonado	ISO 898/2 CLASE 8	84	Para requerimientos de alta resistencia: - Máquinas herramientas. - Estructuras metálicas. - Matrices. - Ruedas de vehículos.

P
E
R
N
O
S

T
U
E
R
C
A
S

16. RECUBRIMIENTO, ideas de acabado




puerta mueble de cocina

ESPECIFICACIONES

Facias, Balaústres y cielorastos de madera

ALTERNATIVA 1 (Interior - Exterior)

te P65 W1 1a. mano: Económix A71WSA4 ó Sellador B44
 2a. mano: Esmalte Kem Lustral F65
 3a. mano: Esmalte Kem Lustral F65

ALTERNATIVA 2 (Interiores)

60 F50 1a. mano: Tinte Kem Artint A47 ó Oil Stain "A48"
 60 F50 2a. mano: Mar-Not Diluido con 1/8 de Solvente
 C50 Mineral
 C50 3a. mano: Mar-Not A 66 ó Poliuretano A67V1
 4a. mano: Mar-Not A 66 ó Poliuretano A67V1

Muebles de Cocina:
 2 manos: Kem Glo

ADERA

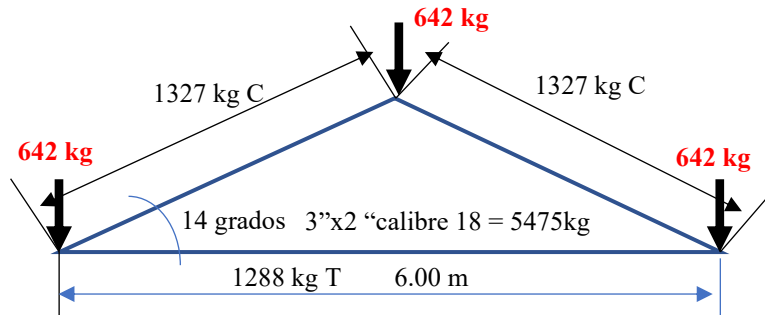
105

Lámina 1D

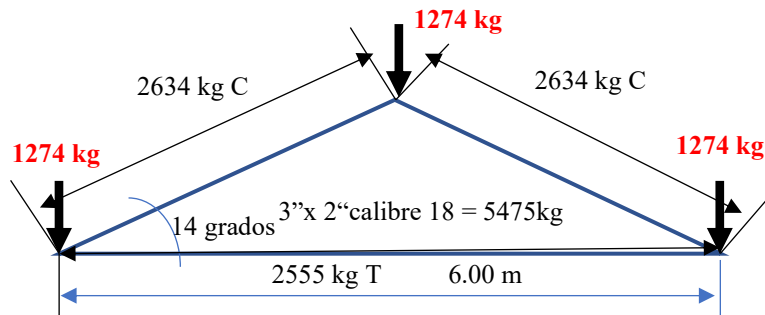


17. CALCULANDO CON COSTANERAS

DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO AT_i ,



DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO AT_{II} ,



No seguro — grupoferrmax.com

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS	PRESENTACIONES																		
• Esfuerzo de Fluencia: 72,000 psi • Ductilidad promedio: 9% • Recubrimiento de Zinc: Z 180 (180 g/m²) • Normas ASTM A653, AISI 1397	<table border="1"> <thead> <tr> <th>MEDIDAS</th> <th>PESTAÑA</th> <th>GRADO 72</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3" x 1.25" ; 3" x 2"</td> <td>5/8"</td> <td>GHT 18</td> </tr> <tr> <td>4" x 2" ; 6" x 2"</td> <td>5/8"</td> <td>GHT 16</td> </tr> <tr> <td>3" x 1.25" ; 3" x 2"</td> <td>5/8"</td> <td>GHT 14</td> </tr> <tr> <td>4" x 2" ; 6" x 2" ; 8" x 2"</td> <td>5/8"</td> <td>GHT 12</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>GHT 10</td> </tr> </tbody> </table>	MEDIDAS	PESTAÑA	GRADO 72	3" x 1.25" ; 3" x 2"	5/8"	GHT 18	4" x 2" ; 6" x 2"	5/8"	GHT 16	3" x 1.25" ; 3" x 2"	5/8"	GHT 14	4" x 2" ; 6" x 2" ; 8" x 2"	5/8"	GHT 12			GHT 10
MEDIDAS	PESTAÑA	GRADO 72																	
3" x 1.25" ; 3" x 2"	5/8"	GHT 18																	
4" x 2" ; 6" x 2"	5/8"	GHT 16																	
3" x 1.25" ; 3" x 2"	5/8"	GHT 14																	
4" x 2" ; 6" x 2" ; 8" x 2"	5/8"	GHT 12																	
		GHT 10																	

CUADRO COMPARATIVO		
CARACTERÍSTICAS	Costanera GHT	Costanera Galvanizada
DURACIÓN	Vida útil mayor de 30 años, por su recubrimiento de Zinc (Z 180 g/m ²) que evita la oxidación prematura.	Mucho menos años de vida útil por su menor recubrimiento de zinc.
RESISTENCIA	Acero grado 72 = 72,000 psi y pestaña de 5/8". Óptima combinación de alta resistencia y ductilidad, para mayor sismo resistencia.	Su menor grado de acero le impide una resistencia uniforme, haciendo susceptible a fallar en un terremoto.
FABRICACIÓN A LA MEDIDA EXACTA	Únicos en ofrecerle el servicio de fabricación al centímetro exacto, desde 1 hasta 12 metros de longitud, de forma programada y sin costo adicional, evitando desperdicios de material, empalmes y soldaduras innecesarias. Por su recubrimiento galvanizado, no necesita pintarse.	Por estar disponibles en medidas estándar, causa mayores desperdicios y obliga a empalmes con soldaduras, debilitando la estructura.
ECONOMÍA	Ahorra hasta Q. 40.00 por pieza al no pintarse (evita: enlucrar, limpiar, lijar, pintar y secar), disminuyendo el trabajo de mano de obra y tiempo de instalación. Ahorra hasta Q. 40.0 más por pieza al evitar desperdicios y soldaduras con nuestro exclusivo servicio de fabricación a la medida exacta.	El precio más bajo no es el mejor precio al final lo barato sale caro.

DIMENSIONES					PESO
ESPESOR (t)		BASE (b)		PERALTE (h)	
mm	pulg.	pulg.	pulg.	pulg.	Lbs/pie
1.000	1/32	0.03937	2	3	1.004
				4	1.138
				5	1.272
				6	1.406
				7	1.539
				8	1.673
				3	1.104
				4	1.252
1.100	3/64	0.043	2	5	1.399
				6	1.546
				7	1.693
				8	1.841
				3	1.205
				4	1.365
				5	1.526
				6	1.687
1.200	3/64	0.047	2	7	1.847
				8	2.008
				3	1.506
				4	1.707
				5	1.907
				6	2.108
				7	2.309
				8	2.510
1.500	1/16	0.059	2	3	3.213
				4	3.641
				5	4.069
				6	4.498
				7	4.926
				8	5.354
3.200	5/32	0.157	2	3	10.417
				4	11.813
				5	13.209
				6	14.605
				7	16.001
				8	17.397
				3	15.06
				4	17.07

CALIBRES DE LÁMINA

Calibre No.	Espesor (Pulgadas)	Espesor (Mm)	Peso (Lb/ Pie ²)	Peso (Kg/M ²)
1/2"	0.5000	12.70	20.4175	99.695
7/16"	0.4375	11.11	17.8613	87.214
3/8"	0.3750	9.53	15.3212	74.811
5/16"	0.3125	7.94	12.7650	62.329
1/4"	0.2500	6.35	10.2088	49.848
3	0.2391	6.07	9.7586	47.650
4	0.2242	5.69	9.1477	44.667
5	0.2092	5.31	8.5368	41.684
6	0.1943	4.94	7.9419	38.779
3/16"	0.1875	4.76	7.6526	37.366
7	0.1793	4.55	7.3149	35.718
8	0.1644	4.18	6.7201	32.813

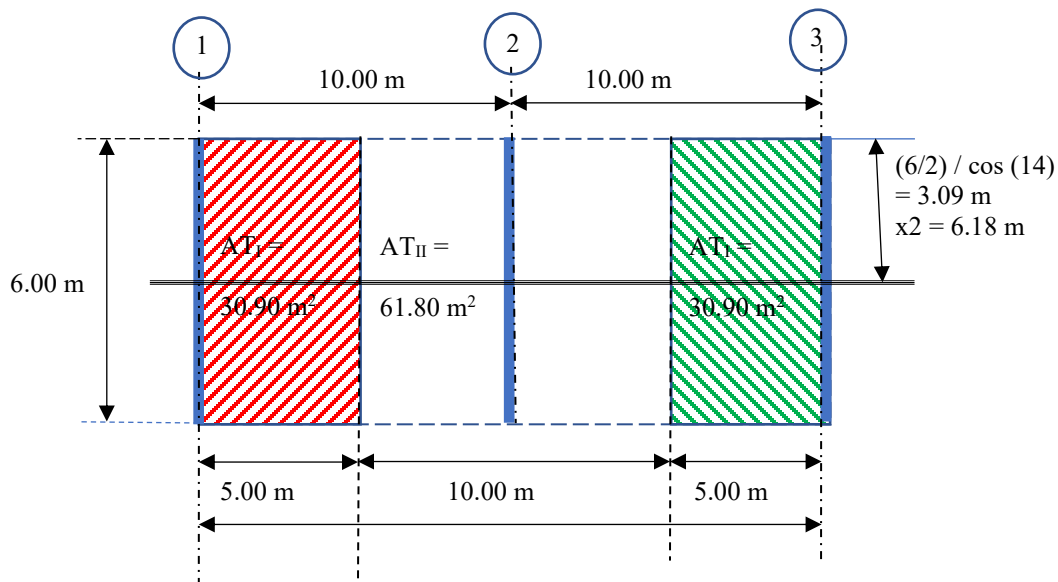
9	0.1495	3.80	6.1092	29.830
10	0.1345	3.42	5.4983	26.847
1/8"	0.125	3.18	5.1124	24.963
11	0.1196	3.04	4.8873	23.864
12	0.1046	2.66	4.2764	20.881
13	0.0897	2.28	3.6655	17.898
14	0.0747	1.90	3.0546	14.915
15	0.0673	1.71	2.7491	13.424
1/16"	0.0625	1.59	2.5562	12.482
16	0.0598	1.52	2.4437	11.932
17	0.0538	1.37	2.2025	10.755
18	0.0478	1.21	1.9453	9.499
19	0.0418	1.06	1.7041	8.321
20	0.0359	0.91	1.4630	7.144
21	0.0329	0.84	1.3505	6.594
1/32"	0.0312	0.79	1.2701	6.202
22	0.0299	0.76	1.2218	5.966
23	0.0269	0.68	1.0932	5.338
24	0.0239	0.61	0.9807	4.789
25	0.0209	0.53	0.8521	4.161
26	0.0179	0.45	0.7235	3.533
27	0.0164	0.42	0.6752	3.297
1/64"	0.0156	0.40	0.6431	3.140
28	0.0149	0.38	0.6109	2.983
29	0.0135	0.34	0.5466	2.669
30	0.0120	0.30	0.4823	2.355
31	0.0105	0.27	0.4341	2.120
32	0.0097	0.25	0.4019	1.963
33	0.0090	0.23	0.3698	1.806
34	0.0082	0.21	0.3376	1.649

CARGAS EN COSTANERAS								
MEDIDAS pulgadas	CALIBRE	ESPESOR pulgadas	PERÍMETRO pulgadas	ÁREA pulg ²	GRADO	COMP'TENS libra	COMP-TENS libra FS=2	COMP-TENS kg FS=2
3 x 1,25	18	0,0478	5,5	0,2629	72	18929	9464	4302
3 x 2			7	0,3346		24091	12046	5475
4 x 2			8	0,3824		27533	13766	6257
6 x 2			10	0,478		34416	17208	7822
3 x 1,25	16	0,0598	5,5	0,3289		23681	11840	5382
3 x 2			7	0,4186		30139	15070	6850
4 x 2	14	0,0747	8	0,5976		43027	21514	9779
6 x 2			10	0,747		53784	26892	12224
8 x 2			12	0,8964		64541	32270	14668
3 x 1,25	12	0,1046	5,5	0,5753	65	37395	18697	8499
3 x 2			7	0,7322		47593	23797	10817
4 x 2	10	0,1345	8	1,076		69940	34970	15895
6 x 2			10	1,345		87425	43713	19869
8 x 2			12	1,614		104910	52455	23843

12. COSTANERA 3x2 pulgada calibre o espesor 3/64 pulgada (la mayor densidad),
densidad = $1.205 \text{ lb/pie} \times 3.28 \text{ pie/m} \times 1 \text{ kg}/2.2 \text{ lb} = 1.80 \text{ kg/m}$

13. CARGA VIVA DE TECHO, $V_t = 50 \text{ kg/m}^2$, según tabla 3.7.1.1, capítulo 3, NS2 AGIES 2024. <https://www.agies.org/bibliotecas/>

14. CARGA POR VIENTO, figura 5.2.1, capítulo 5 NS2 AGIES 2024
<https://www.agies.org/bibliotecas/> para Quetzaltenango ciudad se tiene $W = 100$
 $\text{kph} = 27.77 \text{ m/s}$, si densidad del viento como $1 \text{ kg/m}^3 \frac{1 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 27.77 \frac{\text{m}}{\text{s}} =$
 $27.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ (por 1 segundo)} \quad W = 27.77 \text{ kg/m}^2$



15. ÁREAS TRIBUTARIAS, $AT_I = 6.18 \times 5.00 = 30.90 \text{ m}^2$, $AT_{II} = 6.18 \times 10.00 = 61.80 \text{ m}^2$

16. PREDIMENSIONAMIENTO DE SECCIÓN DE COSTANERA 3x2 pulgada calibre o espesor 3/64 pulgada (la mayor densidad)
17. CARGA MUERTA BRUTA: longitud de armadura = $6.00 + 2 \times 3.09 = 12.18 \text{ m}$, $M = 1.80 \text{ kg/m} \times 12.18 \text{ m} = 21.88 \text{ kg} = 22 = \text{kg D}$
18. CARGA MUERTA NETA AT_I : $22\text{kg}/30.90 \text{ m}^2 = 0.72 \text{ kg/m}^2$
19. CARGA MUERTA NETA AT_{II} : $22\text{kg}/61.8 \text{ m}^2 = 0.36 \text{ kg/m}^2$
20. CONCLUSIÓN DE COMBO DE CARGAS PARA EVALUAR COMBINACIÓN MÁS CRÍTICA

	AT_I	AT_{II}
$M \text{ kg/m}^2$	0.72	0.36
$V_t \text{ kg/m}^2$	50	50
$W \text{ kg/m}^2$	28	28
$U \text{ kg/m}^2$	63.92	62.66
Carga/nodo kg	$\frac{62.27 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 30.90 \text{ m}^2}{3 \text{ nodos}}$ = 642	$\frac{61.82 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 61.80 \text{ m}^2}{3 \text{ nodos}}$ = 1274

21. ANÁLISIS DE COMBINACION DE CARGA MÁS CRÍTICA, según AGIES NSE2-24, <https://www.agies.org/bibliotecas/> Donde M = carga muerta, V = carga viva, W = carga por viento, V_t = carga viva de techo y P_L = carga por lluvia.

NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PARA GUATEMALA | AGIES NSE 2

8.3.4 — Carga de viento

$$1.2 M + V \pm 1.3 W + 0.5 (P_L \text{ o bien } V_t) \quad (\text{CR6})$$

$$0.9 M \pm 1.3 W \quad (\text{CR7})$$

- El viento y el sismo no se consideran cargas concurrentes, sino alternas. Se diseñará para la envolvente de ambas solicitaciones.

Comentario 8.3.4

El término W que representa a los efectos de viento puede constar de varios sumandos vectoriales o incorporar internamente factores adicionales según lo indique la norma NSE que rija el diseño de la estructura. El factor de mayoración del viento se ha conservado en 1.3 porque las normas NSE aún conservan la metodología de la referencia UBC 1997.

Cuando se opte por seguir metodología de ASCE 7 conforme se permite en la Sección 5.3, los factores de mayoración por viento deben ajustarse correspondientemente.

$$U_{ATI} = 1.2 \times 0.72 + 1.3 \times 28 + 0.5 \times 50 = 62.27 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{CR6})$$

$$U_{ATI} = 0.9 \times 0.72 + 1.3 \times 28 = 37.05 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{CR7})$$

$$U_{ATII} = 1.2 \times 0.36 + 1.3 \times 28 + 0.5 \times 50 = 61.82 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{CR6})$$

$$U_{ATII} = 0.9 \times 0.36 + 1.3 \times 28 = 36.73 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{CR7})$$

22. ANALISIS DE LA ARMADURA

MATRICES						
matriz de rigideces						
	AB	BC	CA	Riy	Rdy	Rdx
AX	-0,97030	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000
AY	-0,24192	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000
Bx	0,97030	-0,97030	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
By	0,24192	0,24192	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
Cx	0,00000	0,97030	-1,00000	0,00000	0,00000	-1,00000
Cy	0,00000	-0,24192	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000
matriz inversa						
	0,00000	0,00000	0,51531	2,06678	0,00000	0,00000
	0,00000	0,00000	-0,51531	2,06678	0,00000	0,00000
	1,00000	0,00000	0,50000	2,00539	0,00000	0,00000
	0,00000	1,00000	0,12466	0,50000	0,00000	0,00000
	0,00000	0,00000	-0,12466	0,50000	0,00000	1,00000
	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000
angulo	14	grados				
MATRICES						
matriz de rigideces						
	AB	BC	CA	Riy	Rdy	Rdx
AX	-0,97030	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000
AY	-0,24192	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000
Bx	0,97030	-0,97030	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
By	0,24192	0,24192	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
Cx	0,00000	0,97030	-1,00000	0,00000	0,00000	-1,00000
Cy	0,00000	-0,24192	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000
matriz inversa						
	0,00000	0,00000	0,51531	2,06678	0,00000	0,00000
	0,00000	0,00000	-0,51531	2,06678	0,00000	0,00000
	1,00000	0,00000	0,50000	2,00539	0,00000	0,00000
	0,00000	1,00000	0,12466	0,50000	0,00000	0,00000
	0,00000	0,00000	-0,12466	0,50000	0,00000	1,00000
	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000
angulo	14	grados				

12. ESFUERZOS DE TRABAJO DE COSTANERA 3x2 pulgadas, calibre 18 y Grado 72

Compresión y tensión con factor de seguridad de 2 = **5475 kg**

13. CÁLCULO DE SECCIONES DE COSTANERA

- AT_I, Ecompresión = 1327 < **5475 kg** ✓
- AT_I, Etensión = 1288 kg < **5475 kg** ✓
- AT_{II}, Ecompresión = 2634 kg < **5475 kg** ✓
- AT_{II}, Etensión = 2555 < **5475 kg** ✓

14. CANTIDAD DE SOLDADURA, con grado 70 = 70,000 psi = 70,000 lb/pl²

- AT_I ⇒ 1327 kg (esf. Mayor) x (2.2 lb/kg) = 2920 lb ÷ 70,000 lb/pl² = 0.05 pl² x 3 (factor de seguridad) = 0.15pl² = 2.5 mm² de área de soldadura. (Hacer detalles en planos)
- AT_{II} ⇒ 2634 kg (esf. Mayor) x (2.2 lb/kg) = 5795 lb ÷ 70,000 lb/pl² = 0.08 pl² x 3 (factor de seguridad) = 0.24 = pl² = 3.8 mm² de área de soldadura. (Hacer detalles en planos)

CONCLUSIÓN: las armaduras I y II pueden funcionar con costanera 3x1¼ pulgadas, ya que su esfuerzo de trabajo de tensión compresión es de 4302 kg, siempre de calibre 18 y grado 72. De la importancia del proyecto se decide dejar costanera 3x2 o 3x1¼ pulgadas.

Nota de campo:

Nomenclatura Estándar de electrodos en soldadura de aporte (Ejemplo: E-7018)

- E:** Indica que es un **electrodo** para soldadura por arco manual.
- 70:** Los dos primeros dígitos representan la **resistencia a la tracción** mínima del metal depositado, medida en miles de libras por pulgada cuadrada (PSI) (ej. 70,000 PSI).

- **1:** El tercer dígito indica las **posiciones** en las que se puede usar: 1 = Todas las posiciones (plana, horizontal, vertical, sobre cabeza), 2 = Posiciones plana y horizontal.
- **8:** El último dígito señala el tipo de **revestimiento**, corriente eléctrica (AC/DC) y clase de penetración.

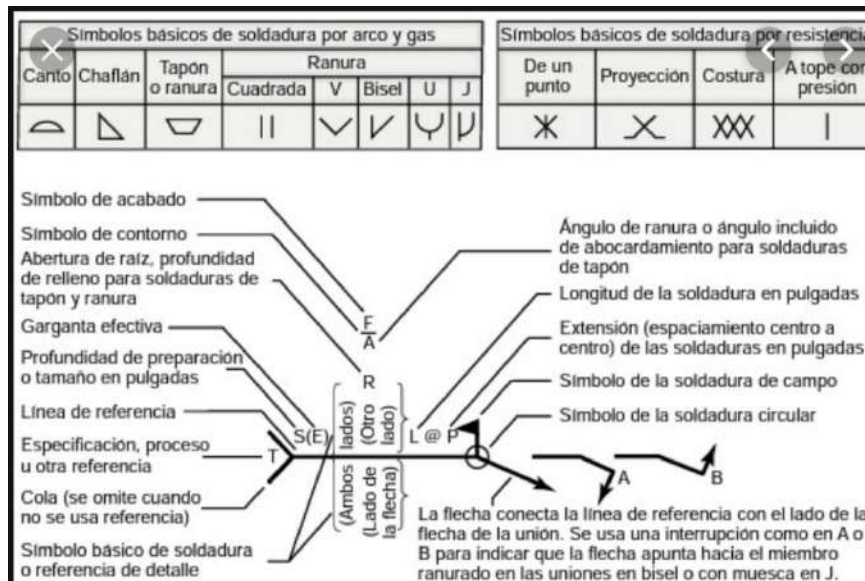
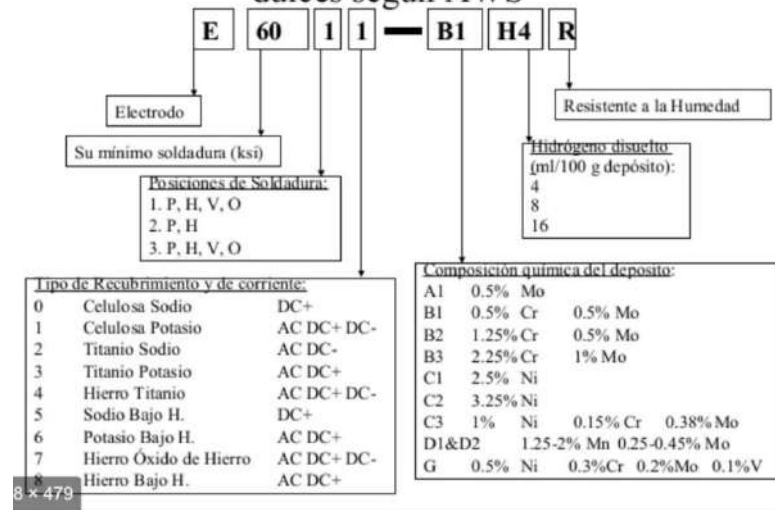
AMPERAJE ELECTRODOS		
ELECTRODO	DIÁMETRO(mm)	AMPERAJE
6010	2,4 mm	60 – 80 Amp.
	3,2 mm	80 – 120 Amp.
	4,0 mm	110 – 160 Amp.
	4,8 mm	140 – 190 Amp.
6011	2,4 mm	50 – 85 Amp.
	3,2 mm	80 – 125 Amp.
	4,0 mm	120 – 165 Amp.
	4,8 mm	145 – 190 Amp.
6013	2,4 mm	55 – 90 Amp.
	3,2 mm	85 – 130 Amp.
	4,0 mm	125 – 165 Amp.
	4,8 mm	150 – 190 Amp.
7018	2,4 mm	70 – 100 Amp.
	3,2 mm	90 – 140 Amp.
	4,0 mm	130 – 170 Amp.
	4,8 mm	160 – 200 Amp.

Nota de campo: en trabajo de soldadura verificar:

1. Previo a la aplicación de la soldadura, revisar que el calentamiento y temperatura sean uniformes de las piezas metálicas a unir, para no distorsionar por gradiente de calor y temperatura las piezas metálicas.
2. Verificar que la capacidad de corriente eléctrica (amperios) del equipo soporte la corriente que demanda el electrodo a trabajar.
3. Una regla empírica es que el grado de la soldadura sea menor que el del acero para no modificar la estructura cristalina de este último, ya que el calor de la soldadura puede hacer que las piezas metálicas a unir lleguen a su punto eutéctico, es decir que dichas piezas en estado semisólido a punto de llegar a la fusión, lo que altera la estructura cristalina por templado.
4. Una buena unión por soldadura no exhibe picaduras por mala aplicación de soldadura, esto es defecto de cordón de soldadura.
5. En estructuras metálicas unidas por soldadura, estas últimas juntas son las más susceptibles de corrosión y oxidación, es en estas donde se deben implementar programas de mantenimiento de recubrimiento y pintura. Si esto las estructuras metálicas pueden colapsar de golpe, por alguna vibración y viento ocasionales.
6. Recubrimiento clásico en estructura metálica: una capa de fondo o base, una capa de pintura anticorrosiva, de una a dos manos de pintura y si fuera necesario por presentación una capa de laca o barniz (brillo)

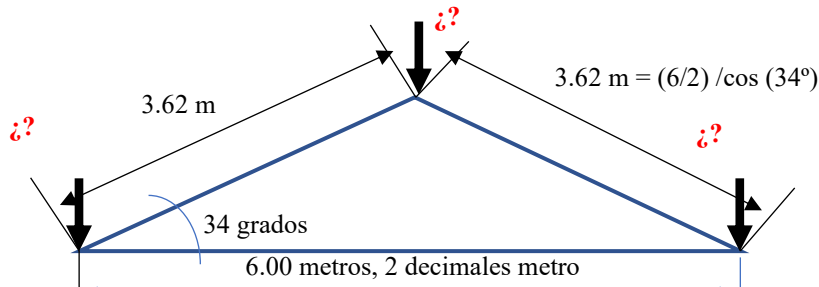
Diámetro del conector (mm)	Tiempo de soldadura (sg)	Corriente de soldadura (A)	Longitud de arco (mm)	Saliente del conector (mm)
10	0,25	770	2,0	3,0
13	0,40	950	3,0	3,0
16	0,50	1.450	3,5	3,0
19	0,70	1.650	4,0	3,0
22	0,80	2.000	4,5	4,0
25	1,00	2.300	5,0	4,5

Nomenclatura de los electrodos para aceros dulces según AWS

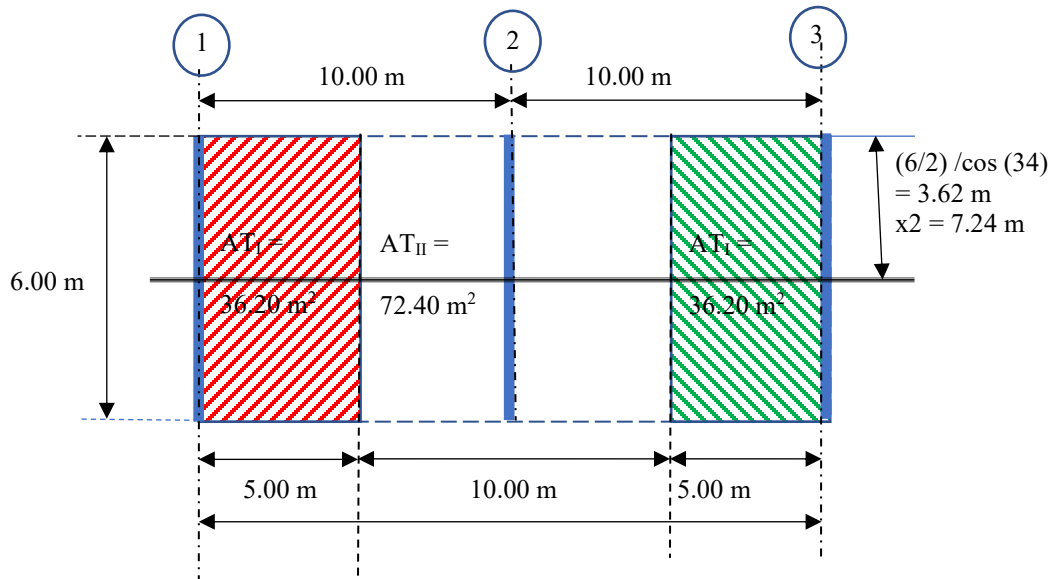


fin 529 x 381 30 Identificación y símbolos estándar para las soldaduras.

DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO, aumentando ángulo



1. MADERA: PINO COLORADO, densidad = 57 gr/cc = **570 kg/m³**
2. CARGA VIVA DE TECHO, **Lr = 50 kg/m²**, según tabla 3.7.1.1, capítulo 3, NS2 AGIES 2024.
<https://www.agies.org/bibliotecas/>
3. CARGA POR VIENTO, figura 5.2.1, capítulo 5 NS2 AGIES 2024,
<https://www.agies.org/bibliotecas/> para Quetzaltenango ciudad se tiene $W = 100 \text{ kph} = 27.77 \text{ m/s}$, si densidad del viento como $1 \text{ kg/m}^3 \frac{1 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 27.77 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 27.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ (por 1 segundo) **W = 27.77 kg/m²**
- 4.



5. ÁREAS TRIBUTARIAS, $AT_I = 7.24 \times 5.00 = \mathbf{36.20 \text{ m}^2}$, $AT_{II} = 7.24 \times 10.00 = \mathbf{72.40 \text{ m}^2}$
6. PREDIMENSIONAMIENTO DE SECCIÓN DE MADERA, $4 \times 4 \text{ pulgadas} \approx 10 \times 10 \text{ cm}$, $(4'' \times 2.54 \text{ cm}/'' = 10 \text{ cm}) = 0.10 \times 0.10 = \mathbf{0.010 \text{ m}^2}$
7. CARGA MUERTA BRUTA: longitud de armadura = $6.00 + 2 \times 3.62 = \mathbf{13.24 \text{ m}}$, $D = 570 \text{ kg/m}^3 \times 13.24 \text{ m} \times 0.010 \text{ m}^2 = \mathbf{75.5 \text{ kg} = 76 \text{ kg D}}$
8. CARGA MUERTA NETA AT_I : $76\text{kg}/36.20 \text{ m}^2 = \mathbf{2.10 \text{ kg/m}^2}$
9. CARGA MUERTA NETA AT_{II} : $76\text{kg}/72.40 \text{ m}^2 = \mathbf{1.05 \text{ kg/m}^2}$
10. CONCLUSIÓN DE COMBO DE CARGAS PARA EVALUAR COMBINACIÓN MÁS CRÍTICA

	AT_I	AT_{II}
D kg/m ²	2.1	1.05
Lr kg/m ²	50	50
W kg/m ²	28	28
U kg/m ²	320	177
Carga/nodo kg	$\frac{63.92 \frac{kg}{m^2} \times 36.20 m^2}{3 \text{ nodos}} = \mathbf{772}$	$\frac{62.66 \frac{kg}{m^2} \times 72.40}{3 \text{ nodos}} = \mathbf{1513}$

11. ANÁLISIS DE COMBINACIO DE CARGA MÁS CRÍTICA, según AGIES NSE2-24,
<https://www.agies.org/bibliotecas/> Donde M = carga muerta, V = carga viva, W = carga por viento, V_t = carga viva de techo y P_L = carga por lluvia.

NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PARA GUATEMALA | AGIES NSE 2

8.3.4 — Carga de viento

$$1.2 M + V \pm 1.3 W + 0.5 (P_L \text{ o bien } V_t) \quad (CR6)$$

$$0.9 M \pm 1.3 W \quad (CR7)$$

• El viento y el sismo no se consideran cargas concurrentes, sino alternas. Se diseñará para la envolvente de ambas solicitaciones.

Comentario 8.3.4

El término *W* que representa a los efectos de viento puede constar de varios sumandos vectoriales o incorporar internamente factores adicionales según lo indique la norma NSE que rija el diseño de la estructura. El factor de mayoración del viento se ha conservado en 1.3 porque las normas NSE aún conservan la metodología de la referencia UBC 1997. Cuando se opte por seguir metodología de ASCE 7 conforme se permite en la Sección 5.3, los factores de mayoración por viento deben ajustarse correspondientemente.

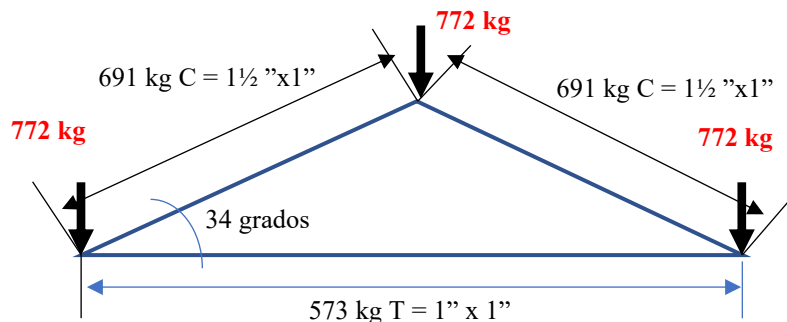
$$U_{ATI} = 1.2 \times 2.10 + 1.3 \times 28 + 0.5 \times 50 = \mathbf{63.92 \text{ kg/m}^2} \quad (CR6)$$

$$U_{ATI} = 0.9 \times 2.10 + 1.3 \times 28 = 38.29 \text{ kg/m}^2 \quad (CR7)$$

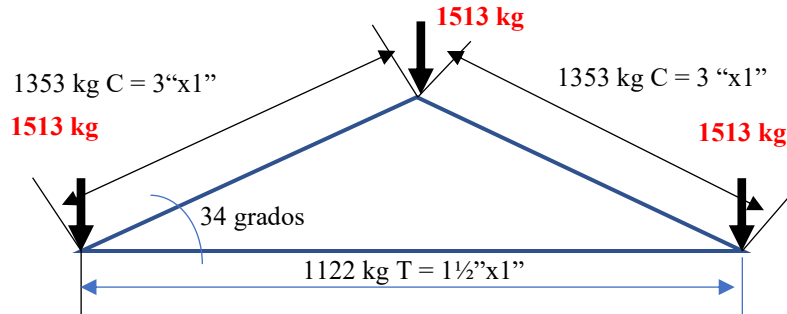
$$U_{ATII} = 1.2 \times 1.05 + 1.3 \times 28 + 0.5 \times 50 = \mathbf{62.66 \text{ kg/m}^2} \quad (CR6)$$

$$U_{ATII} = 0.9 \times 1.05 + 1.3 \times 28 = 37.35 \text{ kg/m}^2 \quad (CR7)$$

DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO **AT_I**



DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO **AT_{II}**



6. ANÁLISIS DE ARMADURAS

MATRICES									
	matriz de rigideces						determinante		
	AB	BC	CA	Riy	Rdy	Rdx	0,92718		
AX	-0,82904	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000			
AY	-0,55919	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000			
Bx	0,82904	-0,82904	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000			
By	0,55919	0,55919	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000			
Cx	0,00000	0,82904	-1,00000	0,00000	0,00000	-1,00000			
Cy	0,00000	-0,55919	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000			
	matriz inversa						M. esf. Externos	M. Esf. Internos	
	0,00000	0,00000	0,60311	0,89415	0,00000	0,00000	0	690,2805769	AB
	0,00000	0,00000	-0,60311	0,89415	0,00000	0,00000	772	690,2805769	BC
	1,00000	0,00000	0,50000	0,74128	0,00000	0,00000	0	572,2685338	CA
	0,00000	1,00000	0,33725	0,50000	0,00000	0,00000	772	1158	Riy
	0,00000	0,00000	-0,33725	0,50000	0,00000	1,00000	0	1158	Rdy
	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	772	0	Rdx
	angulo	34	grados						
MATRICES									
	matriz de rigideces						determinante		
	AB	BC	CA	Riy	Rdy	Rdx	0,92718		
AX	-0,82904	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000			
AY	-0,55919	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000			
Bx	0,82904	-0,82904	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000			
By	0,55919	0,55919	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000			
Cx	0,00000	0,82904	-1,00000	0,00000	0,00000	-1,00000			
Cy	0,00000	-0,55919	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000			
	matriz inversa						M. esf. Externos	M. Esf. Internos	
	0,00000	0,00000	0,60311	0,89415	0,00000	0,00000	0	1352,842633	AB
	0,00000	0,00000	-0,60311	0,89415	0,00000	0,00000	1513	1352,842633	BC
	1,00000	0,00000	0,50000	0,74128	0,00000	0,00000	0	1121,557373	CA
	0,00000	1,00000	0,33725	0,50000	0,00000	0,00000	1513	2269,5	Riy
	0,00000	0,00000	-0,33725	0,50000	0,00000	1,00000	0	2269,5	Rdy
	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	1513	0	Rdx
	angulo	34	grados						

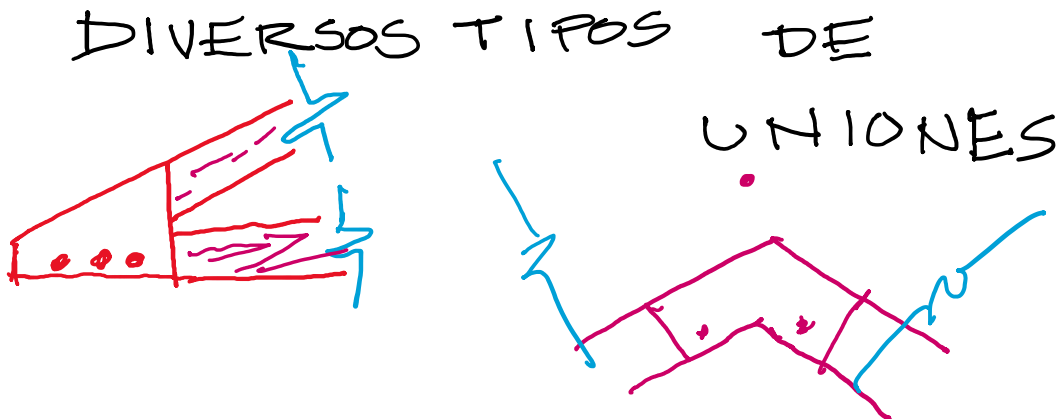
- ESFUERZOS DE TRABAJO DE MADERA DE PINO COLORADO GRADO "A" al 85%,
Compresión paralela a la fibra = 90 kg/cm², al 85% = **76 kg/cm²**. Tensión paralela a la fibra (resultado de laboratorio por mi cuenta) = 150 kg/cm², al 85% = **127.5 kg/cm²**
- CÁLCULO DE SECCIONES DE MADERA DE PINO COLORADO
 - AT_I, Ecompresión = 691 kg $\Rightarrow$ 691 kg $\div$ 76 kg/cm² = 9.10 cm² x (1pl/2.54cm)² = 1.41
pl² = **1.5" x 1"**

2. AT_I , Etensión = 573 kg $\Rightarrow 573 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 4.50 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 0.70 \text{ pl}^2 = \mathbf{1'' \times 1''}$
3. AT_{II} , Ecompresión = 1353 kg $\Rightarrow 1353 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 17.81 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 2.76 \text{ pl}^2 = \mathbf{3'' \times 1''}$ (medida por encargo)
4. AT_{II} , Etensión = 1122 kg $\Rightarrow 1122 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 8.80 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 1.36 \text{ pl}^2 = \mathbf{1.5'' \times 1''}$
9. CANTIDAD DE NÚMERO DE PERNOS DE ANCLAJE, con acero grado 30 = 30,000 psi = 30,000 lb/pl² Se utilizarán pernos de media pulgada de diámetro $\Rightarrow \frac{\pi}{4} 0.5^2 = 0.196 \text{ pl}^2$
 1. $AT_I \Rightarrow 691 \text{ kg}$ (esf. Mayor) $\times (2.2 \text{ lb/kg}) = 1521 \text{ lb} \div 30,000 \text{ lb/pl}^2 = 0.06 \text{ pl}^2 \times 2$ (factor de seguridad) = 0.12 pl². No. Pernos = 0.12/0.196 = 0.61 = **1 pernos por unión.** (hacer detalle en plano)
 2. $AT_{II} \Rightarrow 1353 \text{ kg}$ (esf. Mayor) $\times (2.2 \text{ lb/kg}) = 2977 \text{ lb} \div 30,000 \text{ lb/pl}^2 = 0.10 \text{ pl}^2 \times 2$ (factor de seguridad) = 0.20 pl². No. Pernos = 0.20/0.196 = 2.02 = **2 pernos por unión.** (hacer detalle en plano).

10. RECUBRIMIENTO, ideas de acabado

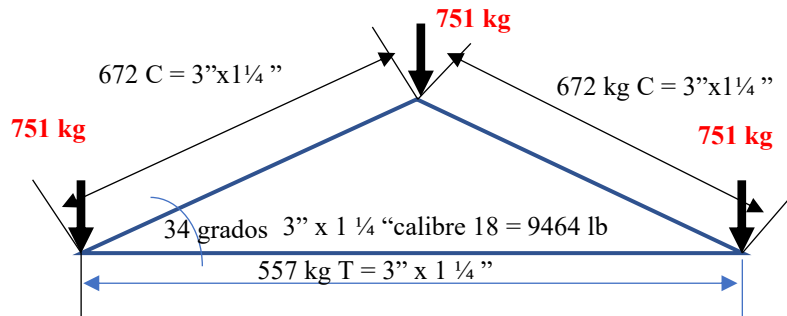


11. HACER DETALLES DE ANCLAJES EN PLANO MÁS ESPECIFICACIONES

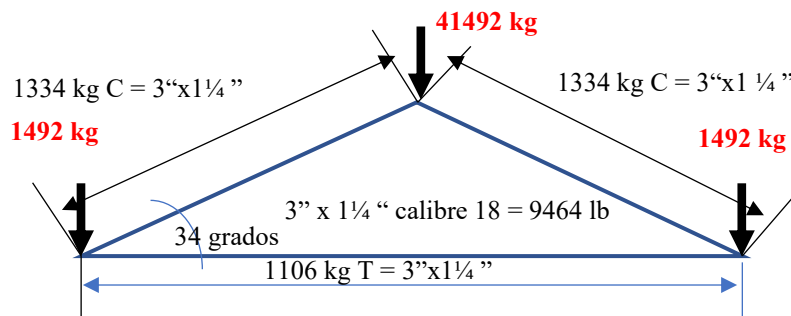


CÁLCULO CON COSTANERA

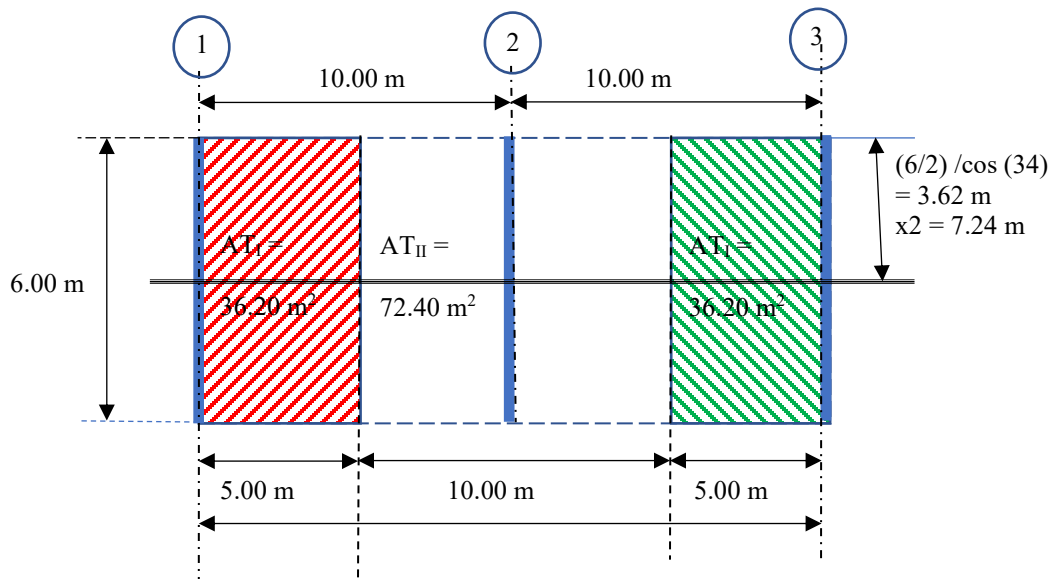
DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO AT_I



DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO AT_{II}



1. COSTANERA 3x2 pulgada calibre o espesor 3/64 pulgada (la mayor densidad), densidad = $1.205 \text{ lb/pie} \times 3.28 \text{ pie/m} \times 1 \text{ kg}/2.2 \text{ lb} = 1.80 \text{ kg/m}$
2. CARGA VIVA DE TECHO, $V_t = 50 \text{ kg/m}^2$, según tabla 3.7.1.1, capítulo 3, NS2 AGIES 2024. <https://www.agies.org/bibliotecas/>
3. CARGA POR VIENTO, figura 5.2.1, capítulo 5 NS2 AGIES 2024 <https://www.agies.org/bibliotecas/> para Quetzaltenango ciudad se tiene $W = 100 \text{ kph} = 27.77 \text{ m/s}$, si densidad del viento como $1 \text{ kg/m}^3 \frac{1 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 27.77 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 27.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ (por 1 segundo) $W = 27.77 \text{ kg/m}^2$



4. ÁREAS TRIBUTARIAS, $AT_I = 7.24 \times 5.00 = \mathbf{36.20 \text{ m}^2}$, $AT_{II} = 7.24 \times 10.00 = \mathbf{72.40 \text{ m}^2}$
5. PREDIMENSIONAMIENTO DE SECCIÓN DE COSTANERA 3x2 pulgada calibre o espesor 3/64 pulgada (la mayor densidad)
6. CARGA MUERTA BRUTA: longitud de armadura = $6.00 + 2 \times 3.62 = \mathbf{13.24 \text{ m}}$, $M = 1.80 \text{ kg/m} \times 13.24 \text{ m} = 23.84 \text{ kg} = \mathbf{24 = kg D}$
7. CARGA MUERTA NETA AT_I : $24\text{kg}/36.20 \text{ m}^2 = \mathbf{0.67 \text{ kg/m}^2}$
8. CARGA MUERTA NETA AT_{II} : $24\text{kg}/72.40 \text{ m}^2 = \mathbf{0.34 \text{ kg/m}^2}$
9. CONCLUSIÓN DE COMBO DE CARGAS PARA EVALUAR COMBINACIÓN MÁS CRÍTICA

	AT_I	AT_{II}
$M \text{ kg/m}^2$	0.67	0.34
$V_t \text{ kg/m}^2$	50	50
$W \text{ kg/m}^2$	28	28
$U \text{ kg/m}^2$	63.92	62.66
Carga/nodo kg	$\frac{62.21 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 36.20 \text{m}^2}{3 \text{ nodos}} = \mathbf{751}$	$\frac{61.81 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 72.40 \text{m}^2}{3 \text{ nodos}} = \mathbf{1492}$

10. ANÁLISIS DE COMBINACIO DE CARGA MÁS CRÍTICA, según AGIES NSE2-24, <https://www.agies.org/bibliotecas/> Donde M = carga muerta, V = carga viva, W = carga por viento, V_t = carga viva de techo y P_L = carga por lluvia.

NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PARA GUATEMALA | AGIES NSE 2

8.3.4 — Carga de viento

$$1.2 M + V \pm 1.3 W + 0.5 (P_L \text{ o bien } V_t) \quad (\text{CR6})$$

$$0.9 M \pm 1.3 W \quad (\text{CR7})$$

• El viento y el sismo no se consideran cargas concurrentes, sino alternas. Se diseñará para la envolvente de ambas solicitaciones.

Comentario 8.3.4

El término W que representa a los efectos de viento puede constar de varios sumandos vectoriales o incorporar internamente factores adicionales según lo indique la norma NSE que rija el diseño de la estructura. El factor de mayoración del viento se ha conservado en 1.3 porque las normas NSE aún conservan la metodología de la referencia UBC 1997. Cuando se opte por seguir metodología de ASCE 7 conforme se permite en la Sección 5.3, los factores de mayoración por viento deben ajustarse correspondientemente.

$$U_{ATI} = 1.2 \times 0.67 + 1.3 \times 28 + 0.5 \times 50 = \mathbf{62.21 \text{ kg/m}^2} \quad (\text{CR6})$$

$$U_{ATI} = 0.9 \times 0.67 + 1.3 \times 28 = 37.05 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{CR7})$$

$$U_{ATII} = 1.2 \times 0.34 + 1.3 \times 28 + 0.5 \times 50 = \mathbf{61.81 \text{ kg/m}^2} \quad (\text{CR6})$$

$$U_{ATII} = 0.9 \times 0.34 + 1.3 \times 28 = 36.71 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{CR7})$$

11. ANALISIS DE LA ARMADURA

MATRICES							determinante	
matriz de rigideces								
	AB	BC	CA	Riy	Rdy	Rdx		
AX	-0,82904	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000		
AY	-0,55919	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000		
Bx	0,82904	-0,82904	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000		
By	0,55919	0,55919	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000		
Cx	0,00000	0,82904	-1,00000	0,00000	0,00000	-1,00000		
Cy	0,00000	-0,55919	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000		
matriz inversa							M. esf. Externos	M. Esf. Internos
	0,00000	0,00000	0,60311	0,89415	0,00000	0,00000	0	671,5035146 AB
	0,00000	0,00000	-0,60311	0,89415	0,00000	0,00000	751	671,5035146 BC
	1,00000	0,00000	0,50000	0,74128	0,00000	0,00000	0	556,7016437 CA
	0,00000	1,00000	0,33725	0,50000	0,00000	0,00000	751	1126,5 Riy
	0,00000	0,00000	-0,33725	0,50000	0,00000	1,00000	0	1126,5 Rdy
	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	751	0 Rdx
angulo		34	grados					

MATRICES							determinante	
matriz de rigideces								
	AB	BC	CA	Riy	Rdy	Rdx		
AX	-0,82904	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000		
AY	-0,55919	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000		
Bx	0,82904	-0,82904	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000		
By	0,55919	0,55919	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000		
Cx	0,00000	0,82904	-1,00000	0,00000	0,00000	-1,00000		
Cy	0,00000	-0,55919	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000		
matriz inversa							M. esf. Externos	M. Esf. Internos
	0,00000	0,00000	0,60311	0,89415	0,00000	0,00000	0	1334,065571 AB
	0,00000	0,00000	-0,60311	0,89415	0,00000	0,00000	1492	1334,065571 BC
	1,00000	0,00000	0,50000	0,74128	0,00000	0,00000	0	1105,990483 CA
	0,00000	1,00000	0,33725	0,50000	0,00000	0,00000	1492	2238 Riy
	0,00000	0,00000	-0,33725	0,50000	0,00000	1,00000	0	2238 Rdy
	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	-1,00000	0,00000	1492	0 Rdx
angulo		34	grados					

12. ESFUERZOS DE TRABAJO DE COSTANERA 3x2 pulgadas, calibre 18 y Grado 72

Compresión y tensión con factor de seguridad de 2 = **5475 kg**

13. CÁLCULO DE SECCIONES DE COSTANERA

- AT_I, Ecompresión = 672 kg < 5475 kg ✓
- AT_I, Etensión = 557 kg < 5475 kg ✓
- AT_{II}, Ecompresión = 1334 kg < 5475 kg ✓
- AT_{II}, Etenensión = 1106 kg < 5475 kg ✓

14. CANTIDAD DE SOLDADURA, con grado 70 = 70,000 psi = 70,000 lb/pl²

- $AT_I \Rightarrow 672 \text{ kg (esf. Mayor)} \times (2.2 \text{ lb/kg}) = 1479 \text{ lb} \div 70,000 \text{ lb/pl}^2 = 0.03 \text{ pl}^2 \times 3$
(factor de seguridad) = $0.09 \text{ pl}^2 = 1.4 \text{ mm}^2$ de área de soldadura. (Hacer detalles en planos y revisar criterios de área mínima de soldadura)
- $AT_{II} \Rightarrow 1334 \text{ kg (esf. Mayor)} \times (2.2 \text{ lb/kg}) = 2935 \text{ lb} \div 70,000 \text{ lb/pl}^2 = 0.05 \text{ pl}^2 \times 3$
(factor de seguridad) = $0.15 \text{ pl}^2 = 2.4 \text{ mm}^2$ de área de soldadura. (Hacer detalles en planos y revisar criterios mínimos de soldadura)

CONCLUSIÓN: las armaduras I y II pueden funcionar con costanera 3x1¼ pulgadas, ya que su esfuerzo de trabajo de tensión compresión es de 4302 kg, siempre de calibre 18 y grado 72. De la importancia del proyecto se decide dejar costanera 3x2 o 3x1¼ pulgadas.

Nota de campo:

Criterios de Tamaño Mínimo de Soldadura (Filete)

El tamaño mínimo del cordón (tamaño de la pata) generalmente se rige por códigos internacionales (como el **AWS D1.1** o la normativa de construcción en acero **AISC**):

- **Basado en el espesor del metal más grueso:** El tamaño mínimo del filete no debe ser menor al necesario para soportar las cargas, pero la práctica común dicta que depende del espesor de la placa más gruesa a unir. Por lo general, oscila entre 3 mm (1/8") y 6 mm (1/4") para la mayoría de los perfiles estructurales.
- **Longitud mínima:** La longitud efectiva de un cordón de soldadura de filete no debe ser menor a **4 veces el tamaño nominal** del mismo.
- **Proporción máxima:** El tamaño efectivo de la soldadura no debe exceder el 25% de su longitud efectiva.

Optimización de esta armadura

- Si se recalcula este problema con ángulos de: 0, 10, 20, 30... 90, se tiene la tabla que se presenta a continuación, con el ángulo de la armadura del área tributaria 1 (**AT₁**) en rango creciente de 10, el esfuerzo de compresión, la carga por nodo y la carga ultima crítica.
- Estimado amigo, estudiante y lector, se le deja esta información para que pueda verificarla como ejercicio de práctica.
- La idea de hacer este procedimiento es evaluar el esfuerzo de compresión (puede ser el de tensión) en función del ángulo para observar y estudiar su comportamiento matemático.

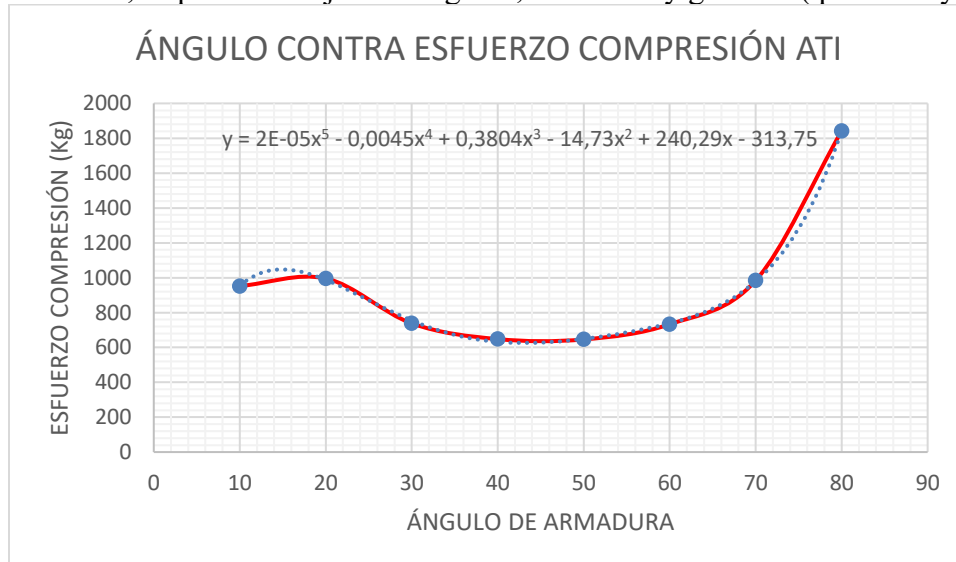
angulo	Esf. Compre kg	carga/nodo kg	U kg/m2
0	indefinido		
10	952	651	64,12
20	996	682	64,05
30	738	738	63,95
40	648	833	63,82
50	646	990	63,65
60	733	1269	63,45
70	984	1849	63,24
80	1842	3628	63,01
90	indefinido		

- Seguidamente se hizo un gráfico de los ángulos contra el esfuerzo de compresión, como se puede ver a continuación.
- Esta curva del gráfico muestra que el valor mínimo de esfuerzo de compresión, que es lo que se busca para optimización (las menores secciones de madera para menor costo de materiales) se encuentra entre 40 y 50 grados, para este problema en particular.
- Es en dicho rango donde se buscará el ángulo para el esfuerzo mínimo de compresión.

- IV. A la curva del gráfico se le puede agregar una línea de tendencia (gráfico y herramienta Excel) donde una función polinomial grado 5 se ajusta bastante bien a la curva: $y = 0.00002x^5 - 0.0045x^4 + 0.3804x^3 - 14.73x^2 + 240.29x - 313.75$.
- V. Seguidamente se derivará con respecto a "x" el polinomio anterior y se igualará a cero (0): $dy/dx = 0.0001x^4 - 0.018x^3 + 1.1412x^2 - 29.46x + 240.29 = 0$.
- VI. Se puede solucionar algebraicamente por el método de Ferrari, por el Teorema de Gauss o de manera numérica. Por aproximación numérica para el polinomio de grado 5 de aproximación al gráfico se tiene la siguiente tabla:

dy/dy	x
-8,19	40
-7,2147	41
-6,3676	42
-5,6571	43
-5,0892	44
-4,6675	45
-4,3932	46
-4,2651	47
-4,2796	48
-4,4307	49
-4,71	50

- VII. Entonces revisado la tabulación de raíces aproximadas del polinomio, el ángulo de 47 grados ofrece los menores esfuerzos de compresión y tensión, para las menores secciones de los largueros de madera para esta armadura.
- VIII. Hay otros métodos para calcular la optimización. En este problema en particular al ser de dos variables, se puede trabajar con álgebra, funciones y gráficos (que usted ya estudió)



- IX. Recalculando de nuevo este problema, que usted puede verificar, se tiene un **esfuerzo de compresión de 639 kg**, uno de tensión de 436, una carga por nodo de 934 kg y una carga última de 63.70 kg/m². Este esfuerzo de compresión es menor que los presentados en rango de 10m del ángulo, contra dicho esfuerzo.

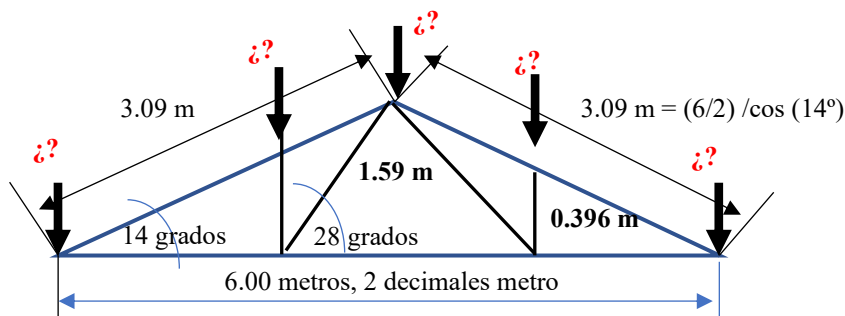
Nota de campo: ¿Por qué optimizar en ingeniería?

1. ¿Qué es optimizar en este contexto? Es resolver problemas puntuales de ingeniería con la menor cantidad de recursos posibles. Estos recursos implican: tiempo, dinero, mano de obra, materiales y más.
2. La idea es ofrecer como ingenieros más por el dinero de los clientes de trabajos de ingeniería.
3. La razón de lo anterior en principio es por la competencia de mercado. Si en Guatemala ya unos 20,000 ingenieros civiles, la competencia es fuerte.
4. En esa idea económica, la innovación en servicios profesionales de ingeniería conlleva la optimización.
5. Al momento de perfilar la oportunidad de realizar un proyecto de construcción, se deben de estimar presupuestos de tiempo y dinero (recursos) y en esto es importante reservar un porcentaje de negociación. Recuerde que en Guatemala (y en el mundo) es importante la cultura del regateo de precios, si eso se ve todos los días en los mercados por fruta y verdura de la temporada ¡cuánto más en proyectos de este tipo!
6. Si algún lector es oriundo de San Francisco El Alto Totonicapán, San Pedro Sacatepéquez, San Marcos, San Juan Sacatepéquez, u otro poblado de tradición de comercio, sabe la importancia del porcentaje de flexibilidad en los precios para hacer negocios.
7. Ese **porcentaje de flexibilidad en el precio es la elasticidad del precio**. De manera sencilla como un pequeño ejemplo, en un día de plaza usted quiere comprar un pantalón por Q100, y después de tratar con el vendedor, en ese estira y encoge logra un precio de Q75, la elasticidad del precio es de: $100 \times (100 - 75) / 100 = 25\%$. Pero al observar el resultado, ahora usted propone un nuevo precio por Q70 y resulta en una negativa e insulto del vendedor, significa que más allá del 25% de la elasticidad del precio, esta se rompe y ya no hay transacción en intercambio económico.
8. **La elasticidad de los precios es subjetiva y cambiante** a la ocasión, tiempo, lugar y más. Por ejemplo, no es lo mismo tratar la compra de fruta y verdura en horas del atardecer, cuando la mayoría de los vendedores esta por regresar a su lugar de origen. Los precios caen y la elasticidad de estos se incrementa. El vendedor ansía terminar su producto y regresar con su dinero. El costo de esto es que la variedad de productos ofrecidos en ese momento es lo que en el día de mercado los demás compradores no quisieron, es producto que una mayoría desechó en ese día, y por lo tanto no lo compró.
9. ¿Cómo estimar un porcentaje de negociación o elasticidad en mi precio de planificación, supervisión o construcción de proyectos? Es un ejercicio interesante y hay varias maneras de resolverlo. Una idea es ir al lugar del proyecto en un día de plaza. Es de ir despacio, sacar su fotografía (s) de celular para sus redes sociales, si así lo desea y la idea principal es de hacer alguna pequeña compra para experimentar el mercado. Si en ese lugar se comercializa ropa es de ir con la idea de comprar ese tipo de productos, si son muebles, igual. Observe, escuche y comience a interactuar para ver si los precios son fijos o si hay posibilidad de estirar a este y hasta donde. Lo anterior requiere práctica y carácter, pero lo ofrece la información que necesita. Tome nota.
10. Si el tiempo no es escaso, trate de negociar otros tipos de mercaderías que se ofrecen en ese día de mercado y anote y revise las elasticidades de precios. La suma de las

consideraciones de esas interacciones le pinta un panorama de su margen de negociación en productos de ingeniería (civil para esta clase)

11. Recordatorio de economía clásica: los precios en el mercado transmiten información económica.
12. ¿Qué se espera de diferencia entre un trabajador de la construcción y un ingeniero en este contexto? Se supone que el ingeniero tiene herramientas para optimizar sus recursos, lo que puede dar alguna ventaja en ajustarse al mercado. Los precios y demás información económica van dando idea del panorama por venir. En negocios siempre hay incertidumbre y riesgo, el punto es como se manejan estos. La estrategia de un trabajador de la construcción es ir ajustando su expectativa salarial en el momento. Busca justificar más trabajo, por ejemplo, en un muro de ladrillo limpio y expuesto, trata de justificar como pago extra el tallado del sisado y otros detalles. Entonces es de hablar claro como ingeniero, en lo que se necesita, para cerrar precios.
13. Ingeniería implica estipulación, administración y control de recursos en los proyectos, no deja de enseñar su alma militar del control.

DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO, agregando nodos.



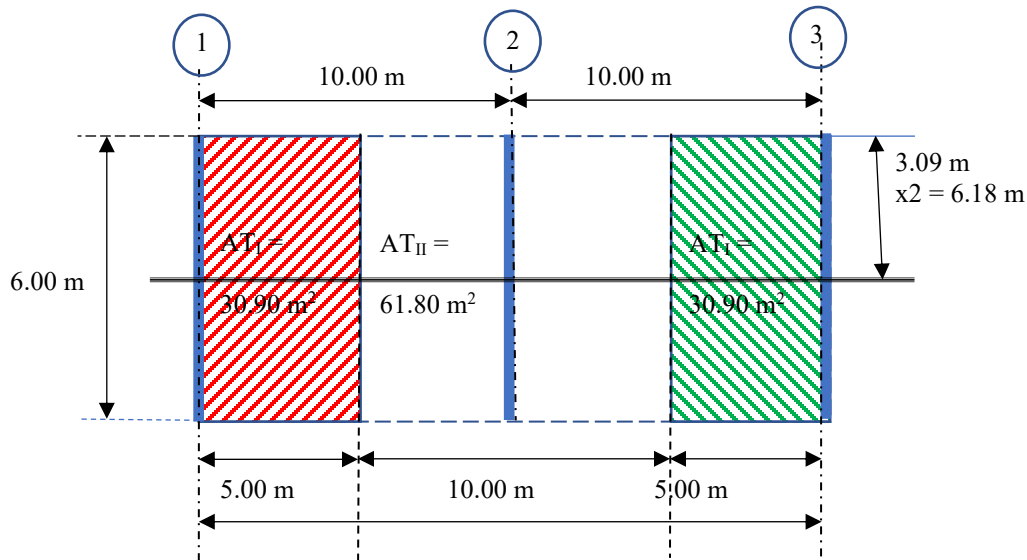
Altura armadura = $3.00 \times \tan(14^\circ) = 0.75 \text{ m}$

Segundo elemento inclinado = $0.75 / \sin(28^\circ) = 1.59 \text{ m}$

Elemento vertical = $(3 - 0.75/\tan(28^\circ)) \times \tan(14^\circ) = 0.396 \text{ m}$

1. MADERA: PINO COLORADO, densidad = $57 \text{ gr/cc} = 570 \text{ kg/m}^3$
2. CARGA VIVA DE TECHO, $L_r = 50 \text{ kg/m}^2$, según tabla 3.7.1.1, capítulo 3, NS2 AGIES 2024.
3. CARGA POR VIENTO, figura 5.2.1, capítulo 5 NS2 AGIES 20224, para Quetzaltenango ciudad se tiene $W = 100 \text{ kph} = 27.77 \text{ m/s}$, si densidad del viento como 1 kg/m^3

$$\frac{1 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 27.77 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 27.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ (por 1 segundo)} \quad W = 27.77 \text{ kg/m}^2$$



4. PREDIMENSIONAMIENTO DE SECCIÓN DE MADERA, 4 x 4 pulgadas $\approx 10 \times 10$ cm, (4" x 2.54 cm/" = 10 cm) = 0.10 x 0.10 = **0.010 m²**
5. ÁREAS TRIBUTARIAS, $AT_I = 6.18 \times 5.00 = 30.90 \text{ m}^2$, $AT_{II} = 6.18 \times 10.00 = 61.80 \text{ m}^2$
6. CARGA MUERTA BRUTA: longitud de armadura = $6.00 + 2 \times 3.09 + 2 \times 0.396 + 2 \times 1.59 = 16.152 \text{ m}$, $D = 570 \text{ kg/m}^3 \times 16.152 \text{ m} \times 0.010 \text{ m}^2 = 92 \text{ kg} = D$
7. CARGA MUERTA NETA AT_I : $92 \text{ kg} / 30.90 \text{ m}^2 = 2.97 = 3 \text{ kg/m}^2$
8. CARGA MUERTA NETA AT_{II} : $92 \text{ kg} / 61.80 \text{ m}^2 = 1.50 \text{ kg/m}^2$
9. CONCLUSIÓN DE COMBO DE CARGAS PARA EVALUAR COMBINACIÓN MÁS CRÍTICA

	AT_I	AT_{II}
D kg/m²	3	1.5
Lr kg/m²	50	50
W kg/m²	28	28
U kg/m²	320	177
Carga/nodo kg	$\frac{97.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 30.90 \text{ m}^2}{5 \text{ nodos}} = 603$	$\frac{95.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 61.80 \text{ m}^2}{5 \text{ nodos}} = 1184$

10. CARGA ULTIMA (no por AGIES)

Las combinaciones de carga para el diseño de estructuras de madera dependen de la normativa de tu país (por ejemplo, **ASD/LRFD** en Estados Unidos o **Eurocódigo 5** en Europa). La madera es un material único porque su resistencia cambia según la duración de la carga.

A continuación, se presentan las combinaciones de carga más comunes divididas por los métodos de diseño principales:

Método ASD (Allowable Stress Design / Diseño por Esfuerzos Admisibles)

Es el método tradicional más utilizado en madera. Las cargas no se multiplican por factores de amplificación (su factor es 1.0).

- I. **D** (Solo carga muerta)

- II. **D + L** (Carga muerta + Carga viva de entrepiso)
- III. **D + (Lr o S o R)** (Carga muerta + Carga viva de techo, Nieve o Lluvia la mayor de estas tres últimas)
- IV. **D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)**
- V. **D + (0.6W o 0.7E)** (Carga muerta + Viento o Sismo la mayor de estas dos últimas con su factor multiplicador)
- VI. **D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr o S o R)**
- VII. **0.6D + 0.6W** (Para evaluar volcamiento o levantamiento por viento)
- VIII. **0.6D + 0.7E** (Para evaluar volcamiento o levantamiento por sismo)

Método LRFD (Load and Resistance Factor Design / Resistencia Última) (Se trabajará con este criterio por especificaciones del proyecto, por ejemplo)

Este método aplica factores de mayoración a las cargas y factores de reducción a la resistencia del material.

Para AT_I

- I. **U = 1.4D** = 1.4x3 = 4.2 kg/m²
- II. **U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)** = 1.2x3 + 0.5x50 = 28.6 kg/m²
- III. **U = 1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (L o 0.5W)** = 1.2x3 + 1.6x50 + 0.5x28 = **97.6 kg/m²**
- IV. **U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr o S o R)** = 1.2x3 + 0.5x50 + 28 = 56.6 kg/m²
- V. **U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S** = 1.2x3 = 3.6 kg/m²
- VI. **U = 0.9D + 1.0W** = 0.9x3 + 28 = 30.7 kg/m²
- VII. **U = 0.9D + 1.0E** = 0.9x3 = 2.7 kg/m²

Para AT_{II}

- I. **U = 1.4D** = 1.4x1.5 = 2.1 kg/m²
- II. **U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)** = 1.2x1.5 + 0.5x50 = 26.8 kg/m²
- III. **U = 1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (L o 0.5W)** = 1.2x1.5 + 1.6x50 + 0.5x28 = **95.8 kg/m²**
- IV. **U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr o S o R)** = 1.2x1.5 + 0.5x50 + 28 = 54.8 kg/m²
- V. **U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S** = 1.2x1.5 = 1.8 kg/m²
- VI. **U = 0.9D + 1.0W** = 0.9x1.5 + 28 = 29.35 kg/m²
- VII. **U = 0.9D + 1.0E** = 0.9x1.5 = 1.35 kg/m²

Significado de las Variables

- **D:** Carga muerta (peso propio de la madera, acabados, muros).
- **L:** Carga viva (personas, muebles, uso del espacio).
- **Lr:** Carga viva de techo (mantenimiento).
- **S:** Carga de nieve.
- **R:** Carga de lluvia inicial o granizo.
- **W:** Carga de viento.
- **E:** Carga de sismo.

Nota de campo: ¿Cuándo utilizar combinaciones de cargas de AGIES, de LRFD u otro criterio?

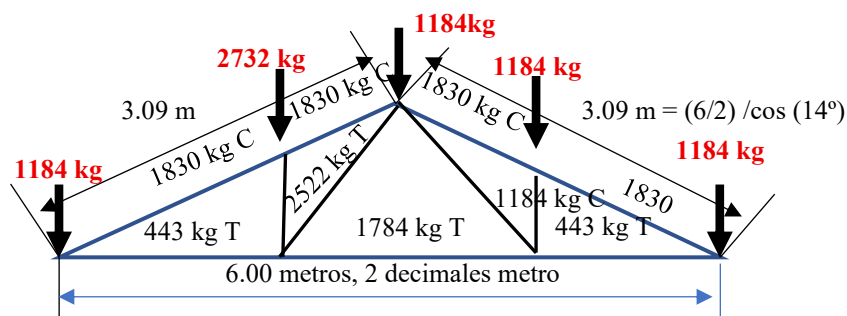
- I. Depende de las especificaciones y requerimientos de los proyectos, estos indican que utilizar.

- II. Si no hay indicación de combinaciones específicas para evaluar la carga crítica, tácitamente se comienza con normativa nacional, para nuestro caso la norma de AGIES en Guatemala.
- III. A veces es de agotar instancias y de buscar que normativa ofrece las combinaciones mas exigentes y de resultados de carga más alto, y eso implica mayor costo del proyecto.
- IV. La comparación entre diversos criterios no es necesariamente excluyente, por ejemplo AGIES con su combinación de cargas para concreto y mampostería, reconoce al comité ACI 318 en sus diversas versiones en el tiempo.

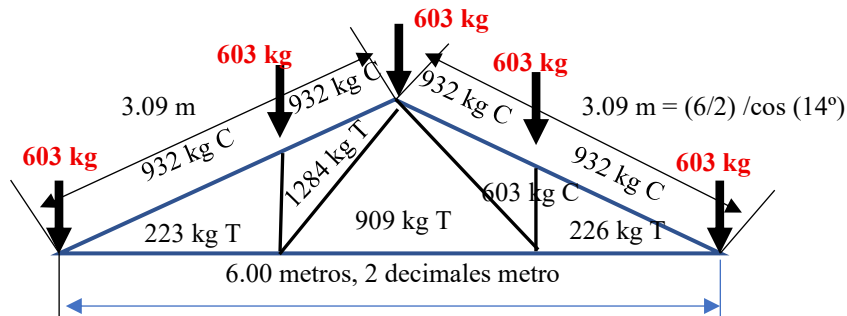
SEGUNDO EJEMPLO																	
matriz esfuerzos internos																	
	AB	BC	CD	DE	EF	FD	FC	FG	GC	GB	GA	Riy	Rix	Rdy	esf.ext		
Ay	-0,9703	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	603		
Ax	-0,2419	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0		
By	0,9703	-0,9703	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	603		
Bx	0,2419	-0,2419	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Cy	0	0,9703	0,9703	0	0	0	-0,47	0	-0,47	0	0	0	0	0	603		
Cx	0	0,24192	-0,2419	0	0	0	0,88	0	-0,88	0	0	0	0	0	0		
Dy	0	0	-0,9703	0,9703	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	603		
Dx	0	0	0,2419	-0,2419	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Ey	0	0	0	-0,9703	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	603		
Ex	0	0	0	0,24192	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fy	0	0	0	0	0	-1	0,47	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fx	0	0	0	0	1	0	-0,88	-1	0	0	0	0	0	0	0		
Gy	0	0	0	0	0	0	0	0	0,47	-1	0	0	0	0	0		
Gx	0	0	0	0	0	0	0	1	0,88	0	-1	0	0	0	0		
		α 14		determ -0,01				ATI									
		β 28		-165,13													
matriz inversa																	
															M. Esf. Internos		
	0	0	4,4024	-13,523	0,515	2,067	-3,37	-13,5	0	0	-3,37	0	4,402	0	AB	932	
	0	0	4,4024	-17,657	0,515	2,067	-3,37	-13,5	0	0	-3,37	0	4,402	0	BC	932	
	0	0	-3,3717	13,5233	0,515	-2,067	4,4	17,7	0	0	4,4	0	-3,37	0	CD	932	
	0	0	-3,3717	13,5233	0,515	-2,067	4,4	13,5	0	0	4,4	0	-3,37	0	DE	932	
	0	0	-0,8157	3,27159	0,125	-0,5	1,07	3,27	0	-1	1,07	0	-0,82	0	EF	226	
	0	0	-4E-16	0	0	0	1	4,01	0	0	0	0	-0	0	FD	603	
	0	0	-4E-16	0	2E-17	6E-17	2,13	8,54	0	0	2,13	0	-0	0	FC	1284	
	0	0	-0,8157	3,27159	0,125	-0,5	-0,82	-4,27	0	-1	-0,82	-1	-0,82	0	FG	-909	
	0	0	2,1301	-8,5432	0	0	0	0	0	0	0	0	2,13	0	GC	1284	
	0	0	1	-4,0108	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	GB	603	
	0	0	1,065	-4,2716	0,125	-0,5	-0,82	-4,27	0	-1	-0,82	-1	1,065	-1	GA	226	
	1	0	4,2716	-13,122	0,5	2,005	-3,27	-13,1	0	0	-3,27	0	4,272	0	Riy	1508	
	0	1	-4E-16	1	2E-17	1	0	1	0	1	0	1	-0	1	Rix	0	
	0	0	-3,2716	13,1216	0,5	-2,005	4,27	13,1	1	0	4,27	0	-3,27	0	Rdy	1508	
						deter	-165,1										

SEGUNDO EJEMPLO																
matriz esfuerzos internos																
	AB	BC	CD	DE	EF	FD	FC	FG	GC	GB	GA	Riy	Rix	Rdy		esf.ext
Ay	-0,9703	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0		1184
Ax	-0,2419	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0		0
By	0,9703	-0,9703	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0		1184
Bx	0,2419	-0,2419	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0
Cy	0	0,9703	0,9703	0	0	0	-0,47	0	-0,47	0	0	0	0	0		1184
Cx	0	0,24192	-0,2419	0	0	0	0,88	0	-0,88	0	0	0	0	0		0
Dy	0	0	-0,9703	0,9703	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0		1184
Dx	0	0	0,2419	-0,2419	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0
Ey	0	0	0	-0,9703	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		1184
Ex	0	0	0	0,24192	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0
Fy	0	0	0	0	0	-1	0,47	0	0	0	0	0	0	0		0
Fx	0	0	0	0	1	0	-0,88	-1	0	0	0	0	0	0		0
Gy	0	0	0	0	0	0	0	0	0,47	-1	0	0	0	0		0
Gx	0	0	0	0	0	0	0	1	0,88	0	-1	0	0	0		0
α 14				determ -0,01		ATII										
β 28				-165,13												
matriz inversa																
M. Esf. Internos																
	0	0	4,4024	-13,523	0,515	2,067	-3,37	-13,5	0	0	-3,37	0	4,402	0		AB 1830
	0	0	4,4024	-17,657	0,515	2,067	-3,37	-13,5	0	0	-3,37	0	4,402	0		BC 1830
	0	0	-3,3717	13,5233	0,515	-2,067	4,4	17,7	0	0	4,4	0	-3,37	0		CD 1830
	0	0	-3,3717	13,5233	0,515	-2,067	4,4	13,5	0	0	4,4	0	-3,37	0		DE 1830
	0	0	-0,8157	3,27159	0,125	-0,5	1,07	3,27	0	-1	1,07	0	-0,82	0		EF 443
	0	0	-4E-16	0	0	0	1	4,01	0	0	0	0	-0	0		FD 1184
	0	0	-4E-16	0	2E-17	6E-17	2,13	8,54	0	0	2,13	0	-0	0		FC 2522
	0	0	-0,8157	3,27159	0,125	-0,5	-0,82	-4,27	0	-1	-0,82	-1	-0,82	0		FG -1784
	0	0	2,1301	-8,5432	0	0	0	0	0	0	0	0	2,13	0		GC 2522
	0	0	1	-4,0108	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		GB 1184
	0	0	1,065	-4,2716	0,125	-0,5	-0,82	-4,27	0	-1	-0,82	-1	1,065	-1		GA 443
	1	0	4,2716	-13,122	0,5	2,005	-3,27	-13,1	0	0	-3,27	0	4,272	0		Riy 2960
	0	1	-4E-16	1	2E-17	1	0	1	0	1	0	1	-0	1		Rix 0
	0	0	-3,2716	13,1216	0,5	-2,005	4,27	13,1	1	0	4,27	0	-3,27	0		Rdy 2960
deter -165,1																

DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO **AT_{II}**



DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO **AT_I**



11. ESFUERZOS DE TRABAJO DE MADERA DE PINO COLORADO GRADO "A" al 85%, Compresión paralela a la fibra = 90 kg/cm^2 , al 85% = **76 kg/cm^2** . Tensión paralela a la fibra (resultado de laboratorio por mi cuenta) = 150 kg/cm^2 , al 85% = **127.5 kg/cm^2**

12. CÁLCULO DE SECCIONES DE MADERA DE PINO COLORADO, **AREA TRIBUTARIA I**

1. AT_I , Ecompresión = $932 \text{ kg} \Rightarrow 932 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 12.27 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 1.90 \text{ pl}^2 = \mathbf{2'' \times 1''}$ (medida por encargo)
2. AT_I , Etensión = $223 \text{ kg} \Rightarrow 223 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 1.75 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 0.27 \text{ pl}^2 = \mathbf{1'' \times \frac{1}{2}''}$
3. AT_I , Ecompresión = $603 \text{ kg} \Rightarrow 603 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 7.94 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 1.23 \text{ pl}^2 = \mathbf{1\frac{1}{2}'' \times 1''}$
4. AT_I , Etensión = $909 \text{ kg} \Rightarrow 909 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 7.13 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 1.11 \text{ pl}^2 = \mathbf{1\frac{1}{2}'' \times 1''}$
5. AT_I , Etensión = $1284 \text{ kg} \Rightarrow 1284 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 10.08 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 1.56 \text{ pl}^2 = \mathbf{2'' \times 1''}$

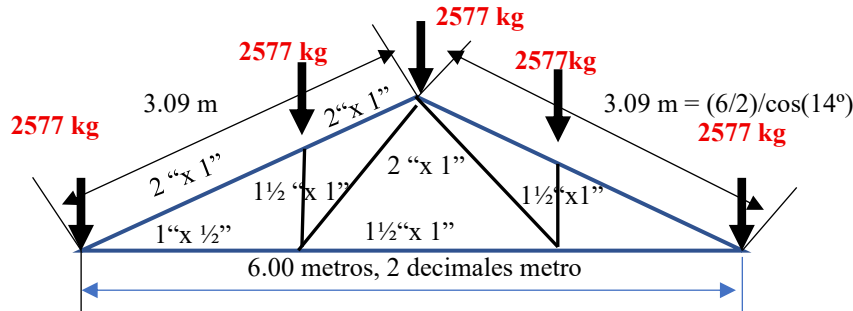
13. CÁLCULO DE SECCIONES DE MADERA DE PINO COLORADO, **AREA TRIBUTARIA II**

1. AT_{II} , Ecompresión = $1830 \text{ kg} \Rightarrow 1830 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 24.08 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 3.74 \text{ pl}^2 = \mathbf{4'' \times 1''}$ (medida por encargo)
2. AT_{II} , Etensión = $443 \text{ kg} \Rightarrow 443 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 3.48 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 0.54 \text{ pl}^2 = \mathbf{1'' \times 1''}$
3. AT_{II} , Ecompresión = $1184 \text{ kg} \Rightarrow 1184 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 15.58 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 2.42 \text{ pl}^2 = \mathbf{3'' \times 1''}$
4. AT_{II} , Etensión = $1784 \text{ kg} \Rightarrow 1784 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 14.00 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 2.17 \text{ pl}^2 = \mathbf{2 \frac{1}{2}'' \times 1''}$
5. AT_{II} , Etensión = $2522 \text{ kg} \Rightarrow 2522 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 19.78 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 3.07 \text{ pl}^2 = \mathbf{3'' \times 1''}$

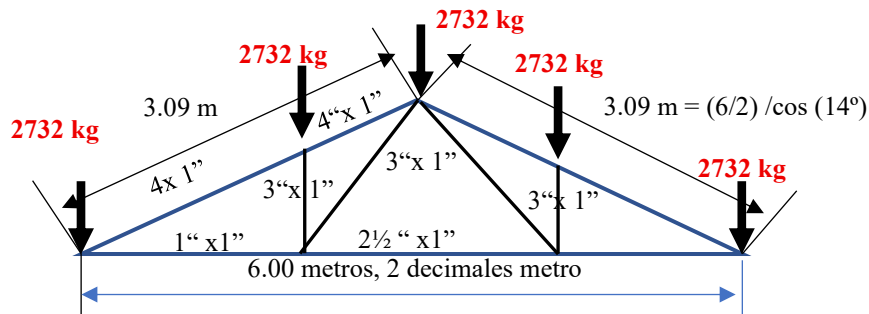
14. CANTIDAD DE NÚMERO DE PERNOS DE ANCLAJE, con acero grado 30 = $30,000 \text{ psi} = 30,000 \text{ lb/pl}^2$ Se utilizarán pernos de media pulgada de diámetro $\Rightarrow \frac{\pi}{4} 0.5^2 = 0.196 \text{ pl}^2$

1. $AT_I \Rightarrow 2522 \text{ kg (esf. Mayor)} \times (2.2 \text{ lb/kg}) = 5548.4 \text{ lb} \div 30,000 \text{ lb/pl}^2 = 0.185 \text{ pl}^2 \times 2$ (factor de seguridad) = 0.37 pl^2 . No. Pernos = $0.37/0.196 = 1.88 = \mathbf{2 \text{ pernos por unión.}}$ (hacer detalle en plano)

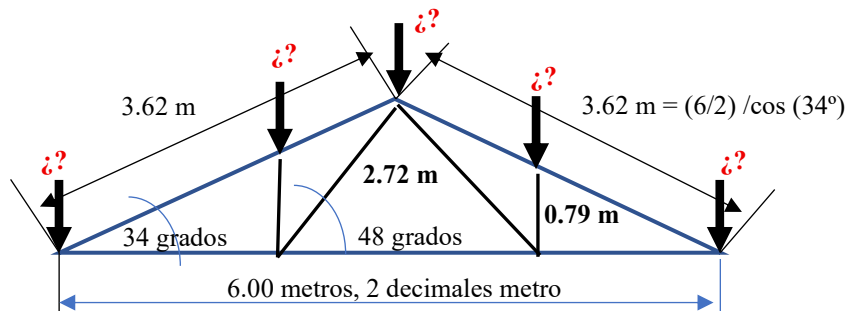
15. CÁLCULO DE ARMADURA CON COSTANERA: **3" x 1 ¼" calibre 18 = 4302 libra en compresión tensión y es la costanera mínima, por lo que no se revisa el cálculo al observar los resultados en madera, donde la armadura en madera pesa más que fabricada con costanera, por pequeña diferencia en este caso. 0.86 pl² soldadura por unión.**
16. DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO **AT_I**



17. DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO **AT_{II}**



DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO, agregando nodos y cambio de ángulos

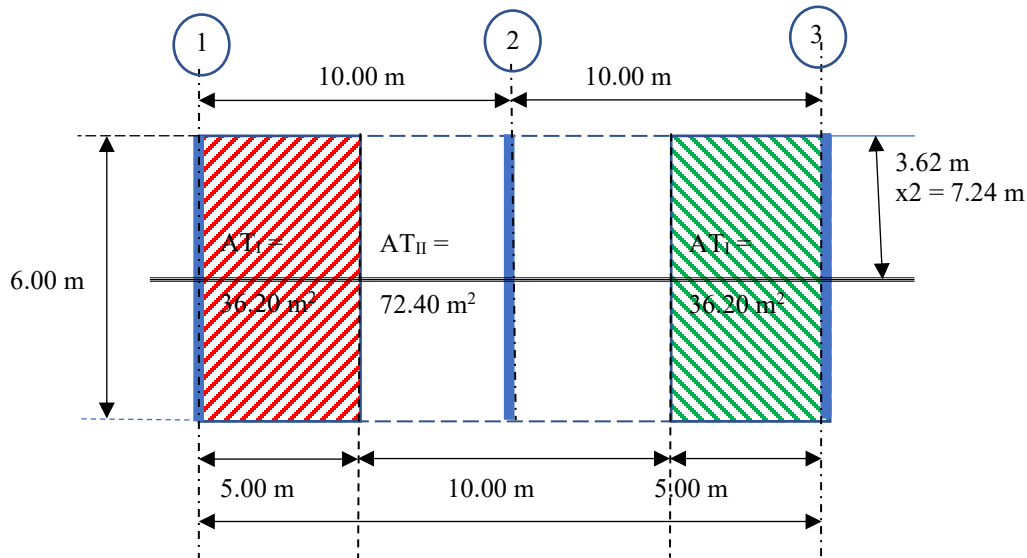


Altura armadura = $3.00 \times \tan(34^\circ) = 2.02 \text{ m}$
 Segundo elemento inclinado = $2.02 / \sin(48^\circ) = 2.72 \text{ m}$
 Elemento vertical = $(3 - 2.02 / \tan(48^\circ)) \times \tan(34^\circ) = 0.79 \text{ m}$

1. MADERA: PINO COLORADO, densidad = 57 gr/cc = **570 kg/m³**
2. CARGA VIVA DE TECHO, **Lr = 50 kg/m²**, según tabla 3.7.1.1, capítulo 3, NS2 AGIES 2024.

3. CARGA POR VIENTO, figura 5.2.1, capítulo 5 NS2 AGIES 2024, para Quetzaltenango ciudad se tiene $W = 100 \text{ kph} = 27.77 \text{ m/s}$, si densidad del viento como 1 kg/m^3

$$\frac{1 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 27.77 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 27.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (\text{por 1 segundo}) \quad W = 27.77 \text{ kg/m}^2$$



4. ÁREAS TRIBUTARIAS, $AT_I = 7.24 \times 5.00 = 36.20 \text{ m}^2$, $AT_{II} = 7.24 \times 10.00 = 72.40 \text{ m}^2$
 5. PREDIMENSIONAMIENTO DE ANCHO DE ELEMENTO DE MADERA, 4×4 pulgadas $\approx 10 \times 10 \text{ cm}$, $(4'' \times 2.54 \text{ cm}'' = 10 \text{ cm}) = 0.10 \times 0.10 = 0.010 \text{ m}^2$
 6. CARGA MUERTA BRUTA: longitud de armadura = $6.00 + 2 \times 3.62 + 2 \times 0.79 + 2 \times 2.72 = 20.26 \text{ m}$, $D = 570 \text{ kg/m}^3 \times 20.26 \text{ m} \times 0.010 \text{ m}^2 = 115.48 = 116 \text{ kg/m}^2 = D$
 7. CARGA MUERTA NETA AT_I : $116 \text{ kg} / 36.20 \text{ m}^2 = 3.2 \text{ kg/m}^2$
 8. CARGA MUERTA NETA AT_{II} : $116 \text{ kg} / 72.40 \text{ m}^2 = 1.6 \text{ kg/m}^2$
 9. CONCLUSIÓN DE COMBO DE CARGAS PARA EVALUAR COMBINACIÓN MÁS CRÍTICA

	AT_I	AT_{II}
D kg/m^2	3.2	1.6
Lr kg/m^2	50	50
W kg/m^2	28	28
U kg/m^2	98	96
Carga/nodo kg	$\frac{97.84 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 36.20 \text{ m}^2}{5 \text{ nodos}} = 708$	$\frac{95.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 72.40 \text{ m}^2}{5 \text{ nodos}} = 1390$

10. CALCULO DE CARGA ÚLTIMA

Método LRFD (Load and Resistance Factor Design / Resistencia Última) (Se trabajará con este criterio por especificaciones del proyecto, por ejemplo)

Este método aplica factores de mayoración a las cargas y factores de reducción a la resistencia del material.

Para AT_I

- VIII. $U = 1.4D = 1.4 \times 3.2 = 4.48 \text{ kg/m}^2$
IX. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) = 1.2 \times 3.2 + 0.5 \times 50 = 28.84 \text{ kg/m}^2$
X. $U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W) = 1.2 \times 3.2 + 1.6 \times 50 + 0.5 \times 28 = \mathbf{97.84 \text{ kg/m}^2}$
XI. $U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) = 1.2 \times 3.2 + 0.5 \times 50 + 28 = 56.84 \text{ kg/m}^2$
XII. $U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S = 1.2 \times 3.2 = 3.84 \text{ kg/m}^2$
XIII. $U = 0.9D + 1.0W = 0.9 \times 3.2 + 28 = 30.88 \text{ kg/m}^2$
XIV. $U = 0.9D + 1.0E = 0.9 \times 3.2 = 2.22 \text{ kg/m}^2$

Para AT_{II}

- VIII. $U = 1.4D = 1.4 \times 1.6 = 2.24 \text{ kg/m}^2$
IX. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) = 1.2 \times 1.6 + 0.5 \times 50 = 26.92 \text{ kg/m}^2$
X. $U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W) = 1.2 \times 1.6 + 1.6 \times 50 + 0.5 \times 28 = \mathbf{95.92 \text{ kg/m}^2}$
XI. $U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) = 1.2 \times 1.6 + 0.5 \times 50 + 28 = 54.92 \text{ kg/m}^2$
XII. $U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S = 1.2 \times 1.6 = 1.92 \text{ kg/m}^2$
XIII. $U = 0.9D + 1.0W = 0.9 \times 1.6 + 28 = 29.44 \text{ kg/m}^2$
XIV. $U = 0.9D + 1.0E = 0.9 \times 1.6 = 1.44 \text{ kg/m}^2$

Significado de las Variables

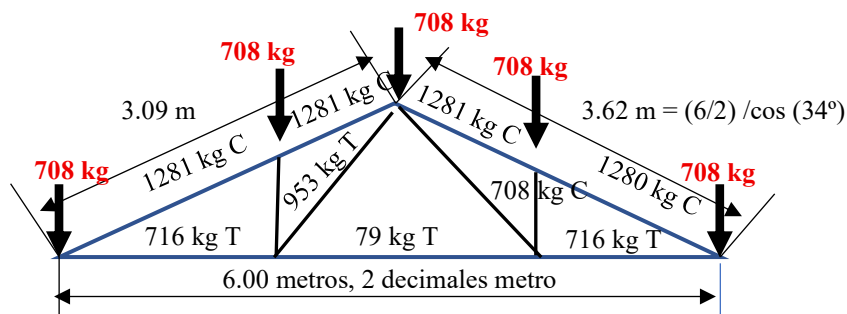
- **D:** Carga muerta (peso propio de la madera, acabados, muros).
- **L:** Carga viva (personas, muebles, uso del espacio).
- **Lr:** Carga viva de techo (mantenimiento).
- **S:** Carga de nieve.
- **R:** Carga de lluvia inicial o granizo.
- **W:** Carga de viento.
- **E:** Carga de sismo.

11. CALCULO DE ARMADURA

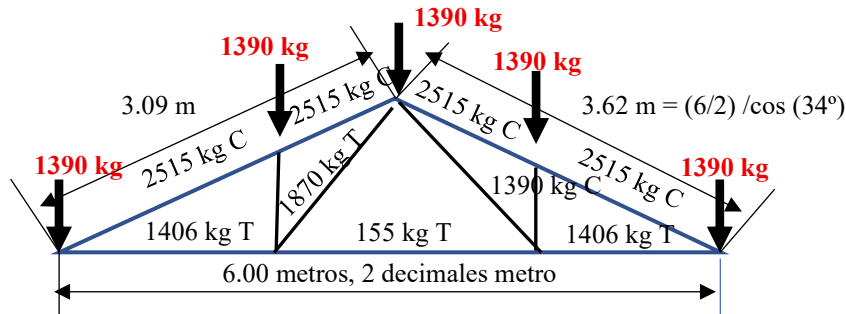
SEGUNDO EJEMPLO																
matriz esfuerzos internos																
	AB	BC	CD	DE	EF	FD	FC	FG	GC	GB	GA	Riy	Rix	Rdy	esf.est	
Ay	-0,829	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	708	
Ax	-0,5592	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	
By	0,829	-0,829	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	708	
Bx	0,5592	-0,5592	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Cy	0	0,82904	0,829	0	0	0	-0,74	0	-0,74	0	0	0	0	0	708	
Cx	0	0,55919	-0,5592	0	0	0	0,67	0	-0,67	0	0	0	0	0	0	
Dy	0	0	-0,829	0,82904	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	708	
Dx	0	0	0,5592	-0,5592	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Ey	0	0	0	-0,829	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	708	
Ex	0	0	0	0,55919	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Fy	0	0	0	0	0	-1	0,74	0	0	0	0	0	0	0	0	
Fx	0	0	0	0	1	0	-0,67	-1	0	0	0	0	0	0	0	
Gy	0	0	0	0	0	0	0	0	0,74	-1	0	0	0	0	0	
Gx	0	0	0	0	0	0	0	1	0,67	0	-1	0	0	0	0	
α 34 β 48		determ -0,16		-6,2455		ATI										
matriz inversa																
															M. Esf. Internos	
	0	0	1,4082	-0,2995	0,603	0,894	-0,2	-0,3	0	0	-0,2	0	1,408	0	AB 1281	
	0	0	1,4082	-2,0877	0,603	0,894	-0,2	-0,3	0	0	-0,2	0	1,408	0	BC 1281	
	0	0	-0,202	0,29945	0,603	-0,894	1,41	2,09	0	0	1,41	0	-0,2	0	CD 1281	
	0	0	-0,202	0,29945	0,603	-0,894	1,41	0,3	0	0	1,41	0	-0,2	0	DE 1281	
	0	0	-0,1129	0,16745	0,337	-0,5	0,79	0,17	0	-1	0,79	0	-0,11	0	EF 716	
	0	0	-2E-16	-2E-16	-0	-1E-16	1	1,48	0	0	0	0	-0	0	FD 708	
	0	0	-4E-16	0	-0	-8E-17	1,35	1,99	0	0	1,35	0	-0	0	FC 953	
	0	0	-0,1129	0,16745	0,337	-0,5	-0,11	-1,17	0	-1	-0,11	-1	-0,11	0	FG 79	
	0	0	1,3456	-1,995	-0	-2E-16	-0	0	0	0	-0	0	1,346	0	GC 953	
	0	0	1	-1,4826	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	GB 708	
	0	0	0,7875	-1,1675	0,337	-0,5	-0,11	-1,17	0	-1	-0,11	-1	0,787	-1	GA 716	
	1	0	1,1675	-0,2483	0,5	0,741	-0,17	-0,25	0	0	-0,17	0	1,167	0	Riy 1770	
	0	1	1E-16	1	-0	1	0	1	0	1	0	1	1E-16	1	Rix 0	
	0	0	-0,1675	0,24826	0,5	-0,741	1,17	0,25	1	0	1,17	0	-0,17	0	Rdy 1770	
				deter -6,245												

SEGUNDO EJEMPLO																	
matriz esfuerzos internos																	
	AB	BC	CD	DE	EF	FD	FC	FG	GC	GB	GA	Riy	Rix	Rdy	esf.ext		
Ay	-0,829	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1390		
Ax	-0,5592	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0		
By	0,829	-0,829	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1390		
Bx	0,5592	-0,5592	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Cy	0	0,82904	0,829	0	0	0	-0,74	0	-0,74	0	0	0	0	0	1390		
Cx	0	0,55919	-0,5592	0	0	0	0,67	0	-0,67	0	0	0	0	0	0		
Dy	0	0	-0,829	0,82904	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1390		
Dx	0	0	0,5592	-0,5592	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Ey	0	0	0	-0,829	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1390		
Ex	0	0	0	0,55919	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fy	0	0	0	0	0	-1	0,74	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fx	0	0	0	0	1	0	-0,67	-1	0	0	0	0	0	0	0		
Gy	0	0	0	0	0	0	0	0	0,74	-1	0	0	0	0	0		
Gx	0	0	0	0	0	0	0	1	0,67	0	-1	0	0	0	0		
α 34 β 48 determ -0,16 -6,2455 ATH																	
matriz inversa																M. Esf. Internos	
	0	0	1,4082	-0,2995	0,603	0,894	-0,2	-0,3	0	0	-0,2	0	1,408	0	AB 2515		
	0	0	1,4082	-2,0877	0,603	0,894	-0,2	-0,3	0	0	-0,2	0	1,408	0	BC 2515		
	0	0	-0,202	0,29945	0,603	-0,894	1,41	2,09	0	0	1,41	0	-0,2	0	CD 2515		
	0	0	-0,202	0,29945	0,603	-0,894	1,41	0,3	0	0	1,41	0	-0,2	0	DE 2515		
	0	0	-0,1129	0,16745	0,337	-0,5	0,79	0,17	0	-1	0,79	0	-0,11	0	EF 1406		
	0	0	-2E-16	-2E-16	-0	-1E-16	1	1,48	0	0	0	0	-0	0	FD 1390		
	0	0	-4E-16	0	-0	-8E-17	1,35	1,99	0	0	1,35	0	-0	0	FC 1870		
	0	0	-0,1129	0,16745	0,337	-0,5	-0,11	-1,17	0	-1	-0,11	-1	-0,11	0	FG 155		
	0	0	1,3456	-1,995	-0	-2E-16	-0	0	0	0	-0	0	1,346	0	GC 1870		
	0	0	1	-1,4826	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	GB 1390		
	0	0	0,7875	-1,1675	0,337	-0,5	-0,11	-1,17	0	-1	-0,11	-1	0,787	-1	GA 1406		
	1	0	1,1675	-0,2483	0,5	0,741	-0,17	-0,25	0	0	-0,17	0	1,167	0	Riy 3475		
	0	1	1E-16	1	-0	1	0	1	0	1	0	1	1E-16	1	Rix 0		
	0	0	-0,1675	0,24826	0,5	-0,741	1,17	0,25	1	0	1,17	0	-0,17	0	Rdy 3475		
deter -6,2455																	

DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO AT_i



DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO **AT_{II}**



18. ESFUERZOS DE TRABAJO DE MADERA DE PINO COLORADO GRADO "A" al 85%, Compresión paralela a la fibra = 90 kg/cm^2 , al 85% = **76 kg/cm^2** . Tensión paralela a la fibra (resultado de laboratorio por mi cuenta) = 150 kg/cm^2 , al 85% = **127.5 kg/cm^2**

19. CÁLCULO DE SECCIONES DE MADERA DE PINO COLORADO, **AREA TRIBUTÁRIA I**

1. AT_I , Ecompresión = $1281 \text{ kg} \Rightarrow 1281 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 16.86 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 2.61 \text{ pl}^2 = \mathbf{3'' \times 1''}$ (medida por encargo)
2. AT_I , Etensión = $716 \text{ kg} \Rightarrow 716 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 5.62 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 0.87 \text{ pl}^2 = \mathbf{1'' \times 1''}$
3. AT_I , Ecompresión = $708 \text{ kg} \Rightarrow 708 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 9.32 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 1.44 \text{ pl}^2 = \mathbf{1\frac{1}{2}'' \times 1''}$
4. AT_I , Etensión = $79 \text{ kg} \Rightarrow 79 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 0.62 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 0.10 \text{ pl}^2 = \mathbf{\frac{1}{2}'' \times \frac{1}{2}''}$
5. AT_I , Etensión = $956 \text{ kg} \Rightarrow 956 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 7.50 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 1.16 \text{ pl}^2 = \mathbf{1\frac{1}{2}'' \times 1''}$

20. CÁLCULO DE SECCIONES DE MADERA DE PINO COLORADO, **AREA TRIBUTÁRIA II**

1. AT_{II} , Ecompresión = $2515 \text{ kg} \Rightarrow 2515 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 33.10 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 5.13 \text{ pl}^2 = \mathbf{5'' \times 1''}$ (medida por encargo)
2. AT_{II} , Etensión = $1406 \text{ kg} \Rightarrow 1406 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 11.03 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 1.71 \text{ pl}^2 = \mathbf{2'' \times 1''}$
3. AT_{II} , Ecompresión = $1390 \text{ kg} \Rightarrow 1390 \text{ kg} \div 76 \text{ kg/cm}^2 = 18.30 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 2.84 \text{ pl}^2 = \mathbf{3'' \times 1''}$
4. AT_{II} , Etensión = $155 \text{ kg} \Rightarrow 155 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 1.22 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 0.20 \text{ pl}^2 = \mathbf{\frac{1}{2}'' \times \frac{1}{2}''}$
5. AT_{II} , Etensión = $1870 \text{ kg} \Rightarrow 1870 \text{ kg} \div 127.5 \text{ kg/cm}^2 = 14.67 \text{ cm}^2 \times (1\text{pl}/2.54\text{cm})^2 = 2.27 \text{ pl}^2 = \mathbf{3'' \times 1''}$

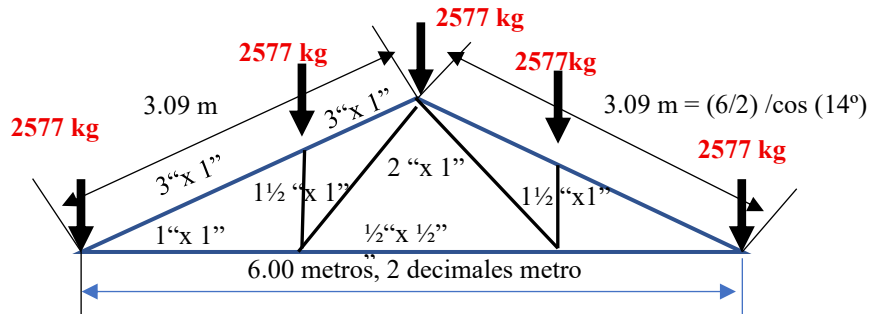
21. CANTIDAD DE NÚMERO DE PERNOS DE ANCLAJE, con acero grado 30 = $30,000 \text{ psi} = 30,000 \text{ lb/pl}^2$

Se utilizarán pernos de media pulgada de diámetro $\Rightarrow \frac{\pi}{4} 0.5^2 = 0.196 \text{ pl}^2$

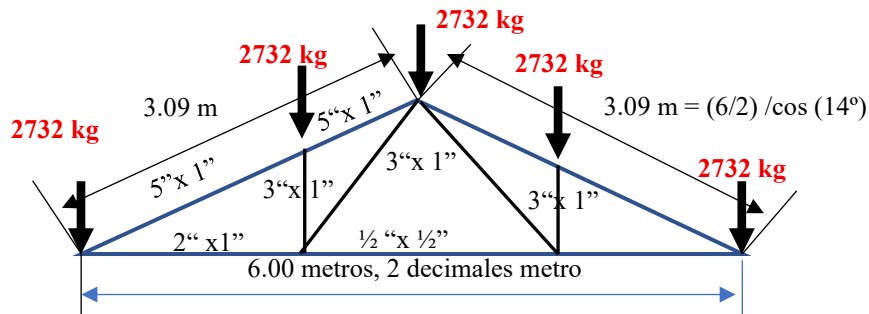
2. $AT_I \Rightarrow 2515 \text{ kg (esf. Mayor)} \times (2.2 \text{ lb/kg}) = 5533.0 \text{ lb} \div 30,000 \text{ lb/pl}^2 = 0.184 \text{ pl}^2 \times 2$ (factor de seguridad) = 0.37 pl^2 . No. Pernos = $0.37/0.196 = 1.88 = \mathbf{2 \text{ pernos por unión.}}$ (hacer detalle en plano)

22. CÁLCULO DE ARMADURA CON COSTANERA: **3" x 1 ¼ "calibre 18 = 4302 libra en compresión tensión y es la costanera mínima, por lo que no se revisa el cálculo al observar los resultados en madera, donde la armadura en madera pesa más que fabricada con costanera, por pequeña diferencia en este caso. 0.86 pl² soldadura por unión.**

23. DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO **AT_I**



24. DISEÑO DE ARMADURA DE TECHO **AT_{II}**



Concreto

HISTORIA, INTRODUCCIÓN:

Griegos, romanos y civilizaciones antiguas utilizan cemento. (cemento *romano*) Se utilizan componentes volcánicos como puzolanas (cementos *puzolánicos*) Nace en el siglo XIX el uso del concreto.

Concreto es un material semejante a la piedra, que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de *cemento, arena y grava ú otro agregado mas agua*. Mezcla que se endurece en formaletas ó cimbras con formas y dimensiones definidas. Lo anterior es por el estado plástico de la masa recién preparada, lo que hace de este material ideal para colocar en un molde cualquiera.

VENTAJAS:

Fácil molde habilidad,
Resistente al fuego y al agua.

DESVENTAJAS:

Elemento estructural pesado
Fraguado es la etapa mas crítica (mal fraguado, mal concreto)

En nuestro medio es un material constructivo de uso bastante difundido.

CEMENTO PORTLAND

Un material cementante es aquel que tiene las propiedades de adhesión y cohesión necesarias para unir agregados inertes y confirmar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuadas.

El concreto utiliza cemento hidráulico, que requiere la adición de agua para completar su proceso de fraguado o hidratación; de los cementos hidráulicos el Pórtland es el mas común.

El cemento Portland es un material grisáceo finamente pulverizado, conformado fundamentalmente por silicatos de calcio y aluminio. El material se mezcla y se funde en un horno hasta obtener el clinker, que se enfría, se muele para lograr la finura requerida.

Los concretos hechos de cemento Pórtland generalmente requieren de dos semanas para alcanzar la resistencia suficiente para retirar las formaletas o cimbras y llegar a la resistencia de diseño después de los 28 días.

CEMENTO PÓRTLAND

Fabricación

El cemento Pórtland está hecho de materiales cristalinos en polvo muy fino compuesto principalmente de silicatos de calcio y aluminio. La adición de agua a estos minerales produce una pasta, la cual, una vez endurecida alcanza una alta resistencia. Su gravedad específica varía entre 3.12 y 3.16 y pesa $94lb / ft^3$, el cual es el peso unitario de un saco o bolsa cemento comercial.

Los materiales en bruto que hacen el cemento son:

1. Cal (CaO) -de la piedra caliza
2. Sílice (SiO_2) -de la arcilla
3. Alúmina (Al_2O_3) -de la arcilla

(con muy pocos porcentajes de magnesio: MgO y algunas veces algún álcali). En ocasiones se adiciona a la mezcla óxido de hierro para ayudar a controlar su composición.

Resistencia

La resistencia del cemento es el resultado de un proceso de hidratación. Este proceso químico resulta en recristalización en la forma de cristales entrelazados que producen el cemento en vía de hidratación (gel-cemento), el cual tiene una elevada resistencia a la compresión cuando se endurece. La tabla 1 muestra la contribución relativa de cada componente del cemento en el aumento de la resistencia. La resistencia del cemento Pórtland en un principio es más alta con porcentajes elevados de C_3S . Si el cuadro húmedo es continuo, los niveles de resistencia posteriores serán mayores, con elevados porcentajes de C_2S . El C_3A contribuye al desarrollo de la resistencia durante el primer día después de colocado el concreto debido a que es lo más próximo a hidratarse.

Tabla 1 **Propiedades de los cementos**

Componente	Nivel de reacción	Calor liberado	Valor último del cemento
Silicato tricálcico, C_3S	Medio	Medio	Bueno
Silicato dicálcico, C_2S	Bajo	Pequeño	Bueno
Aluminato tricálcico C_3A	Rápido	Grande	Pobre
Alumino ferrato tetracálcico, C_4AF	Lento	Pequeño	Pobre

Cuando el cemento Pórtland se combina con agua durante el fraguado y endurecimiento, se libera cal de alguno de los compuestos. La cantidad de cal liberada es aproximadamente del 20% del peso del cemento. Bajo condiciones desfavorables, esto puede causar la disgregación de una estructura por causa de la acción disolvente de la cal con el cemento. Tal situación deberá prevenirse adicionando al cemento mineral de silicio tal como puzolana. El material adicionado reacciona con la cal en presencia de humedad para producir un silicato de calcio fuerte.

Porcentaje promedio de la composición

Debido a que existen diferentes tipos de cemento para distintas necesidades, es necesario estudiar la variación del porcentaje en la composición química de cada tipo a fin de interpretar las razones de la variación en el comportamiento. La tabla 2, estudiada con la tabla 1, da razones concisas en las diferencias de reacción para cada tipo de cemento cuando ésta está en contacto con el agua.

Tipo de cemento	Componente (%)							Características Generales
	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaSO_4$	CaO	MgO	
Normal: I	49	25	12	8	2.9	0.8	2.4	Cemento para todo uso
Modificado: II	46	29	6	12	2.8	0.6	3.0	Liberación de calor baja utilizada en grandes estructuras
Alta resistencia a temprana edad: III	56	15	12	8	3.9	1.4	2.6	Alta resistencia en 3 días
Bajo calor: IV	30	46	5	13	2.9	0.3	2.7	Utilizado en presas de concreto
Resistentes a sulfatos: V	43	36	4	12	2.7	0.4	1.6	Utilizado en alcantarillas y estructuras expuestas a sulfatos

AGUA EN EL CONCRETO

El agua en la mezcla tiene dos funciones:

1. *Hacer que el concreto sea lo suficientemente trabajable para ser colocado y compactado;*
2. *Combinación química con el cemento para producir un material duro y resistente.*

Si embargo, para la reacción química únicamente se requiere de un 50% del contenido de agua, pues el resto se evapora gradualmente a medida que el concreto endurece, dejando cavidades y vacíos. Los vacíos debilitan al concreto, pues cuanto mas agua tiene la mezcla más débil es el concreto; además de ser mas débil al intemperismo, especialmente las heladas que pueden romper una mezcla fresca.

Se debe controlar el agregar una cantidad uniforme de agua para lograr un concreto uniforme; el mayor problema es la variación de humedad en los agregados, especialmente en la arena, donde el contenido promedio de agua en una pila es de 6 a 7 % Arena muy húmeda (después de llover) con humedad de 12 al 15% Arena seca con 2% de contenido de agua.

AGREGADOS EN CONCRETO

Aspectos a cubrir:

*Limpieza,
Granulometría
Humedad
Inspección de entregas
Almacenamiento*

LIMPIEZA:

Libre de arcilla y lodo, polvo de piedra no es nocivo para el concreto, aunque si las variaciones fuertes de polvo de piedra entre una y otra entrega de agregado si puede afectar. Se altera granulometría, por ejemplo. Precaución con utilizar bancos de material expuestos a la lluvia, los finos se llegan a concentrar en las partes bajas de la pila. Segregado del agregado.

GRANULOMETRÍA:

Se tiene agregado fino o grueso si es menor o no al tamiz No. 4 Evitar segregar el agregado (partículas pequeñas se separan de las grandes y se acumulan en la parte baja del banco de material) –ver lo anterior-

HUMEDAD:

Idealmente debe ser constante para lograr un concreto uniforme. Se recomienda utilizar el agregado 16 horas después de almacenado para escurrimiento de exceso de agua. Por lo mismo no es aconsejable utilizar la parte baja de la pila de agregado; concentración de agua.

INSPECCIÓN:

Hay que evaluar en un agregado:

Contenido de terrones de arcilla,

Contenido de recubrimientos de arcilla y/o limo vegetal,

Granulometría,

Formas de la partícula.

ALMACENAMIENTO:

No sirve de mucho un buen agregado mal almacenado, ensuciado en obra. Apilar agregados en terreno duro y seco (torta de concreto pobre que facilite lavado) de preferencia con desnivel para facilitar escurrimiento de exceso de agua. Pilas de agregado no son basureros.

CURADO DE CONCRETO (ACI 308)

Consiste en mantener un contenido satisfactorio de humedad y temperatura en el concreto recién colado para lograr propiedades deseadas.

Congelación no es peligrosa cuando el concreto alcanza 35 kg/cm^2 de resistencia a compresión ($f'c$)

HUMEDAD:

Agua de mezclado en el momento del colado es mas de la que debe retenerse en el curado.

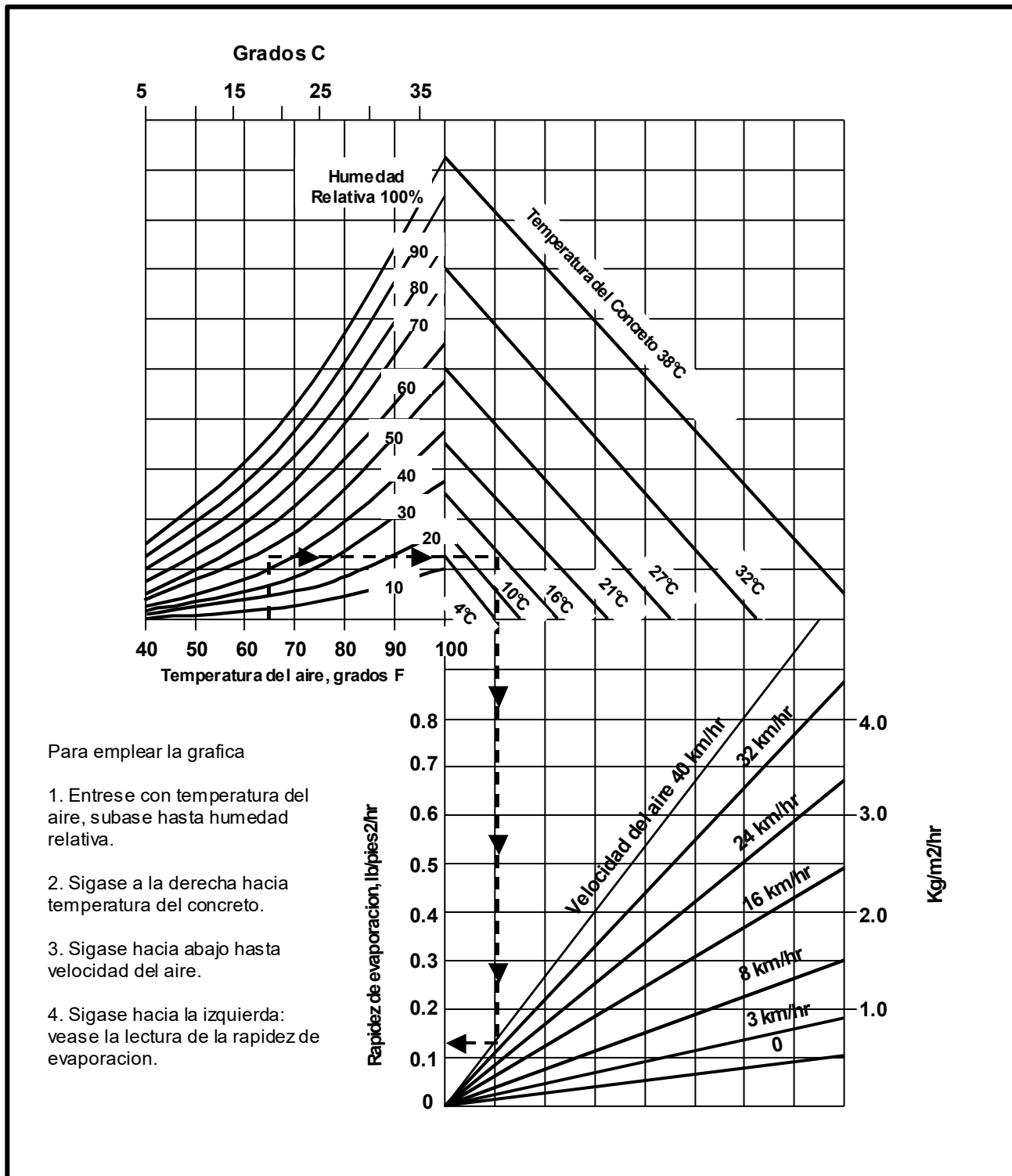
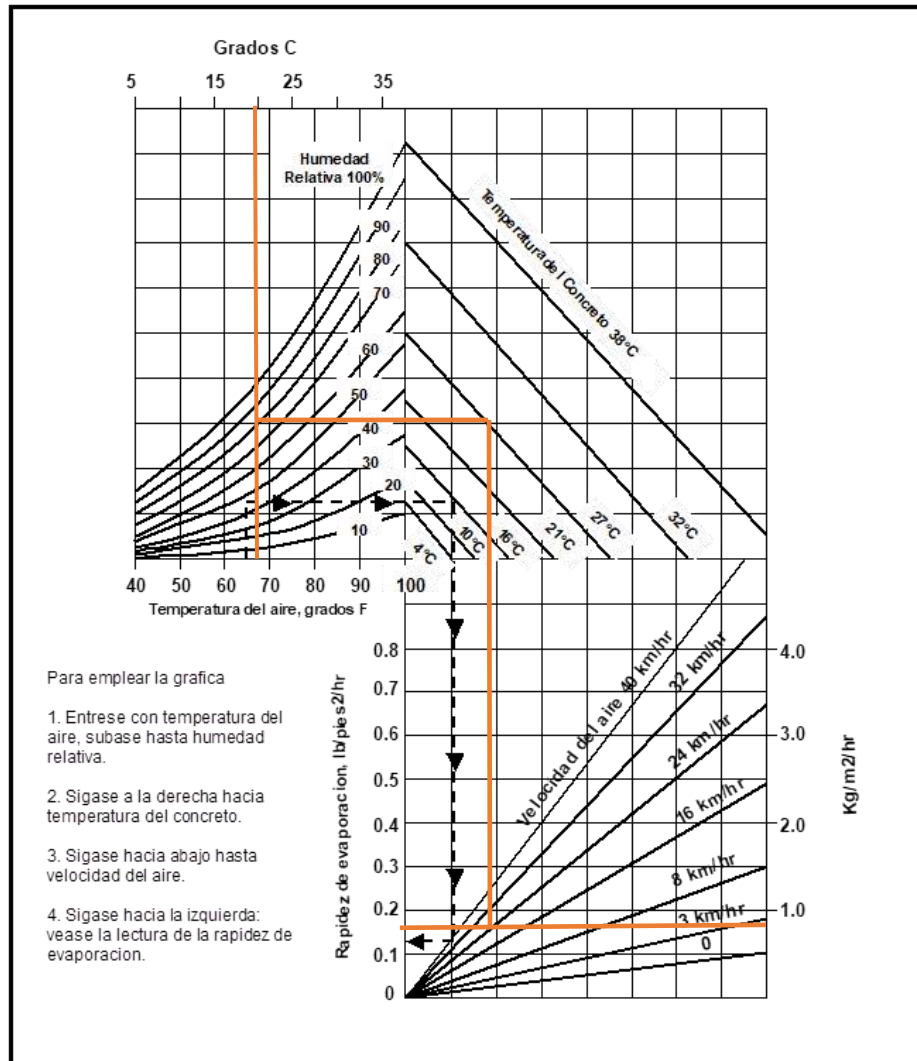


Fig.1. Efecto de las temperaturas del concreto y del aire, de la humedad relativa y de la velocidad del aire, sobre la rapidez de evaporación de la humedad de la superficie del concreto. Esta figura proporciona un método gráfico para estimar la pérdida de humedad de la superficie, en diversas condiciones atmosféricas.

Para emplear la gráfica deben seguirse los cuatro pasos señalados. Si la rapidez de evaporación se aproxima a $1.0 \text{ kg/m}^2/\text{hr}$ será necesario tomar precauciones contra el agrietamiento por contracción plástica.

Ejemplo 1: Se van a fundir $50,000 \text{ m}^2$ de losas en un lugar del altiplano de Guatemala, cuyo pronóstico de clima es: Temperatura ambiente de 20°C , una humedad relativa del 80% y se esperan vientos de 24 km/hr . El concreto fresco en ensayos de laboratorio muestra una temperatura de 27°C . ¿Cómo programar los camiones cisterna de 5000 lts (1300 galones) para un día de curado de estas losas? El agua se debe llevar por este medio.

a. Con el gráfico anterior se resuelve: $0.8 \text{ kg/m}^2/\text{hr}$



b. Entonces: $0.8 \text{ kg/m}^2/\text{hr} \times 50000 \text{ m}^2 \text{ LOSAS} = 40,000 \text{ kg agua/hora}$

c. Si un día = 24 horas: $40,000 \text{ kg agua/hora} \times 24 \text{ hora/día} = 960,000 \text{ kg agua}$

d. Densidad del agua = $1000 \text{ kg/m}^3 \rightarrow 960,000 \text{ kg agua}/1000 \text{ kg/m}^3 = 960 \text{ m}^3$ de agua, si $1000 \text{ lts} = 1 \text{ m}^3 \rightarrow 960,000 \text{ lts de agua}$.

e. Ahora = $3.78 \text{ lts} = 1 \text{ galón}, \rightarrow 960,000 \text{ lts de agua}/3.78 \text{ lts/gal} = 253,970 \text{ galones}$

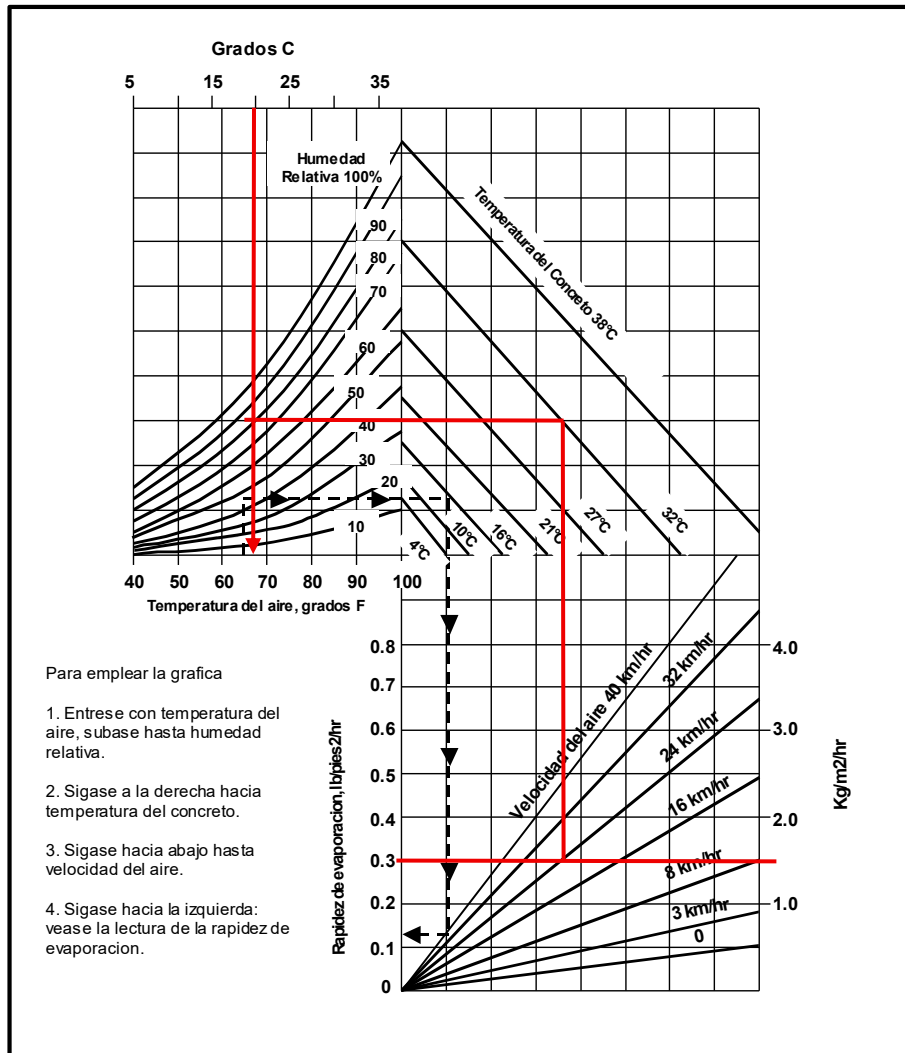
f. Camión cisterna de 1300 galones $\rightarrow$ 253,970 galones/ 1300gal/camión = **196 camión cisterna.**

g. 196 camión/24 hora = **8.17 camión/hora** $\rightarrow$ 8.17camión/hora / 60minutos/hora = 0.1362 camión/minuto = 1/0.1362 minutos/camión = 7.3439 minutos/camión = (7 minutos + 20 segundos) / camión.

Conclusión: Se necesita un camión de 1300 galones o 5000 litros cada siete minutos, para una hora de trabajo de riego de agua sobre las losas hay que disponer de al menos 8 camiones.

Ejemplo 2: Se van a fundir 50,000 m² de losas en un lugar del altiplano de Guatemala, cuyo pronóstico de clima es: Temperatura ambiente de 27°C, una humedad relativa del 80% y se esperan vientos de 24 km/hr. El concreto fresco en ensayos de laboratorio muestra una temperatura de 27°C. ¿Cómo programar los camiones cisterna de 5000 lts (1300 galones) para un día de curado de estas losas? El agua se debe llevar por este medio.

a. Con el gráfico anterior se resuelve: **1.5 kg/m²/hr**



a. Entonces: **1.5 kg/m²/hr x 50000m² LOSAS = 75,000 kg agua/hora**

- b. Si un día = 24 horas: $75,000 \text{ kg agua/hora} * 24 \text{ hora/día} = 1,800,000 \text{ kg agua}$
- c. Densidad del agua = $1000 \text{ kg/m}^3 \rightarrow 1,800,000 \text{ kg agua} / 1000 \text{ kg/m}^3 = 1800 \text{ m}^3$ de agua, si $1000 \text{ lts} = 1 \text{ m}^3 \rightarrow 1,800,000 \text{ lts de agua}$.
- d. Ahora = $3.78 \text{ lts} = 1 \text{ galón} \rightarrow 1,800,000 \text{ lts de agua} / 3.78 \text{ lts/gal} = 476,191 \text{ galones}$
- e. Camión cisterna de 1300 galones $\rightarrow 253,970 \text{ galones} / 1300 \text{ gal/camión} =$
367 camión cisterna.
- f. $367 \text{ camión} / 24 \text{ hora} = 15.30 \text{ camión/hora} \rightarrow 15.30 \text{ camión/hora} / 60$
 $\text{minutos/hora} = 0.2549 \text{ camión/minuto} = 1 / 0.2549 \text{ minutos/camión} = 3.9237$
 $\text{minutos/camión} = (3 \text{ minutos} + 55 \text{ segundos}) / \text{camión}.$

Conclusión: Se necesita un camión de 1300 galones o 5000 litros cada cuatro minutos, para una hora de trabajo de riego de agua sobre las losas hay que disponer de al menos 15 camiones.

Si se desea espaciar el tiempo de los camiones, si se piensa en cisternas medianas de 20,000 litros, entonces se necesita de $(20,000 / 5,000) \times 4 \text{ min} = 16 \text{ minutos}$ para un camión de 20,000 litros. De 15 camiones de 5000 litros a $15 \times (5,000 / 20,000) = 3.75 \approx 4$ camiones de 20,000 litros por hora.

Nota de campo:

¿Algún criterio para seleccionar el volumen de los camiones cisterna de trabajo en riego? Tome en cuenta lo siguiente:

- a. Evalúe el ingreso a la obra, si permite camiones pequeños, o de todo tamaño.
- b. Considere la pendiente de la ruta de los camiones, para que sean los adecuados. Motores pequeños en grandes cuestas demasiado lentos, motores demasiado potentes en regiones planas, más costo de combustible en motores de mayores capacidades.
- c. Área de parqueo de espera, ¿Cuántos camiones pueden estar en el área de espera sin bloquearse unos a otros
- d. Considere el costo de combustible, operario o chofer de cada camión. Con camiones de 5000 litros implica el pago del combustible, lubricantes y pilotos de 15 camiones, mientras que con camiones cisterna de 20,000 litros es el pago de 4 camiones. Lo anterior es por hora. Aunque un camión de mayor volumen es más caro u oneroso por hora, su mayor capacidad compensa en costos de operación ante un número mayor de pequeños camiones cisterna. Es de evaluar.
- e. Evalúe el tamaño o cilindrada de los camiones cisterna disponibles, generalmente la diferencia de uno tamaños cercanos no es considerable, entonces entre menos camiones menos costo.
- f. El pago de maquinaria de construcción generalmente es por hora, lo utilice o no. Es por el tiempo que lo tienen en su poder o disposición.



CONTENIDO SATISFACTORIO DE HUMEDAD, una humedad relativa del 80%

La cantidad de agua de mezclado en el concreto en el momento del colado es normalmente más de la que debe retenerse para el cuadro. Sin embargo, la pérdida excesiva de agua por evaporación puede reducir la cantidad de agua retenida a un nivel inferior al necesario para el desarrollo de las propiedades deseadas. Los efectos potenciales perjudiciales de la evaporación deben evitarse, ya sea mediante la aplicación de agua o evitando la evaporación excesiva. En la figura anterior se muestran los efectos de la temperatura del aire, de la temperatura del concreto, de la humedad relativa y de la velocidad del viento sobre la rapidez de evaporación en la superficie. Cuando estos factores se combinan de manera que se prevé una rapidez de evaporación superior a $1.0 \text{ kg} / \text{m}^2 / \text{hr}$, deben darse los pasos necesarios para evitar la evaporación excesiva en la superficie del concreto no endurecido. El hecho de no evitar esta evaporación excesiva frecuentemente causa grietas por contracción plástica y pérdida de resistencia del material más cercano a la superficie.

TEMPERATURA FAVORABLE.

La rapidez e hidratación del cemento varía según la temperatura; siendo más lenta a bajas temperaturas, hasta de -10°C , y más rápidas a temperaturas más elevadas, hasta de un poco menos de 100°C . Las temperaturas del concreto inferior a los 10°C son desfavorables para el desarrollo de la resistencia temprana. A temperaturas inferiores a los 50°C el desarrollo de resistencia temprana se retarda mucho, y a 0°C se desarrolla muy poca resistencia. En lo que se refiere a resistencia final, existen evidencias de que curar durante menos tiempo a temperaturas más elevadas no es tan beneficioso como curar durante más tiempo a temperaturas inferiores (véase la figura siguiente). Curar en autoclave a temperaturas superiores a los 163°C acelera sobremanera la hidratación y puede producir, en unas cuantas horas, resistencias iguales a las obtenidas a los 28 días de curado a 21°C . No obstante, el curado en autoclave es un caso especial, ya que a temperaturas y presiones tan elevadas se producen reacciones químicas que originan productos que no se forman a temperaturas inferiores. En la ASTM C684 se proporcionan métodos de curado acelerado de muestras de concreto para pruebas de compresión.

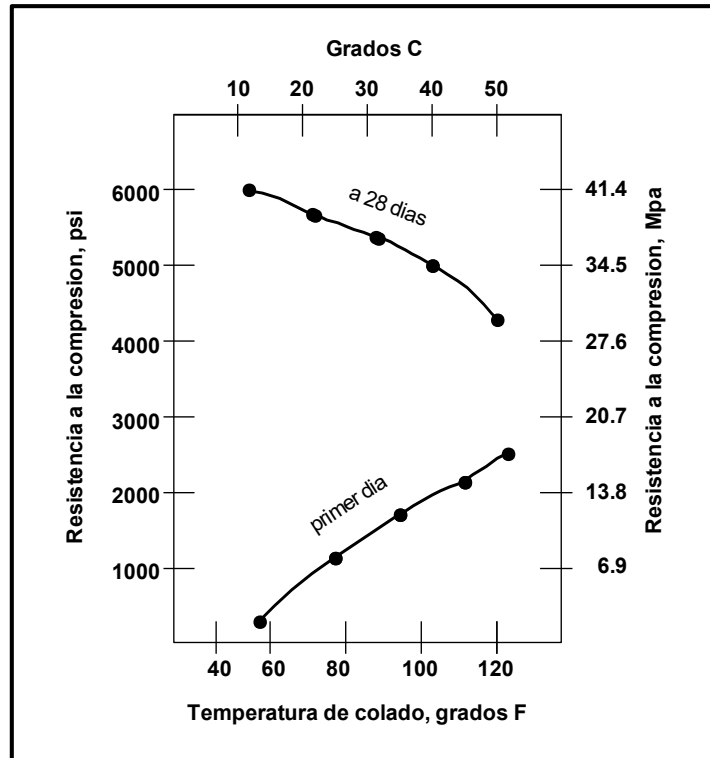


Fig. 2 La resistencia a un día se incrementa con el aumento de la temperatura de curado, pero la resistencia a 28 días se reduce con el aumento de la temperatura de curado. Referencia: "Structures and Physical Properties of Cement Pastes" (Verbeck and Helmuth, Actas, Quinto Simposio Internacional sobre la química del Cemento, 1968, Vol. III, Pág. 9)

La temperatura del concreto recién colado se ve afectada por diversos factores, tales como la temperatura ambiente, la absorción del calor del sol, la liberación del calor por hidratación del cemento, así como la temperatura inicial de los materiales. La evaporación del agua de mezclado o de curado en la superficie del concreto puede producir un efecto importante de enfriamiento, que es beneficioso siempre que la evaporación no sea tan importante como para causar baja resistencia final o agrietamiento por contracción plástica o por enfriamiento excesivo de la superficie.

Es preferible evitar temperaturas de cuando mucho más elevadas que la temperatura promedio del concreto prevista durante su período de servicio, y mantener una temperatura razonablemente uniforme a través de toda la masa del concreto.

Contenidos de aire recomendados para el concreto resistente a la congelación.

Tamaño máximo nominal del agregado		Contenido promedio de aire, por ciento*	
		Exposición Severa+	Exposición Moderada ++
9.5	(3/8)	7.5	6
12.5	(1/2)	7	5.5
19	(3/4)	6	5
38	(1 1/2)	5.5	4.5
75	(3**)	4.5	3.5
150	(6**)	4	3

* Una tolerancia razonable para el contenido de aire en obra es de $\pm 1.5\%$

+ Exposición exterior en un clima frío en que el concreto puede estar en contacto casi continuo con la humedad, antes del congelamiento, o en el caso en que se usen sales descongelantes. Algunos ejemplos son pavimentos, cubiertos de puentes, banquetas y depósitos de agua.

++ Exposición exterior en un clima frío en que el concreto estará ocasionalmente expuesto a la humedad antes del congelamiento y un se usarán sales descongelantes. Algunos ejemplos son muros exteriores, vigas y losas que no están en contacto directo con el suelo.

** Estos contenidos de aire se aplican a toda mezcla, los mismo que para los tamaños de agregado anteriores. Sin embargo, cuando se prueban estos concretos los agregados mayores a 38 mm, (1 ½ pulg.) se retiran, ya sea a mano o por medio de harneado y el contenido del aire se determina en la fracción de la mezcla menor de 38 mm (1 ½ pulg.) (La tolerancia en obra se adapta a este valor). De esta forma se calcula el contenido de aire de toda la mezcla.

Existe un conflicto de opiniones acerca de si se puede permitir contenidos de aire menores que los indicados en la tabla para concreto de alta resistencia aproximadamente más de $385 \text{ kg} / \text{cm}^2$ (37 Mpa). Este comité opina que en los casos en que exista información previa y/o a favor de combinaciones particulares de materiales de prácticas constructivas y de exposición, los contenidos de aire pueden reducirse en aproximadamente 1% (En el caso de agregados con tamaño máximo mayor que 38 mm (1 ½ pulg.) esta reducción se puede efectuar a la fracción de la mezcla menor a 38 mm (1 ½ pulg.)

Tabla 2.1 Efecto de sustancia químicas comunes en el concreto

Velocidad de ataque a temperatura ambiente	Acidos inorgánicos	Acidos orgánicos	Soluciones alcalinas	Soluciones Salinas	Varios
Rápida	Clorhídrico Fluorhídrico Nítrico Sulfúrico	Acético Fórmico Láctico	-----	Cloruro de aluminio	-----
Moderada	Fosfórico	Tánico	Hidróxido de sodio 20%	Nitrato de amonio Sulfato de amonio Sulfato de sodio Sulfato de magnesio Sulfato de calcio	Bromo (gas) Sulfito líquido
Lenta	Carbónico	-----	Hidróxido de sodio 10-20% Hipoclorito de sodio	Cloruro de Amonio Cloruro de Magnesio Cianuro de sodio	Cloro (gas) Agua de mar Agua dulce
Despreciable	-----	Oxálico Tartárico	Hidróxido de sodio 10%* Hipoclorito de sodio Hidróxido de amoníaco	Cloruro de amonio Cloruro de Sodio Nitrato de Zinc Cromato de sodio	Amoniaco Líquido

* Evítase el uso de agregados silíceos ya que son atacados por soluciones concentradas de hidróxido de sodio.

ADITIVOS EN CONCRETO

Productos químicos que se añaden a una porción de concreto durante el mezclado para modificar sus propiedades.

Una mezcla diseñada apropiadamente no requiere de aditivos.

ADITIVOS EN CONCRETO FRESCO:

Mejor cohesión,
Reducir segregación,
Reducir sangrado (*escurrimiento*),
Retardar fraguado,
Acelerar fraguado.

ADITIVOS EN CONCRETO ENDURECIDO:

Aumentar resistencia a heladas,
Aumentar velocidad de resistencia temprana,
Aumentar resistencia, reducir permeabilidad.

TRABAJO: hacer investigación sobre aditivos para concreto, FECHA:

1. *El efecto de los aditivos no está en relación directamente proporcional a la cantidad agregada.*⁵

2. PLASTIFICANTES: conducen a una mejor trabajabilidad del hormigón.

3. FLUIDIFICANTES: aumentan la medida de extensión del hormigón hasta valores que alcanzan los 60 cm. En el caso de hormigones transportados los aditivos se agregan recién antes de la entrega del hormigón en la obra.

4. INCORPORADORES DE AIRE: favorecen la formación de poros artificiales en el seno del hormigón. De esta manera es posible aumentar la capacidad del hormigón a resistir heladas y sales para el deshielo.

5. IMPERMEABILIZANTES: disminuyen la absorción de agua o bien la penetración de la misma es muy limitada. Hormigón elaborado y vibrado correctamente en general no podrá ser mejorado con la incorporación de aditivos impermeabilizantes.

6. RETARDANTES: de fraguado retardan el proceso del curado del hormigón fresco. El uso de estos aditivos hace necesario un control de aptitud especialmente cuidadosa.

7. ACELERANTES: de fraguado fomentan el endurecimiento o fraguado del hormigón. La resistencia inicial será mas elevada. La resistencia después de los 28 días y aún mas tarde podrá ser menor.

8. MEDIOS AUXILIARES DE INYECCIÓN: son utilizados para el mortero de inyección en caso de elementos pretensados. Su eficacia depende de la temperatura y la composición del hormigón.

9. ESTABILIZADORES: reducen el afloramiento de la lechada del cemento e impiden entre otros efectos la disgregación del hormigón con bajo porcentaje de mortero.

DISEÑO DE MEZCLAS: ACI 211

MÓDULO DE FINURA (MF) de la arena, se obtiene por la suma de % acumulados retenidos entre los tamices #4 a #100, dividido entre 100.

CLASIFICACIÓN DE LA ARENA POR MÓDULO DE FINURA (MF)

Gruesa	2.9 a 3.2
Media	2.2 a 2.9
Fina	1.5 a 2.2

⁵ fundamentos sobre la compactación del hormigón. Publicación WACKER. Capítulo 2

Muy fina	Menos de 1.5
----------	--------------

Normalmente para concreto se utiliza arena con “MF” entre 2.2 y 3.2, prefiriéndose arena media

Ejemplo de módulo de finura $MF = 315.2/100 = 3.15 \sim 3.2$

Tamiz # (mm)	Peso retenido (gramos)	% retenido separado	% retenido acumulado
4 (4.760)	50.0	9.4	9.4
8 (2.380)	114.4	21.6	31.0
10 (1.190)	135.5	25.6	56.6
30 (0.590)	36.0	6.8	63.4
50 (0.297)	23.0	4.3	67.7
100 (0.149)	103.5	19.5	87.2
Fondo	67.5	12.7	99.9
sumatoria	530.0		315.1

Ahora si se quiere hacer un análisis de posibilidades sobre los datos de la información anterior, para proyectar un Módulo de Finura Mínimo y Máximo, para este tipo de granulometría especial para arenas como agregados en concretos, un criterio es organizar el “peso retenido” de manera ascendente y descontente. Información importante en la toma de muestras de un banco de arena para determinar el módulo de finura.

Ordenando el peso retenido descendente se obtiene el Módulo de Finura Mínimo y de manera ascendente el Módulo de Finura Máximo. Si algún auxiliar de laboratorio o alguien más indica un valor afuera de este rango de máximo y mínimo, es de volver a revisar con cuidado la información estadística.

PESOS RETENIDO ASCENDENTE			
Tamiz # (mm)	Peso retenido (gramos)	% retenido separado	% retenido acumulado
4 (4.760)	23	4,3	4,3
8 (2.380)	36	6,8	11,1
10 (1.190)	50	9,4	20,6
30 (0.590)	67,5	12,7	33,3
50 (0.297)	103,5	19,5	52,8
100 (0.149)	114,4	21,6	74,4
Fondo	135,5	25,6	100,0
sumatoria	529,9	Σ%RA	196,6
MÓDULO DE FINURA MINIMO			2,0

PESOS RETENIDO DESCENDENTE			
Tamiz # (mm)	Peso retenido (gramos)	% retenido separado	% retenido acumulado
4 (4.760)	135,5	25,6	25,6
8 (2.380)	114,4	21,6	47,2
10 (1.190)	103,5	19,5	66,7
30 (0.590)	67,5	12,7	79,4
50 (0.297)	50	9,4	88,9
100 (0.149)	36	6,8	95,7
Fondo	23	4,3	100,0
sumatoria	529,9	Σ%RA	403,4
MÓDULO DE FINURA MÁXIMO			4,0

Ejemplo 2 de módulo de finura MF

DE MUESTREO			
Tamiz # (mm)	Peso retenido (gramos)	% retenido separado	% retenido acumulado
4 (4.760)	18,8	4,5	4,5
8 (2.380)	31,7	7,7	12,2
10 (1.190)	50,4	12,2	24,4
30 (0.590)	36,4	8,8	33,2
50 (0.297)	98,5	23,8	57,0
100 (0.149)	144,7	35,0	92,0
Fondo	33,3	8,0	100,0
sumatoria	413,8	Σ%RA	223,2
MÓDULO DE FINURA			2,2

PESOS RETENIDO ASCENDENTE			
Tamiz # (mm)	Peso retenido (gramos)	% retenido separado	% retenido acumulado
4 (4.760)	18,8	4,5	4,5
8 (2.380)	31,7	7,7	12,2
10 (1.190)	33,3	8,0	20,3
30 (0.590)	36,4	8,8	29,0
50 (0.297)	50,4	12,2	41,2
100 (0.149)	98,5	23,8	65,0
Fondo	144,7	35,0	100,0
sumatoria	413,8	Σ%RA	172,3
MÓDULO DE FINURA MINIMO			1,7

PESOS RETENIDO DESCENDENTE			
Tamiz # (mm)	Peso retenido (gramos)	% retenido separado	% retenido acumulado
4 (4.760)	144,7	35,0	35,0
8 (2.380)	98,5	23,8	58,8
10 (1.190)	50,4	12,2	71,0
30 (0.590)	36,4	8,8	79,7
50 (0.297)	33,3	8,0	87,8
100 (0.149)	31,7	7,7	95,5
Fondo	18,8	4,5	100,0
<i>sumatoria</i>	<i>413,8</i>	<i>Σ%RA</i>	<i>427,7</i>
MÓDULO DE FINURA MAXIMO			4,3

Dosificación de mezcla

La estimación de los pesos de las mezclas de concreto requeridos implica una secuencia de pasos lógicos y directos que, de hecho, ajustan las características de los materiales disponibles a una mezcla adecuada para el trabajo. El aspecto de la adaptabilidad no siempre permite al individuo seleccionar las proporciones. Las especificaciones de la obra pueden dictar todas o algunas de las siguientes recomendaciones:

Relación máxima agua/cemento

- Contenido mínimo de cemento
- Contenido de aire.
- Revenimiento.
- Tamaño máximo de agregado.
- Resistencia.
- Otros requisitos relacionados con aspectos tales como sobre diseño de resistencia, aditivos y tipos especiales de cemento o agregado.

Independientemente de que las características del concreto estén prescritas en las especificaciones o de que se deje la dosificación a criterio de la persona que la va hacer, la determinación de los pesos de las mezclas por metro cúbico de concreto se lleva a cabo más satisfactoriamente de acuerdo con la siguiente secuencia:

5.3.1 PRIMER PASO. ELECCIÓN DEL REVENIMIENTO. Cuando no se especifica el revenimiento, puede seleccionarse un valor apropiado para la obra de los que aparecen en la tabla 5.3.1. Las variaciones de revenimiento que se muestran son aplicables cuando se emplea el vibrado para compactar el concreto. Deben emplearse mezclas de la consistencia más densa, que pueden colarse con buen rendimiento.

Tabla 5.3.1 Revenimientos recomendados para diversos tipos de construcción

Tipo de construcción	Revenimiento, cm	
	Máximo*	Mínimo
Muros de cimentación y zapatas reforzadas	8	2
Zapatas, campanas y muros de subestructura sencillos	8	2
Vigas y muros reforzados	10	2
Columnas para edificios	10	2
Pavimento y losas	8	2
Concreto masivo	5	2
* Pueden incrementarse en 2.5 cm cuando los métodos de compactación no sean mediante vibrado		

5.3.2 SEGUNDO PASO. ELECCIÓN DEL TAMAÑO MÁXIMO DE AGRAGADO. Los tamaños más grandes de agregados bien graduados tienen menos huecos que los tamaños más pequeños. Por esto, los concretos son agregados de tamaño mayores requieren menos mortero por volumen unitario de concreto. Por la regla general, el tamaño máximo de agregado debe ser el mayor disponible económicamente y guardar relación con las dimensiones de la estructura. **En ningún caso el tamaño debe exceder de 1/5 de la menor dimensión entre los costados de las cimbras, 1/3 del espesor de las losas, ni 3/4 del espacio libre mínimo entre varilla de refuerzo individuales, paquete de varillas, o torones de pretensado.** A veces, estas limitaciones se pasan por alto si la trabajabilidad y los métodos de compactación permiten que el concreto sea colado sin cavidades o huecos. Cuando se desea un concreto de alta resistencia, se pueden obtener mejores resultados con agregados de tamaño máximo reducido, ya que éstos producen resistencias superiores con una relación agua/cemento determinado.

5.3.3 TERCER PASO: CÁLCULO DEL AGUA DE MEZCLADO Y EL CONTENIDO DE AIRE. La cantidad de agua por volumen unitario de concreto requerida para producir determinado revenimiento, depende del tamaño máximo de la forma de la partícula y granulometría de los agregados, así como la cantidad de aire incluido. No le afecta significativamente el contenido de cemento. En la tabla 5.3.3 aparecen valores estimados del agua de mezclado requerida para concretos hechos con diversos tamaños máximos de agregado, con o sin aire incluido. Según sea la textura y forma del agregado, los requerimientos de agua de mezclado pueden estar ligeramente por encima o por debajo de los valores tabulados, pero son lo suficientemente precisos para el

primer cálculo. Estas diferencias en el requerimiento de agua no se reflejan necesariamente en la resistencia, ya que pueden estar implicados otros factores de compensación. Por ejemplo, de un agregado redondeado y otro angular, ambos gruesos, bien graduados y de buena calidad, se espera que puedan producir concretos de aproximadamente la misma resistencia a la compresión por el mismo factor de cemento, a pesar de la diferencia en la relación agua/cemento resultante de los diferentes requerimientos de agua de mezclado. La forma de la partícula no indica por sí misma que el agregado estará por encima o por debajo del promedio en cuanto a su capacidad para obtener resistencia.

En la parte superior de la tabla 5.3.3 se indica la cantidad aproximada de aire que pueden esperarse en concretos sin inclusión de aire, y en la parte inferior, el promedio de contenido de aire recomendado para concretos con inclusión de aire. Para el caso de que sea necesario o deseable incluir aire, se señalan tres niveles de contenido de aire para cada tamaño de agregados, los que dependen del propósito de la inclusión de aire y de la severidad de la exposición, si la inclusión de aire está en función de la durabilidad.

Tabla 5.3.3 Requisitos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos nominales de agregado.

Revenimiento, <i>cm</i>								
Agua, Kg / m^3 de concreto para los tamaños máximos nominales de agregado, <i>mm</i> .								
	10*	12.5*	20*	25*	40*	50±*	70±++	150±++
Concreto sin aire incluido								
de 3 a 5	205	200	185	180	160	155	145	125
de 8 a 10	225	215	200	195	175	170	160	140
de 15 a 18	240	230	210	205	185	180	170	-
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin inclusión de aire, expresado com un porcentaje.	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Concreto con aire incluido								
de 3 a 5	180	175	165	160	145	140	135	120
de 8 a 10	200	190	180	175	160	155	150	135
de 15 a 18	215	205	190	185	170	165	160	-
Promedio recomendado ** del contenido total de aire, porcentaje de acuerdo con el nivel de exposición:								
Exposición ligera	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5***±±	1.0***±±
Exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5***±±	3.0***±±
Exposición severa ++ ++	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5***±±	4.0***±±

* Estas cantidades de agua de mezclado se emplean para calcular factores de cemento en mezclas de prueba. Son cantidades máximas de agregados gruesos angulares, razonablemente bien formados y con granulometría dentro de los límites de especificaciones.

± Los valores de revenimiento para concreto con agregado mayor de 40 mm están basados en pruebas de revenimiento después de la remoción de las partículas mayores de 40 mm, mediante tamizado húmedo.

+ Estas cantidades de agua de mezclado se emplean para calcular factores de cemento para mezclas de prueba, cuando se utilizan de tamaño máximo nominal de 60 ó 150 mm. Son promedios para agregados gruesos razonablemente bien formados y con buena granulometría de grueso a fino.

** En varios documentos del ACI aparecen recomendaciones adicionales con respecto al contenido de aire y a las tolerancias necesarias de contenido de aire para control en el campo. Entre estos documentos están: ACI 201,345, 318, 301, y 302. La norma ASTM C94 para concretos premezclados también proporciona los límites de contenido de aire. Los requerimientos que aparecen en otros documentos no siempre pueden concordar exactamente, por lo que al proporcionar concreto debe prestarse atención a la selección de un contenido de aire que se ajuste a las necesidades de la obra, así como a las especificaciones aplicables.

*** Para concretos que contienen agregados grandes que serán tamizados en húmedo a través de una malla de 1 ½ pulgadas antes de someterse a la prueba de contenido de aire, el porcentaje de aire esperado en el material de tamaño inferior a 40 mm debe ser como el tabulado en la columna de 40mm. Sin embargo, los cálculos iniciales de proporción deben incluir

el contenido de aire como un porcentaje del total.

- ±± Cuando se emplea agregado en concretos con bajo factor de cemento, la inclusión de aire no debe ir en detrimento de la resistencia. En la mayoría de los casos el requerimiento de agua de mezclado se reduce lo suficiente para mejorar la relación agua/cemento y, de esta manera, compensar el efecto reductor de resistencia del concreto con inclusión de aire. Generalmente, sin embargo, para dichos tamaños máximos grandes de agregado los contenidos de aire recomendados en caso de exposición severa deben tomarse en consideración, aunque pueda haber poca o ninguna exposición a la humedad o al congelamiento.
- ++ Estos valores se basan en el criterio de que es necesario un 9% de aire en la fase de mortero del concreto. Si el volumen del mortero va a ser sustancialmente diferente del determinado en esta obra, puede ser conveniente calcular el contenido de aire necesario tomando un 9% del volumen real del mortero.
-

EXPOSICIÓN LIGERA. Cuando se desee la inclusión de aire por otros efectos benéficos que no sean la durabilidad, por ejemplo, para mejorar la cohesión o trabajabilidad, o para incrementar la resistencia del concreto con bajo factor de cemento, pueden emplearse contenidos de aire inferiores a los necesarios para la durabilidad. Esta exposición incluye servicio interior o exterior en climas en los que el concreto no estará expuesto a agentes de congelación o deshielo.

EXPOSICIÓN MODERADA. Implica servicio en climas donde es probable la congelación, pero en los que el concreto no estará expuesto continuamente a la humedad o al agua corriente durante largos períodos antes de la congelación, ni agentes descongelantes u otros productos químicos agresivos. Como ejemplos pueden señalarse: vigas exteriores, columnas, muros, trabes o losas que no estén en contacto con el terreno húmedo y que estén ubicadas de manera que no reciban aplicaciones directas de sales congelantes.

EXPOSICIÓN SEVERA. El concreto expuesto a productos químicos descongelantes u otros agentes agresivos, o bien, cuando el concreto pueda resultar altamente saturado por el contacto continuo con humedad o agua corriente antes de la congelación. Ejemplos de lo anterior son: pavimentos, pisos de puentes, guarniciones, desagües, aceras, revestimiento de canales, tanques exteriores para agua o resumideros.

El empleo de cantidades normales de aire incluido en concretos con resistencia especificada a 350 kg/cm^2 o aproximada, puede no ser factible debido al hecho de que cada porcentaje de aire adicional reduce la resistencia máxima que se puede obtener con determinada combinación de materiales.¹⁸ En estos casos, la exposición al agua, sales descongelantes y temperaturas de congelación deben ser cuidadosamente evaluadas. Si un elemento no va a estar continuamente mojado ni expuesto a sales descongelantes, son apropiados los valores de contenido de aire más bajos, como los que se señalan en la tabla 5.3.3 para exposición moderada, aunque el concreto esté expuesto a temperaturas de congelación-deshielo. Sin embargo, en condiciones de exposición en las que el elemento puede estar saturado antes de la congelación, no debe sacrificarse el aire incluido a favor de la resistencia.

Cuando se emplean mezclas de prueba con el fin de establecer las relaciones de resistencia o verificar la capacidad para producir resistencia de una mezcla, debe emplearse la combinación menos favorable de agua de mezclado y aire incluido; es decir, el contenido de aire debe ser el

máximo permitido, y el concreto se debe mezclar para un revenimiento lo más elevado posible. Esto evitará la elaboración de un cálculo demasiado optimista de la resistencia, basado en la suposición de que en el campo prevalecerán las condiciones promedio en vez de presentarse condiciones extremas. Para obtener información sobre las recomendaciones relativas al contenido de aire, consúltense ACI 201, 301 y 302.

5.3.4 CUARTO PASO. *Selección de la relación agua/cemento.* La relación agua/cemento requerido se determina no sólo por los requisitos de resistencia, sino también por otros factores como la durabilidad y las propiedades del acabado. Puesto que diferentes agregados y cementos producen, generalmente, distintas resistencias empleando la misma relación agua/cemento, es muy deseable establecer una relación entre la resistencia y la relación agua/cemento para los materiales que de hecho ven a emplearse.

En ausencia de estos datos, pueden tomarse de la tabla 5.3.4 (a) valores aproximados y relativamente conservadores para concretos que contengan cemento Pórtland Tipo 1. Con materiales comunes, las relaciones tabuladas de agua/cemento deben producir las resistencias indicadas, con base en pruebas a los 28 días de muestras curadas en condiciones normales de laboratorio. La resistencia promedio seleccionada debe, por supuesto, exceder de la resistencia especificada por un margen suficiente para mantener dentro de los límites especificados las pruebas con bajos valores. *

Para condiciones de exposición severas la relación agua/cemento debe mantenerse baja, aun cuando los requerimientos de resistencia pueden cumplirse con valores mayores. En la tabla 5.3.4 (b) aparecen los valores límite.

Cuando se emplean materiales puzolánicos en el concreto, debe considerarse una relación agua/cemento más puzolana por peso, en vez de la tradicional relación agua/cemento por peso. Existen dos enfoques que se emplean normalmente para determinar una relación $W/(C+P)$ que pueda considerarse equivalente a la relación W/C de una mezcla que contiene solamente cemento Pórtland: a) Peso equivalente del material aglutinante, o b), volumen absoluto equivalente del material aglutinante en la mezcla. Para el primer enfoque, la equivalencia del peso, el peso total de la materia aglutinante sigue siendo el mismo [es decir, $W/(C+P) = W/C$ directamente]; pero el volumen absoluto total de cemento más puzolana, normalmente será ligeramente mayor. Con el segundo enfoque, aplicando la ecuación 5.3.4.2, se calcula una relación de $W/(C+P)$ por peso que mantiene la misma relación del volumen absoluto, pero que reducirá el peso total del material aglutinante, puesto que el peso específico que las puzolanas es normalmente inferior al del cemento.

Las ecuaciones para convertir una relación agua/cemento, W/C , deseaba a una relación por peso de agua/cemento más puzolana, $W/(C+P)$, por: a) equivalencia de peso, o b) equivalencia de volumen, son las siguientes:

Equivalencia de peso (ecuaciones 5.3.4.1)

$$\frac{W}{C+P} \text{ relación de peso, equivalencia de peso} = \frac{W}{C}$$

Tabla 5.3.4 (a) Correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia a la compresión del concreto

Resistencia a la compresión a los 28 días kg / cm^2 *	Relación agua/cemento por peso	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
420	0.41	-
350	0.48	0.4
280	0.57	0.48
210	0.68	0.59
140	0.82	0.74

* Los valores son resistencias promedio estimadas para concreto que no contiene más del porcentaje de aire que se indica en la tabla 5.3.3. Para una relación agua/cemento constante se reduce la resistencia del concreto conforme se incrementa el contenido de aire.

La resistencia se basa en cilindros de 15x30 cm, cuadros con humedad a los 28 días, a $23 \pm 1.7^\circ C$, de acuerdo con la sección 9 b) de la norma ASTM C31.

La relación supone un tamaño máximo de agregado de 3/4 a 1"; para un banco dado, la resistencia producida por una relación agua/cemento dada se incrementará conforme se reduce el tamaño máximo de agregado.

donde,

$\frac{W}{C+P}$ = peso de agua dividido entre el peso del cemento + puzolana.

$\frac{W}{C}$ = Relación agua/cemento deseado por peso.

Cuando se emplea el enfoque de equivalencia de peso, el porcentaje o fracción de puzolana empleado en el material aglutinante se suele expresar por peso. Así pues, F_w , porcentaje de la puzolana por peso del total de cemento más puzolana, expresado como un factor decimal, es:

$$F_w = \frac{P}{C + P}$$

Tabla 5.3.4 (b) Relaciones agua/cemento máximas permisibles para concreto sujeto a exposiciones severas*

Tipo de estructura	Estructura continua o frecuentemente mojada y expuesta a congelación y deshielo ±	Estructura expuesta al agua del mar o a sulfatos
Secciones esbeltas (barandales, guarniciones, umbrales, ménsulas, trabajos ornamentales) y secciones con menos de 3 cm de recubrimiento sobre el acero de refuerzo	0.45	0.40 ++
Todas las demás estructuras	0.50	0.45 ++

* Basado en el informe del Comité ACI 201, "Durability of Concrete in Service", previamente citado.

± El concreto también debe tener aire incluido.

++ Si se emplea cemento resistente a los sulfatos (Tipo II y Tipo V de la norma ASTM C150), la relación agua/cemento permisible puede incrementarse en 0.05.

donde,

F_w = porcentaje de puzolana por peso, expresado como factor decimal.

P = peso del material puzolánico.

C = peso del cemento.

Nota: Cuando se conoce el factor de conversión de porcentaje de puzolana por volumen absoluta, F_v , éste puede convertirse a F_w de la siguiente manera:

$$F_w = \frac{1}{1 + \frac{3.15}{G_p} \frac{1}{F_v} - 1}$$

donde,

F_v = porcentaje de puzolana por volumen absoluto del volumen absoluto total del cemento más puzolana, expresado como factor decimal.

G_p = peso específico de la puzolana.

3.15 = **peso específico del cemento Portland** (se empleará el valor real si se sabe que es diferente).

Ejemplo 5.3.4.1 Equivalencia del peso

Si se requiere una relación agua/cemento de 0.60 y se va a emplear puzolana de ceniza volante, como 20% del material aglutinante en la mezcla por peso ($F_w = 0.20$), entonces la relación

requerida de agua/cemento más puzolana sobre la base de equivalencia de peso, será:

$$\frac{W}{C+P} = \frac{W}{C} = 0.60, \text{ y } F_w = \frac{P}{C+P} = 0.20$$

Suponiendo un requerimiento de agua de mezclado estimado en 160 kg/cm^3 , el peso requerido de cemento + puzolana será de $160 / 0.60 = 267 \text{ kg}$; y el peso será de $(0.20) (267) = 53 \text{ kg}$. El peso del cemento serpa, por lo tanto, $267 - 53 = 214 \text{ kg}$.

Si en vez del 20% de ceniza volante por peso, se especifica el 20% por volumen absoluto del cemento más puzolana ($F_v = 0.20$), el factor de peso correspondiente se calculará como sigue, para ceniza volante con un peso específico supuesto de 2.40:

$$\begin{aligned} F_w &= \frac{1}{1 + \frac{3.15}{G_p} \frac{1}{F_v} - 1} \\ &= \frac{1}{1 + \frac{3.15}{2.40} \frac{1}{0.2} - 1} \\ F_w &= \frac{1}{1 + (1.31)(4)} = \frac{1}{1 + 5.24} = \frac{1}{6.24} = 0.16 \end{aligned}$$

En este caso, el 20% por volumen absoluto es 16% por peso, el peso de la puzolana en el lote sería $(0.16) (267) = 43 \text{ kg}$, y el peso del cemento, $267 - 43 = 224 \text{ kg}$.

Equivalencia de volumen absoluto (ecuación 5.3.4.2)

$\frac{W}{C+P}$ relación de peso, equivalencia de volumen absoluto.

$$\frac{3.15 \frac{W}{C}}{3.15(1 - F_v) + G_p(F_v)}$$

donde,

$\frac{W}{C+P}$ = peso de agua dividido entre el peso de cemento más puzolana.

$\frac{W}{C}$ = relación agua/cemento deseado por peso.

3.15 = peso específico del cemento Pórtland (utilícese el valor real si es diferente).

F_v = Porcentaje de puzolana por volumen absoluto del volumen absoluto total de cemento más puzolana, expresado como factor decimal.

Nota: Si solamente se conoce el porcentaje deseado de puzolanas por

$$F_v = \frac{1}{1 + \frac{G_p}{3.15} \frac{1}{F_w} - 1}$$

Utilícense los mismos datos básicos que para el ejemplo 5.3.4.1, pero especificando que la relación equivalente agua/cemento más puzolana se establezca con base en el volumen absoluto, lo que mantendrá en la mezcla la misma relación de volumen de agua con volumen del material aglutinante, cuando se cambie de cemento solo a cemento más puzolana. También, en este caso, la relación agua/cemento requerido es de 0.60, e inicialmente se supone que es conveniente emplear un 20% de ceniza volante por volumen absoluto ($F_v = 0.20$). El peso específico de la ceniza

volante se supone de 2.40 en este ejemplo.

$$\frac{W}{C+P} = \frac{3.15 \frac{W}{C}}{3.15(1-F_v) + G_p(F_v)} = \frac{(3.15)(0.60)}{(3.15)(0.80) + (2.40)(0.20)} = \frac{1.89}{2.52 + 0.48} = \frac{1.89}{3.00} = 0.63$$

Así pues, la relación deseada de peso para mantener una equivalencia de volumen absoluto es $W/(C+P) = 0.63$. Si también en este caso el agua de volumen de mezclado es de 160 kg/cm^3 , entonces el peso requerido de cemento +puzolana será de $160/0.63=254 \text{ kg}$; y, puesto que el factor de porcentaje de peso correspondiente para $F_v = 0.20$ es $F_w = 0.16$ como se calculó en el ejemplo 5.3.4.1, el peso de la ceniza volante que debe emplearse es de $(0.16)(254) = 41 \text{ kg}$, y el peso del cemento es de $254-41=213 \text{ kg}$. El procedimiento de equivalencia de volumen proporciona pesos menores de materiales aglutinantes. Verificando los volúmenes absolutos, se obtiene:

$$\text{Ceniza volante} = \frac{41}{(2.40)(1000)} = 0.0171 \text{ m}^3$$

$$\text{Cemento} = \frac{213}{(3.15)(1000)} = 0.0676 \text{ m}^3$$

$$\text{Total} = 0.0171 + 0.0676 = 0.0847 \text{ m}^3$$

$$\text{Porcentaje de puzolana por volumen} = (0.0171/0.0847) \times 100 = 20\%$$

Si en vez de 20% de ceniza volante por volumen ($F_v = 0.20$), se hubiera especificado un porcentaje de peso igual al 20% ($F_w = 0.20$), podría convertirse a F_v empleando $G_p = 2.40$ y la formula apropiada:

$$F_v = \frac{1}{1 + \frac{G_p}{3.15} \frac{1}{F_w} - 1} = \frac{1}{1 + \frac{2.40}{3.15} \frac{1}{0.2} - 1} \quad F_v = \frac{1}{1 + (0.762)(4)} = \frac{1}{4.048} = 0.247$$

En este caso, el 20% por peso es casi el 25% por volumen absoluto. La relación equivalente $W/(C+P)$ por volumen, deberá ser calculada de nuevo para esta condición, puesto que F_v ha si cambiado de la originalmente supuesta en este ejemplo.

$$\frac{W}{C+P} = \frac{3.15 \frac{W}{C}}{3.15(1-F_v) + G_p(F_v)} = \frac{(3.15)(0.60)}{3.15(0.75) + 2.40(0.25)} = \frac{1.89}{2.36 + 0.60} = \frac{1.89}{2.96} = 0.64$$

El total del material aglutinante sería de $160-0.64=250 \text{ kg}$.

De este peso, el 20% ($F_v = 0.20$) sería la ceniza volante $(250)(0.20) = 50 \text{ kg}$ de ceniza volante, y $250-50=200 \text{ kg}$ de cemento.

5.3.5. QUINTO PASO. CÁLCULO DEL CONTENIDO DE CEMENTO. La cantidad de cemento por volumen unitario de concreto se rige por las determinaciones expuestas en el tercero y cuarto pasos anteriores. El cemento requerido es igual al contenido estimado de agua de mezclado, (tercer paso). Si, no obstante, la especificación incluye un límite mínimo separado sobre el cemento, además de los requerimientos de resistencia y durabilidad, la mezcla debe basarse en el criterio que conduzca a una cantidad mayor de cemento.

El empleo de aditivos puzolánicos o químicos afectará las propiedades del concreto, tanto fresco

como endurecido.

5.3.6 **SEXTO PASO. ESTIMACIÓN DEL CONTENIDO DE AGREGADO GRUESO.**

Los agregados con tamaño máximo y granulometría esencialmente iguales producen concretos de trabajabilidad satisfactoria cuando se emplea un volumen dado de agregado grueso por volumen unitario de concreto, con base en varillado en seco. En la tabla 5.3.6 aparecen valores apropiados para estos volúmenes de agregado. Puede observarse que, para igual trabajabilidad, el volumen de agregado grueso en un volumen unitario de concreto depende únicamente de su tamaño máximo y del módulo de finura del agregado fino. Las diferencias en la cantidad de mortero requerido por la trabajabilidad con diferentes agregados, debido a diferencias en la forma y granulometría de las partículas, quedan compensadas de huecos en el varillado en seco.

En la tabla 5.3.6 se muestra el volumen de agregado, en metros cúbicos, con base en varillado en seco, para un metro cúbico de concreto. Este volumen se convierte a peso seco del agregado grueso requerido en un metro cúbico de concreto, multiplicándolo por el peso unitario de varillado en seco por metro cúbico de agregado grueso.

5.3.6.1 Para obtener un concreto de buena trabajabilidad, lo que a veces es necesario para colar mediante bombeo o cuando el concreto se cuela alrededor de lugares congestionados de acero de refuerzo, es deseable reducir el contenido estimado de agregado grueso, determinado por la tabla 5.3.6, hasta en un 10%. Sin embargo, deben tomarse precauciones para garantizar que el revenimiento resultante, la relación agua/cemento y las propiedades de resistencia del concreto concuerdan con las recomendaciones de las secciones 5.3.1 y 5.3.4, y cumplan con los requisitos aplicables de las especificaciones de proyecto.

Tabla 5.3.6 Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto

Tamaño máximo de agregado, mm	Volumen de agregado grueso* varillado en seco, por volumen unitario de concreto para distintos módulos de finura de la arena			
	2.40	2.60	2.80	3.00
10 (3/8")	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5 (1/2")	0.59	0.57	0.55	0.53
20 (3/4")	0.66	0.64	0.62	0.60
25 (1")	0.71	0.69	0.67	0.65
40 (1 1/2")	0.77	0.73	0.71	0.69
50 (2")	0.78	0.76	0.74	0.72
70 (3")	0.87	0.80	0.78	0.76
150 (6")	0.87	0.85	0.83	0.81

*Los volúmenes están basados en agregados en condiciones de varillado en seco, como se describe en la norma ASTM C29. Estos volúmenes se han seleccionado a partir de relaciones empíricas para reproducir concreto con un grado de trabajabilidad adecuado a la construcción rerozada común. Para concreto menos trabajables, como los requeridos en la construcción de pavimentos de concreto, pueden incrementarse en un 10% aproximadamente.

5.3.7 **SEPTIMO PASO. ESTIMACIÓN DEL CONTENIDO DE AGREGADO FINO.**

Al término del sexto paso se han estimado todos los componentes del concreto, excepto el agregado fino, cuya cantidad se determina por diferencia. Puede emplearse cualquiera de los dos

procedimientos siguientes: el método de peso o el método de volumen absoluto.

Tabla 5.3.7.1 Cálculo tentativo del peso del concreto fresco

Tamaño máximo de agregado, mm	Cálculo tentativo del peso del concreto, kg / m^3 *	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
10 (3/8")	2 285	2 190
12.5 (1/2")	2 315	2 235
20 (3/4")	2 355	2 280
25 (1")	2 375	2 315
40 (1 1/2")	2 420	2 355
50 (2")	2 445	2 375
70 (3")	2 465	2 400
150 (6")	2 505	2 435

* Valores calculados por medio de la ecuación 5.1 para concreto de riqueza mediana (330 kg de cemento por metro cúbico) y revenimiento medio con agregado de peso específico de 2.7. Los requerimientos de agua se basan en los valores de la tabla 5.3.3, para revenimiento de 8 a 10 cm. Si se desea, el peso estimado puede afinarse como sigue, cuando se disponga de la información necesaria: por cada 5 kg de diferencia en los valores de agua de mezclado de la tabla 5.3.3 para revenimiento de 8 a 10 cm, corregir el peso por metro cúbico en 8 kg en dirección contraria; por cada 20 kg de diferencia en contenido de cemento de 330 kg, corregir, el peso por metro cúbico en kg en la misma dirección, por cada 0.1 que el peso específico del agregado se desvíe de 2.7, debe corregirse el peso del concreto en 70 kg en la misma dirección

CRITERIOS EVALUACIÓN PRUEBAS RESISTENCIA CONCRETO ACI 214RS-11

Introducción

La presente guía proporciona una introducción a la evaluación de los resultados de los ensayos de resistencia del concreto. Los procedimientos descritos se aplican a los resultados de ensayos de resistencia a la compresión que requieren ACI 301, ACI 318, especificaciones y reglamentos similares. Los conceptos estadísticos que se describen son aplicables al análisis de otros resultados de ensayos comunes del concreto, que incluyen la resistencia a la flexión, el asentamiento, el contenido de aire, la densidad, el módulo de elasticidad, y demás ensayos que se usan para evaluar el concreto y sus componentes. La presente guía supone que los resultados de los ensayos al concreto se ajustan a una distribución normal.

Implica el hacer una correlación estadística para obtener un promedio, una desviación típica ó estándar, un coeficiente de variación y un intervalo en los datos de las diferentes mezclas de concreto.

Los cilindros se moldean y curan siguiendo los procedimientos estándar de ASTM C31/C3 IM y se someten a ensayo de acuerdo con los requisitos de ASTM C39/C39M. Si el concreto se prepara,

cura y ensaya de esta forma, los resultados corresponden a la resistencia a la compresión del concreto curado bajo condiciones controladas, no es la resistencia en sitio del concreto dentro de la estructura. Se espera que, considerando la uniformidad de las condiciones de curado, estos cilindros tendrán esencialmente la misma resistencia, lo cual es indicativo de un concreto con propiedades congruentes. Estos son los cilindros que se usan para fines de aceptación. Existen algunos lineamientos que no hay que perder de vista.

PRINCIPALES FUENTES DE VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA (Tabla 3.1)

Variaciones entre tandas	Variaciones dentro de la tanda
Variaciones en las características y las dosificaciones de los ingredientes: • Agregados; • Materiales cementantes, incluyendo las puzolanas; y • Aditivos. Cambios en la relación (a/mc) causados por: • Control deficiente del agua; • Variación de la humedad de los agregados en su sitio de almacenamiento; • Variación de las mediciones de la humedad de los agregados; y • Remezclado. Variaciones en el mezclado, transporte, y muestreo: • Tiempo y velocidad de mezclado; • Distancia entre la planta y sitio de colocación; • Condiciones del camino; e • Incapacidad de obtener una muestra representativa de la tanda. Variaciones en la colocación, y consolidación • Canal, bomba, o carretilla; • Vibración interna o externa; y • Diferentes operadores. Variaciones en la temperatura y el curado del concreto* • Estacional; • Humedad del ambiente; y • Velocidad del viento.	Inadecuado muestreo de la muestra de la tanda. Variaciones debidas a las técnicas de fabricación: • Condiciones deficientes; • Herramientas incorrectas; • Encofrados de mala calidad, dañados o distorsionados; • Colocación y consolidación deficientes; y • Manejo incorrecto de muestras de ensayo frescas. Diferencias en el curado: • Demoras en el inicio del curado inicial; • Variación de temperatura; • Control de humedad variable; • Curado inicial deficiente; • Demoras en el transporte de los cilindros al laboratorio; • Manejo descuidado de los cilindros durante el transporte; y • Curado final inadecuado. Variaciones en los ensayos de las muestras: • Operario no certificado; • Preparación de la superficie del espécimen; • Equipo de ensayo inadecuado o no calibrado; • Tasa de carga no estándar; y • Manejo deficiente de los registros.

4.2—Funciones estadísticas

El resultado de un ensayo de resistencia es la resistencia promedio de todos los especímenes de la misma edad, fabricados a partir de una muestra tomada de una misma tanda de concreto. Un ensayo de resistencia no se puede basar solo en un solo cilindro. ACI 318 declara que un "ensayo de resistencia debe ser la resistencia promedio de al menos dos cilindros de 150 x 300 mm (6 x 12 pulg.), o tres cilindros de 100 x 200 mm (4 x 8 pulg.) de la misma tanda de concreto ensayados a la misma edad..."

En la presente guía, los resultados del ensayo de resistencia se suponen que siguen una distribución normal. La Fig.4. I muestra la característica "curva en forma de campana" de la

distribución normal. La distribución normal se define completamente de manera matemática por medio de dos parámetros estadísticos: la media de la población μ y la desviación estándar σ . Una característica matemática de la distribución normal consiste en que el 68.27% de los datos caen dentro de una desviación estándar desde la media, y que el 95.45% de los datos se encuentra dentro de dos desviaciones estándar. En la gráfica hay notas que indican el número de muestras n ; la desviación estándar s de la muestra, que es una estimación de σ ; el coeficiente de variación V ; y la media de la muestra $\bar{X}$, que estima a μ .

Además, en la gráfica hay un histograma de los resultados de ensayo medidos ordenados en intervalos de resistencia. Cada punto representa un ensayo, el cual indica que este conjunto de datos tiene una distribución normal. La elaboración de gráficas de los histogramas es una de las formas más sencillas de revisar la normalidad de los datos.

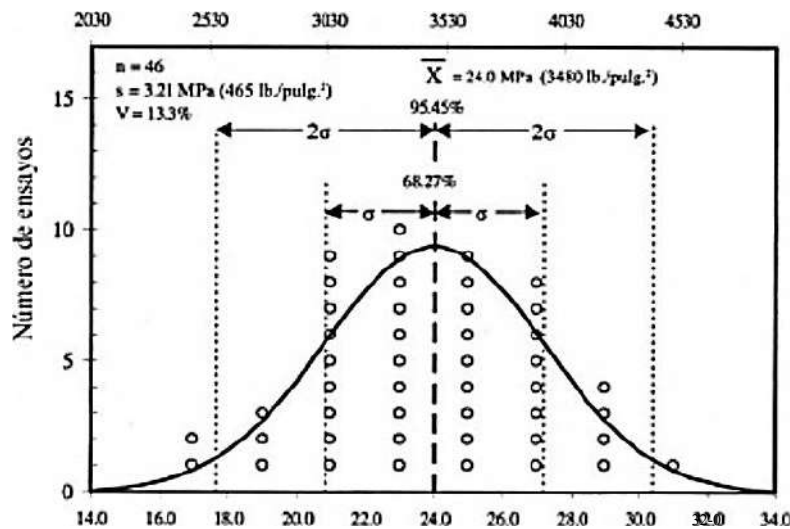


Fig • 4 1. —Distribución de frecuencia de los datos de resistencia y su correspondiente distribución normal supuesta.

Al evaluarse los ensayos de resistencia del concreto no siempre se puede suponer una distribución normal. Una distribución normal es apropiada en la mayoría de los casos cuando la resistencia del concreto no excede de 10,000 lb./pulg.² (70 MPa) (Cook 1982). Sin embargo, Cook (1989) además reportó que una distribución sesgada puede ser el resultado de un concreto de alta resistencia cuando el factor limitante es la resistencia del agregado. Cuando los datos no son precisos en torno a la media, sino que se concentran a la derecha o a la izquierda, se dice que la distribución esta sesgada. Cuando una curva de distribución tiene ya sea un pico prominente o es demasiado plana, se dice que existe curtosis: los datos que exhiben sesgo, o curtosis, no se pueden distribuir en forma normal; y cualquier análisis que suponga una distribución normal puede en gran medida inducir a un error. El sesgo y curtosis se deben considerar para la evaluación estadística de los concretos de alta resistencia. Cook (1989) proporciona ecuaciones simplificadas para calcular el sesgo y curtosis relativos de un conjunto de datos en particular. Una exposición de mayor profundidad se encuentra fuera del alcance del presente documento; lectores interesados en este tema deberán consultar referencias estadísticas.

Cuando existe un control satisfactorio de una mezcla de concreto, los valores del ensayo de resistencia tienden a agruparse cerca del valor promedio lo cual hace que el histograma de los resultados del ensayo parezca alto y angosto.

En la medida que aumenta la variación de los resultados de la resistencia, la dispersión de los datos también aumenta, cambiando la forma de la curva de distribución normal a una forma más plana y extendida (Fig. 4.2). Cuando se aplican a los ensayos de resistencia del concreto, estas estadísticas se pueden calcular como se muestra en las Secciones 4.2.1 y 4.2.2.

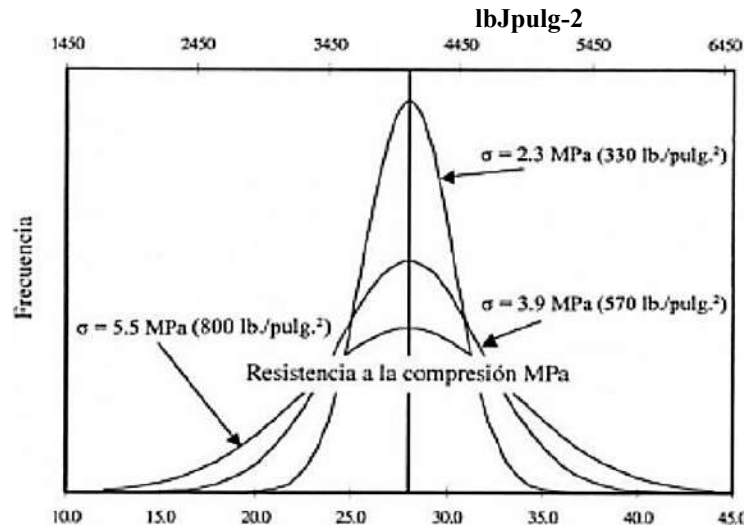


Fig. 4.2—Curvas de frecuencia normal de tres distribuciones diferentes con la misma media pero con variabilidad diferente.

4.2.1 Media $\bar{X}$ —El promedio de los resultados de los ensayos de resistencia $\bar{X}$ se calcula por medio del uso de la Ec. (4-1)

$$(4-1) \quad \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{1}{n} \sum X_i = \frac{1}{n} (X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n)$$

donde X_i es el i -ésimo resultado del ensayo de resistencia, es decir, el promedio de al menos dos cilindros de concreto de ensayo de 150 x 300 mm (6 x 12 pulg.) o tres de 100 x 200 mm (4 x 8 pulg.). X_2 es el segundo resultado del ensayo de resistencia, X_3 es el tercero, y así en forma sucesiva. $\sum X_i$ es la sumatoria de todos los resultados del ensayo de resistencia, y n es el número de ensayos en el registro de ensayos.

4.2.2 Desviación estándar de la muestra s —La desviación estándar es la medida más reconocida de dispersión de los datos de ensayo. Un valor estimado de la desviación estándar de la población es la desviación estándar de la muestra s . La desviación estándar de la población consiste en todos los datos posibles, a menudo considerados un número infinito de puntos de datos. La muestra es una porción de la población, que consta de un número finito de puntos de datos. La desviación estándar de la muestra se obtiene por medio de la Ec. (4-2a) o por medio de su equivalente algebraico, la Ec. (4-2b). La segunda ecuación es preferible para hacer el cálculo porque es más simple y minimiza los errores de redondeo. Muchos paquetes de software calculan

funciones estadísticas. Cuando se empleen dichos programas, debe tenerse cuidado de asegurar que la desviación estándar calculada por el software es la misma que la desviación estándar de la muestra que se presenta en la Ec. (4-2a)

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{(X_1 - \bar{X})^2 + (X_2 - \bar{X})^2 + \dots + (X_n - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (4-2a)$$

La cual es equivalente a la Ec. (4-2b)

$$s = \sqrt{\frac{n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i\right)^2}{n(n-1)}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n X_i^2 - n\bar{X}^2}{n-1}} \quad (4-2b)$$

donde s es la desviación estándar de la muestra; n es el número de los resultados del ensayo de resistencia en el registro; X es la media de la muestra, o el resultado promedio del ensayo de resistencia; y EX es la sumatoria de los resultados del ensayo de resistencia.

Cuando se combinan dos registros distintos de mezclas de concreto con resultados similares del ensayo de resistencia, con frecuencia es necesario determinar la desviación estándar del promedio estadístico, también conocida como la desviación estándar combinada. La desviación estándar del promedio estadístico de dos registros se calcula como se muestra en la Ec. (4-3)

$$\sqrt{\frac{(n_A - 1)(s_A)^2 + (n_B - 1)(s_B)^2}{(n_A + n_B - 2)}} \quad (4-3)$$

Donde es la desviación estándar del promedio estadístico, o desviación estándar combinada, determinado a partir de dos registros; SA y SB son las desviaciones estándar de los registros A y B, respectivamente; y , n_A y n_B son el número de ensayos en los registros A y B respectivamente.

4.2.3 Estadísticas adicionales Los valores de estadísticas adicionales se usan comúnmente para comparar conjuntos diferentes de datos o para estimar la dispersión ante la ausencia de tamaños de muestra estadísticamente válidos.

4.2.3.1 Coeficiente de variación V—La desviación estándar de la muestra expresada como un porcentaje de la resistencia promedio X se llama el coeficiente de variación.

$$V = \frac{s}{\bar{X}} \times 100 \quad (4-4)$$

donde V es el coeficiente de variación, s es la desviación estándar de la muestra, y X es el promedio del resultado del ensayo de resistencia.

El coeficiente de variación es menos afectado por la magnitud del nivel de resistencia (Cook 1989; Anderson 1985); por lo tanto, es más útil que la desviación estándar para comparar el grado de control sobre un amplio intervalo de resistencias a la compresión. El coeficiente de variación se usa típicamente cuando se compara la dispersión en grupos de resultados del ensayo de resistencia con una diferencia en la resistencia promedio de más de 7 MPa (1000 lb./pulg.²).

4.2.3.2 Intervalo R—El valor estadístico que se encuentra al restar el valor más bajo del valor más alto en un conjunto de datos. Cuando se evalúan los resultados de ensayo del concreto, el

intervalo R dentro del resultado de un ensayo de resistencia se obtiene al restar la resistencia más baja de un solo cilindro a partir de la resistencia más alta de un solo cilindro de dos o más cilindros que integran el resultado de un ensayo de resistencia. El intervalo promedio dentro de la tanda se usa para estimar la desviación estándar dentro de la tanda. Consulte la Sección 4.3.1 para más discusión al respecto. Cuando en un ensayo se usan dos cilindros de la misma muestra ensayados al mismo tiempo, el intervalo de ese ensayo a menudo se llama la "diferencia de la pareja."

4.3—Variaciones de la resistencia

Como se hace notar en los Capítulos I y 3, las variaciones en los resultados del ensayo de resistencia se pueden rastrear hasta las variaciones entre tandas y las variaciones dentro de las tandas.

4.3.1 Variación dentro de una tanda—La variabilidad derivada del ensayo se calcula por la variación dentro de la tanda con base a las diferencias en las resistencias medidas de los cilindros compañeros (duplicados) que incluyen el resultado de un ensayo de resistencia. Las variaciones dentro de la tanda pueden ser el resultado del muestreo, la fabricación, el curado, o los ensayos de las muestras de ensayo del concreto. Sin embargo, un solo resultado de resistencia de una mezcla de concreto no proporciona suficientes datos para el análisis estadístico. Al igual que cualquier estimador estadístico, la confianza en el estimativo es una función del número de resultados de ensayo.

Aunque se prefiere una muestra de más de 30 ensayos, la desviación estándar dentro de la tanda SI se puede estimar a partir del intervalo promedio R de al menos 10 resultados del ensayo de resistencia de la misma edad. R se divide entre el factor d_2 .

$$s_1 = \frac{1}{d_2} \times \bar{R} \quad (4-5)$$

El valor apropiado de d_2 se puede seleccionar a partir de la Tabla 4.1 con base en el número de muestras representadas en cada resultado del ensayo de resistencia. La tabla se compone de valores de d_2 extraídos de la Tabla 49 del Manual 7A de ASTM. Los valores de d_2 crecen porque, para una población con una determinada desviación estándar, el intervalo esperado de un conjunto de cuatro especímenes es mayor que el de dos.

El coeficiente de variación dentro de la tanda VI, que expresa la magnitud de la variación como porcentaje de la resistencia promedio, se determina a partir de la desviación estándar dentro de la tanda y la resistencia promedio X.

Tabla 4.1—Factores para el cálculo de la desviación estándar dentro de la tanda a partir del intervalo de ensayos con el uso de dos, tres o cuatro especímenes*

No. de especímenes	d_2
2	1.128
3	1.693
4	2.059

*En el caso que el intervalo se deba calcular a partir de los resultados de ensayo que usan un número de cilindros diferente, (12 es el promedio de los c_{12} ponderado con base en el número de ensayos. Por ejemplo, si d_2 se fuese a calcular con base a 12 ensayos, cinco de las cuales usaron cilindros, cuatro de las cuales usaron tres, y tres usaron cuatro: $d_2 = 1.128(5/12) + 1.693(4/12) + 2.059(3/12) = 1.643$.

$$V_1 = \frac{s_1}{\bar{x}} \times 100 \quad (4-6)$$

Por ejemplo, cuando se fabrican dos cilindros para cada uno de los 10 ensayos distintos de resistencia, y el intervalo de la resistencia promedio dentro de la tanda es 254 Ib./pulg.² (1.75 MPa), la desviación estándar dentro de la tanda ($d_2 = 1.128$ para dos cilindros) estimada es $1.75/1.128 = 1.55$ MPa ($254/1.128 = 225$ Ib./pulg.²). La declaración de precisión en ASTM C39/C39M indica que el coeficiente de variación dentro de la tanda para los especímenes de cilindros de

150 x 300 mm (6 x 12 pulg.) hechos en el laboratorio es de 2.4% y para los cilindros hechos en el campo es de 2.9%. Para los cilindros de 100 x 200 mm (4 x 8 pulg.) hechos bajo condiciones de laboratorio, se indica un coeficiente de variación de 3.2%.

Los errores o sesgos en los procedimientos de ensayo regularmente no necesariamente serán detectados al comparar los resultados de ensayo de los cilindros provenientes de la misma muestra de concreto. Cuando un ensayo es llevado a cabo regularmente de forma inadecuada, las variaciones pueden ser pequeñas.

4.4—Interpretación de los parámetros estadísticos

Una vez que los parámetros estadísticos se han calculado y se ha graficado el histograma supuesto y verificado (Fig. 4.1), con resultados que siguen una curva de frecuencia de distribución normal, es posible realizar un análisis adicional de los resultados de ensayo. La Figura 4.1 muestra la división aproximada del área bajo la curva de la distribución normal de frecuencia. Se vio que aproximadamente 68% del área (equivalente a 68% de los resultados) cae dentro de $\pm 1\sigma$ del promedio, y 95% cae dentro de $\pm 2\sigma$. Esta propiedad de la distribución normal permite obtener un estimativo de la porción de los resultados de ensayo esperados caiga dentro de múltiplos z de la desviación estándar o del promedio o de cualquier otro valor específico.

Los histogramas de datos tienden a parecerse más estrechamente a una distribución normal conforme incrementa el tamaño de la muestra. Cuando sólo están disponibles unos cuantos resultados, quizá no se ajusten al patrón estándar de forma de campana. Los errores en el muestreo, la elaboración, el curado, y los ensayos también pueden causar una falta de concordancia entre un histograma de resultados del ensayo de resistencia y una distribución normal. No muestrear en una forma verdaderamente al azar, muestreando a partir de diferentes poblaciones, o la presencia de sesgo o curtosis en los concretos de alta resistencia (Cook 1989) son factores que pueden resultar en diferencias importantes entre las resistencias medidas y una distribución normal.

La Tabla 4.2 se adaptó de la distribución normal acumulativa, que es la integral de la probabilidad normal. Se enumera la probabilidad de que un ensayo caiga por debajo de f_c' cuando la resistencia promedio requerida f_r sea igual a $f_c' + z\sigma$.

Tabla 4.2- Porcentajes esperados de ensayos individuales menores de f_c' *

Resistencia promedio kl	Porcentaje esperado de ensayos bajos	Resistencia promedio kl	Porcentaje esperado de ensayos bajos
+ 0.100	46.0	+ 1.60	5.5
+ 0.200	42.1	$f_c' + 1.7\sigma$	4.5
+ 0.300	38.2	1.80	3.6
+ 0.400	34.5	$f_c' + 1.9\sigma$	2.9
+ 0.500	30.9	+ 2.00	2.3
+ 0.600	27.4	$f_c' + 2.10$	1.8
+ 0.700	24.2	+ 2.20	1.4
+ 0.800	21.2	+ 2.30	1.1
+ 0.900	18.4	+ 2.40	0.8
+ 1.000	15.9	+ 2.50	0.6
1.100	13.6	$f_c' + 2.60$	0.45
+ 1.200	11.5	$f_c' + 2.70$	0.35
+ 1.300	9.7	+ 2.80	0.25
+ 1.400	8.1	+ 2.90	0.19
$f_c' + 1.500$	6.7	$f_c' + 3.00$	0.13

*Donde μ excede f_c' en la cantidad mostrada.

5.3.1 Criterio No. 1—El ingeniero puede especificar un porcentaje máximo de resultados aleatorios individuales del ensayo de resistencia a los que se les permite caer bajo el valor de f_c' . Esta es la forma de muchas especificaciones internacionales, que tienden a usar un factor de confiabilidad de 1.65, lo cual implica la aceptación de una tasa de falla de solo un 5%. Este criterio ya no se usa en ACI 318, pero puede ocurrir en situaciones en las que la resistencia promedio es una parte fundamental de la metodología de diseño, como en algunas especificaciones de pavimento. Un requisito típico no permite que más del 10% de los ensayos de resistencia caigan por debajo de f_c' . La resistencia especificada en estas situaciones en general está en el intervalo de 21 a 35 MPa (3000 a 5000 lb./pulg.²).

5.3.1.1 Método del coeficiente de variación—Se supone que existen suficientes datos para los que se ha calculado un coeficiente de variación de 10.5% para una mezcla de concreto con un valor de f_c' de 28 MPa (4000 lb./pulg.²). A partir de la Tabla 5.3, 10% de la distribución de probabilidad normal está más de 1.28 desviaciones estándar por debajo de la media. Con el uso de la Ec. (5-1 a) de la Tabla 5.3

$$f_{cr}' = f_c' / (1 - zV)$$

$$f_{cr}' = 28 / (1 - 1.28 \times 0.105) = 32.3 \text{ MPa}$$

$$[f_{cr}' = 4000 / (1 - 1.28 \times 1.105) = 4620 \text{ lb./pulg.}^2]$$

Por lo tanto, para un f_c' de 28 MPa (4000 lb./pulg.²), la dosificación de la mezcla de concreto para una resistencia promedio no menor que 32.3 MPa (4620 lb./pulg.²) de manera que, en promedio, no más del 10% de los resultados caigan por debajo de f_c' .

5.3.2 Criterio No. 2—El ingeniero puede especificar una probabilidad que el promedio de n ensayos consecutivos de resistencia caiga por debajo de f_c' . Por ejemplo, ACI 318, en la Sección 5.6.3.3, estipula que el promedio de cualesquiera tres resultados consecutivos del ensayo de resistencia debe ser igual o mayor a f_c' . Se debe establecer el valor de f_{cr}' para una incapacidad de cumplir con f_c' en no más de 1 en 100 veces (0.01).

Tabla 5.4—Probabilidades asociadas con valores de z

Porcentajes de ensayos dentro de $\pm z\sigma$	Oportunidades de caer por debajo de $f_c' - z\sigma$	z
40	3 en 10 (30%)	0.52
50	2.5 en 10 (25%)	0.67
60	2 en 10 (20%)	0.84
68.27	1 en 6.3 (15.9%)	1.00
70	1.5 en 10 (15%)	1.04
80	1 en 10 (10%)	1.28
90	1 en 20 (5%)	1.65
95	1 en 40 (2.5%)	1.96
95.45	1 en 44 (2.3%)	2.00
98	1 en 100 (1%)	2.33 *
99	1 en 200 (0.5%)	2.58
99.73	1 in 741 (0.13%)	3.00

*valores comunmente usados.

5.3.2.1 Método del coeficiente de variación—Se supone que existen suficientes datos para los cuales se ha calculado un coeficiente de variación del 10.5% para una mezcla de concreto con un f_c' de 28 MPa (4000 lb./pulg.²). A partir de la Tabla 5.4, 1% de la distribución de probabilidad normal está a más de 2.33 desviaciones estándar por debajo de la media. Con el

uso de la Ec. (5-2a) de la Tabla 5.3.

$$f_{cr}' = f_c' / [1 - (zV / \sqrt{n})]$$

$$f_{cr}' = f_c' / [1 - (2.33 \times 10.5 / 100 / \sqrt{3})] = 32.6 \text{ MPa}$$

$$[f_{cr}' = 4000 \text{ lb./pulg.}^2 / [1 - (2.33 \times 0.105 / \sqrt{n})] = 4660 \text{ lb./pulg.}^2]$$

Por lo tanto, para una mezcla de 28 MPa (4000 Ib./pulg.²), la dosificación de la mezcla para una resistencia promedio no menor de 32.6 MPa (4660 Ib./pulg.²) de modo que, en promedio, no más del 1 % del promedio móvil de tres resultados de ensayo de resistencia consecutivos caigan por debajo de f_c' .

5.3.3 Criterios No. 3 y 4—El ingeniero puede especificar una cierta probabilidad de que un resultado de ensayo individual de resistencia aleatorio no esté una cierta cantidad por debajo de f_c' . Por ejemplo, se usa el Criterio No. 3 de ACI 318 al estipular que ningún resultado de ensayo individual de resistencia caiga por debajo de f_c' en más de 3.5 MPa (500 Ib./pulg.²). Un Criterio No. 4 alternativo apropiado para concreto con $f_c' > 35$ MPa (5000 Ib./pulg.²), requiere que ningún resultado de ensayo individual de resistencia caiga por debajo de 90% de f_c' . Estos dos criterios son equivalentes a 35 MPa (5000 Ib./pulg.²). El valor mínimo de f_{cr}' está establecido de modo tal que no se anticipa el incumplimiento de un ensayo aleatorio individual no más a menudo que 1 en 100 veces, en cualquier caso.

5.3.3.1 Método del coeficiente de variación, $f_c' 35$ MPa (5000 Ib./pulg. supone que existen suficientes datos para los cuales se ha calculado un coeficiente de variación de 10.5% para una mezcla de concreto con unf_c' de 28 MPa (4000 Ib./pulg.²). A partir de la Tabla 5.4, 1% de la distribución de probabilidad normal está a más de 2.33 desviaciones estándar por debajo de la media. Con el uso de la Ec. (5-3a), con k establecida en 3.5 MPa (500 Ib./pulg.²), a partir de la Tabla 5.3

$$f_{cr}' = (f_c' - k) / (1 - zV)$$

$$f_{cr}' = (28 \text{ MPa} - 3.5 \text{ MPa}) / [1 - (2.33 \times 10.5 / 100)] = 32.4 \text{ MPa}$$

$$[f_{cr}' = (4000 \text{ lb./pulg.}^2 - 500 \text{ lb./pulg.}^2) / [1 - (2.33 \times 0.105)] = 4630 \text{ lb./pulg.}^2]$$

Por lo tanto, para un f_c' de 28 MPa (4000 Ib./pulg.²), se debe dosificar la mezcla de concreto para una resistencia promedio no menor de 32.4 MPa (4630 Ib./pulg.²) de modo tal que, en promedio, no más del 1% de los resultados individuales de ensayo de resistencia caiga por debajo de f_c' por más de 3.5 MPa (500 Ib./pulg.²).

Tabla 5.3—Ecuaciones para determinar el promedio mínimo requerido

	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3*	Criterio 4†
	Porcentaje máximo de ensayos individuales $< f_c'$	Porcentaje máximo de promedio móvil de n ensayos consecutivos $< f_c'$	Porcentaje máximo de ensayos individuales $< (f_c' - k)$	Porcentaje máximo de ensayos individuales $< (k\%$ de f_c')
Fórmula basada en el coeficiente de variación	$f_{cr}' = f_c' / (1 - zV)$	$f_{cr}' = f_c' / (1 - zV / \sqrt{n})$	$f_{cr}' = (f_c' - k) / (1 - zV)$	$f_{cr}' = k f_c' / (1 - zV)$
Ecuación número	(5-1a)	(5-2a)	(5-3a)	(5-4a)
Fórmula basada en la desviación estándar	$f_{cr}' = f_c' + zs$	$f_{cr}' = f_c' + (zs/\sqrt{n})$	$f_{cr}' = (f_c' - k) + zs$	$f_{cr}' = k f_c' + zs$
Ec. número	(5-1b)	(5-2b)	(5-3b)	(5-4b)

*Criterio 3 es para $f_c' \leq 35$ MPa (5000 lb./pulg.²)

†Criterio 4 es para $f_c' > 35$ MPa (5000 lb./pulg.²)

6.2—Número de ensayos

Para un proyecto en particular, se debe hacer un número suficiente de ensayos para asegurar la precisa representación del concreto. ACI 318 define un ensayo de resistencia como la resistencia promedio de dos o más especímenes de la misma edad fabricados a partir de una muestra tomada de una misma tanda de concreto. La frecuencia de ensayo se puede establecer sobre la base del tiempo transcurrido o el volumen colocado. El ingeniero debe basar el número necesario de ensayos en las condiciones del trabajo.

Un proyecto en el que un ingeniero supervisa todas las operaciones del concreto proporciona una excelente oportunidad de control y cálculos precisos de la media y la desviación estándar con el mínimo de ensayos. Una vez que las operaciones están progresando sin problemas, los ensayos todos los días o en cada turno, dependiendo del volumen de concreto producido, pueden ser suficientes para obtener datos que reflejen las variaciones del concreto al ser entregado. El ingeniero puede reducir el número de ensayos necesarios por las especificaciones del proyecto conforme se establezcan los niveles de control del productor, laboratorio, y el contratista. Para evitar sesgo, todo el muestreo para aceptar los ensayos se debe llevar a cabo utilizando tandas de concreto seleccionadas en forma aleatoria.

Tabla 6.1—Probabilidad de al menos un evento en n ensayos para probabilidades de eventos único

n	Probabilidad de un solo evento = I	Probabilidad de un solo evento = 10%
1	1.5%	10.0%
5	7.3%	41.0%
7	10.0%	54.3%
10	14.0%	65.1%
20	26.1%	87.8%
50	53.0%	99.5%

100	77.9%	Aproximadamente 100%
-----	-------	----------------------

Para la construcción de edificios comunes, ACI 318 requiere al menos un ensayo por día. Debe existir un ensayo por cada 115 m³ (150 yd³) de concreto colocado, o un ensayo por cada 460 m² (5000 pies²) de área de superficie de losas y muros; pero ACI 318 permite que el ingeniero omita los ensayos en cantidades menores de 40 m³ (50 yd³). La frecuencia de ensayo debe satisfacer cada criterio. Estas frecuencias de ensayo en general resultan en los ensayos del concreto en uno de cada 10 a 20 camiones. Probar a una mayor frecuencia que esta puede demorar el proceso de construcción.

El ensayo de cada carga de concreto entregado en cuanto a su resistencia potencial rara vez se necesita. Para los miembros en los que el desempeño estructural es sensible a la resistencia a la compresión, hacer ensayos una vez por cada 80 m³ (100 yd³) puede ser apropiado. Un ensayo cada 40 m³ (50 yd³) sería apropiado sólo para las aplicaciones más críticas. Los ensayos muy frecuentes sólo se deben especificar por motivos imperiosos, como la construcción de miembros especializados o críticos.

Cada clase diferente de concreto colocado durante cualquier día estará representado por al menos un ensayo. Al menos cinco ensayos se deben hacer por cada clase de concreto en un determinado proyecto. Consulte ACI 301, ACI 318, y ASTM C94/C94M para los requisitos de ensayos de rutina.

6.3—Rechazo de especímenes dudosos

El rechazo arbitrario de los resultados del ensayo de resistencia que aparecen demasiado lejos de la línea no se recomienda porque la distribución normal anticipa la posibilidad de dichos resultados. Descartar los resultados de ensayo en forma indiscriminada puede distorsionar en forma grave la distribución de la resistencia, haciendo que el análisis de los resultados no sea confiable. De vez en cuando, la resistencia de un cilindro de un grupo hecho a partir de una muestra se desvía tanto de los demás que se considera altamente improbable. Si se observan variaciones cuestionables durante la fabricación, el curado, o el ensayo de un espécimen, se deberá rechazar el espécimen de cilindro sobre esa base.

ASTM E178 proporciona criterios para el rechazo de los resultados de ensayo para un espécimen en un conjunto de especímenes. En general, el resultado de un solo espécimen en un conjunto de tres o más especímenes se puede descartar si su desviación a partir de una media de ensayo es mayor de tres veces la desviación estándar previamente establecida dentro de la tanda (Capítulo 4). Se debe investigar el resultado si su desviación es mayor de dos veces la desviación estándar dentro de la tanda. El promedio del ensayo se debe calcular a partir de los especímenes restantes. Un ensayo, es decir, el promedio de todos los especímenes de una sola muestra probada de la misma edad, no se debe rechazar a menos que sea probable que los especímenes estén defectuosos. El ensayo representa el mejor estimado disponible de la resistencia de la muestra.

RECOMENDACIONES PARA MEZCLADO.⁶

1. Utilizar mezcladora.
2. *El orden de colocación de los materiales debe ser: agua + agregado grueso + agregado fino + cemento + agua para no secar muestra.*
3. La velocidad del tambor de la mezcladora debe ser constante entre 18 a 20 revoluciones por minuto.
4. *Si la capacidad de la mezcladora es de un saco, su tiempo de mezclado estará entre los 2 y 3 minutos después de haber colocado todos los materiales.*
5. Si el concreto se coloca a una altura mayor de un (1) metro usar canal de descarga.
6. Un buen mezclado logra: trabajabilidad, resistencia y uniformidad.

Ejemplo 1 de diseño de mezcla.

Para un cilindro de concurso con un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Un concreto de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, para testigo o cilindro de concreto. El cemento con densidad relativa de 3.15, la arena con densidad de 1450 kg/m^3 y módulo de finura de 2.4. El pedrín con una densidad de 1543 kg/m^3 . Agregados previamente secos al horno. La información de los agregados a determinar previamente.

1. Revenimiento, de paso 1, para masa de concreto, de 2 a 4 pulgadas (5,08 a 10,16 cm)
2. Paso 2, para el molde de los cilindros de concreto de 12 pulgadas de alto y 6 de diámetro, se tiene un diámetro máximo de agregado grueso o pedrín de $1/5 \times 6'' = 6/5'' = 1 \frac{1}{5}'' = 3,048 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm} = 30 \text{ mm}$
3. Paso 3. Se considera un concreto sin aire incluido, no hay congelación y deshielo. Para un pedrín de aproximadamente 1 pulgada o 25 mm y slump o asentamiento de 3 a 4 pulgadas, se tiene $325 \text{ lb/yd}^3 \times (0,5945 \text{ kg/m}^3 / 1 \text{ lb/yd}^3) = 193 \text{ kg/m}^3$ de agua y un 1.5% de aire por volumen. Tabla 5.3.3. Volumen de agua = $193 \text{ kg} / 1000 \text{ kg/m}^3 = 0.193 \text{ m}^3$ de agua.
4. Paso 4 y 5, cantidad de cemento de la tabla 5.3.4, para concreto sin aire incluido y $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 4000 \text{ psi}$, Agua/cemento por peso = 0.57. $193 \text{ kg agua/cemento} = 0.57$, así cemento = $193 / 0.57 = 339 \text{ kg}$ de cemento. Por volumen $339 \text{ kg cemento} / 3150 \text{ kg/m}^3 = 0.107 \text{ m}^3$ de cemento.
5. Paso 6, cantidad de pedrín por volumen, de la tabla 5.3.6, con diámetro de pedrín de 1 pulgada o 25 mm y M_{finura} de arena de 2,4 se tiene $0,71 \text{ m}^3$ pedrín / 1 m^3 de mezcla.

⁶ Diseño y Control de Mezclas. IMCYC. 1992

MATERIAL	VOLUMEN m3	PESO kg
AIRE	0,015	despreciable
AGUA	0,193	193
CEMENTO	0,107	339
PIEDRIN	0,710	$0,710\text{m}^3 \times 1543 \text{ kg/m}^3 =$ 1096
ARENA	-0,025 $= 1 - 0,015 - 0,193 - 0,107 - 0,710$	Ajuste por diferencia $2375 - 1096 - 339 - 193 =$ 747
Sumatoria	1,000	2375

Entonces, por volumen un valor negativo para la arena se corrige, por ejemplo, por peso, de paso 7, en tabla 5,3,7,1, para un pedrín de 1 pulgada o 25 mm y un concreto sin aire incluido, se interpola un peso de concreto de **2375 kg/m³**. Colocando dicho valor en tabla anterior, se ajusta el cálculo

MATERIAL	VOLUMEN m3	PESO kg	VOLUMEN m3 correguido
AIRE	0,015	despreciable	$0,015/1,54 =$ 0,010
AGUA	0,193	193	$0,193/1,54 =$ 0,125
CEMENTO	0,107	339	$0,107/1,54 =$ 0,069
PIEDRIN	0,710	$0,710\text{m}^3 \times 1543 \text{ kg/m}^3 =$ 1096	$0,710/1,54 =$ 0,461
ARENA	Ajuste de arena desde peso $747\text{kg} / 1450 \text{ kg/m}^3 =$ 0,515	Ajuste por diferencia $2375 - 1096 - 339 - 193 =$ 747	$0,515/1,54 =$ 0,334
Sumatoria	$0,015 + 0,193 + 0,107 + 0,710 + 0,515 =$ 1,540	2375	1,000

Proporciones por peso y volumen
cemento/cemento, arena/cemento, pedrín/pedrín

- **Por peso:** $339/339, 747/339, 1096/339 = 1, 2,20, 3,23$, **redondeando a: 1, 2, 3**
- **Por volumen:** $0,069/0,069, 0,334/0,069, 0,461/0,069 = 1, 4,84, 6,68$, **redondeando 1, 4, 6**, pero se ve una proporción alta. Se puede correguir por la densidad aparente del cemento de 1500 kg/m³, de donde $0,069 \text{ m}^3 \times 1500/1500 = 0,145 \text{ m}^3 \text{ cemento} / \text{m}^3 \text{ de mezcla}$.

- **Por volumen correguido:** $0,145/0,145$, $0,334/0,145$, $0,461/0,145 = 1$, 2,3, 3,18, redondeando a 1, 2, 3.
- Ya están las proporciones de inicio, es de comenzar por replicarlas y construir los primeros cilindros prototipos, para ir revisando desempeño de materiales y $f'c$, con esto ir haciendo los ajustes necesarios.

Ejemplo 2 de diseño de mezcla

Para un cilindro de concurso con un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, para testigo o cilindro de concreto. El cemento con densidad relativa de 3.15, la arena con densidad de 1510 kg/m^3 y módulo de finura de 2.8. El piedrín con una densidad de 1620 kg/m^3 . Agregados previamente secos al horno. La información de los agregados a determinar previamente.

1. Revenimiento, de **paso 1**, para masa de concreto, de 2 a 4 pulgadas (5,08 a 10,16 cm)
2. **Paso 2**, para el molde de los cilindros de concreto de 12 pulgadas de alto y 6 de diámetro, se tiene un diámetro máximo de agregado grueso o piedrín de $1/5 \times 6'' = 6/5'' = 1 \frac{1}{5}'' = 3,048 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm} = 30 \text{ mm}$
3. Paso 3. Se considera un concreto sin aire incluido, no hay congelación y deshielo. Para un piedrín de **3/4 pulgada o 19 mm** y slump o asentamiento de 3 a 4 pulgadas, se tiene $340 \text{ lb/yd}^3 \times (0,5945 \text{ kg/m}^3 / 1 \text{ lb/yd}^3) = 202 \text{ kg/m}^3$ de agua y un 2% de aire por volúmen. Tabla 5.3.3. Volumen de agua = $202 \text{ kg}/1000 \text{ kg/m}^3 = 0.202 \text{ m}^3$ de agua.
4. **Paso 4 y 5**, cantidad de cemento de la tabla 5.3.4, para concreto sin aire incluido y $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 3000 \text{ psi}$, **Agua/cemento por peso = 0.68.** $202 \text{ kg agua/cemento} = 0.68$, así cemento = $202/0.68 = 297 \text{ kg de cemento}$. Por volumen $297 \text{ kg cemento} / 3150 \text{ kg/m}^3 = 0.095 \text{ m}^3$ de cemento.
5. **Paso 6**, cantidad de piedrín por volumen, de la tabla 5,3,6, con diámetro de piedrín de 3/4 pulgada o 19 mm y Mfinura de arena de 2,8 se tiene **$0,62 \text{ m}^3$ piedrín / 1 m^3 de mezcla.**

MATERIAL	VOLUMEN m3	PESO kg
AIRE	0,020	despreciable
AGUA	0,202	202
CEMENTO	0,095	297
PIEDRIN	0,620	$0,620 \text{ m}^3 \times 1620 \text{ kg/m}^3 =$ 1004
ARENA	0,063 $= 1 - 0,020 - 0,202 - 0,095 - 0,620$	Ajuste por diferencia $2355 - 1004 - 297 - 202 =$ 852
Sumatoria	1,000	2355

Entonces, por volumen un valor bajo para la arena se corrige, por ejemplo, por peso, de paso 7, en tabla 5,3,7,1, para un piedrín de 3/4 pulgada o 19 mm y un concreto sin aire incluido, se interpola un peso de concreto de **2355 kg/m^3** . Colocando dicho valor en tabla anterior, se ajusta el cálculo.

MATERIAL	VOLUMEN m3	PESO kg	VOLUMEN m3 correguido
AIRE	0,020	despreciable	$0,020/1,501 =$ 0,013
AGUA	0,202	202	$0,202/1,501 =$ 0,135
CEMENTO	0,095	297	$0,095/1,501 =$ 0,063
PIEDRIN	0,620	$0,620\text{m}^3 \times 1620 \text{ kg/m}^3 =$ 1004	$0,620/1,501 =$ 0,413
ARENA	Ajuste de arena desde peso $852\text{kg} / 1510 \text{ kg/m}^3 =$ 0,564	Ajuste por diferencia $2355-1004-297-202 =$ 852	$0,564/1,501 =$ 0,376
Sumatoria	$0,020+0,202+0,095+0,620$ $+0,564 =$ 1,501	2355	1,000

Proporciones por peso y volumen
cemento/cemento, arena/cemento, piedrín/piedrín

- Por peso: $297/297, 852/297, 1004/297 = 1, 2,87, 3,38$, redondeando a: 1, 3, 3
- Por volumen: $0,063/0,063, 0,376/0,063, 0,413/0,063 = 1, 5,97, 6,55$, redondeando 1, 6, 6, *pero se ve una proporción alta. Se puede correguir por la densidad aparente del cemento de 1500 kg/m^3 , de donde $0,063 \text{ m}^3 \times 3150/1500 = 0,132 \text{ m}^3$ cemento / m^3 de mezcla.*
- Por volumen correguido: $0,132/0,132, 0,376/0,132, 0,413/0,132 = 1, 2,85, 3,13$, redondeando a 1, 3, 3.
- Ya están las proporciones de inicio, es de comenzar por replicarlas y construir los primeros cilindros prototipos, para ir revisando desempeño de materiales y $f'c$, con esto ir haciendo los ajustes necesarios.

Ejemplo 3 de diseño de mezcla

Para un cilindro de concurso con un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Un concreto de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, para testigo o cilindro de concreto. El cemento con densidad relativa de 3.15, la arena con densidad de 1485 kg/m^3 , módulo de finura de 3,0 y humedad del 6%. El piedrín con una densidad de 1620 kg/m^3 y una humedad del 4%. La información de los agregados a determinar previamente.

1. Revenimiento, de paso 1, para masa de concreto, de 2 a 4 pulgadas (5,08 a 10,16 cm)
2. Paso 2, para el molde de los cilindros de concreto de 12 pulgadas de alto y 6 de diámetro, se tiene un diámetro máximo de agregado grueso o piedrín de $1/5 \times 6'' = 6/5'' = 1 \frac{1}{5}'' = 3,048 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm} = 30\text{mm}$
3. Paso 3. Se considera un concreto sin aire incluido, no hay congelación y deshielo. Para un

piedrín de 1/2 pulgada o 12,7 mm y slump o asentamiento de 3 a 4 pulgadas, se tiene $365 \text{ lb/yd}^3 \times (0,5945 \text{ kg/m}^3 / 1 \text{ lb/yd}^3) = 217 \text{ kg/m}^3$ de agua y un 2,5% de aire por volumen.

Tabla 5.3.3. Volumen de agua = $217 \text{ kg}/1000 \text{ kg/m}^3 = 0,217 \text{ m}^3$ de agua.

4. Paso 4 y 5, cantidad de cemento de la tabla 5.3.4, para concreto sin aire incluido y $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 = 5000 \text{ psi}$, Agua/cemento por peso = 0,48. $217 \text{ kg agua/cemento} = 0,48$, así cemento = $217/0,48 = 452 \text{ kg}$ de cemento. Por volumen $452 \text{ kg cemento} / 3150 \text{ kg/m}^3 = 0,144 \text{ m}^3$ de cemento.
5. Paso 6, cantidad de piedrín por volumen, de la tabla 5,3,6, con diámetro de piedrín de 1/2 pulgada o 12,7 mm y Mfinura de arena de 3,0 se tiene $0,53 \text{ m}^3$ piedrin / 1 m^3 de mezcla.

MATERIAL	VOLUMEN m3	PESO kg
AIRE	0,025	despreciable
AGUA	0,217	$217 - 34 - 47 = 136$
CEMENTO	0,144	452
PIEDRIN	0,530	$0,530 \text{ m}^3 \times 1620 \text{ kg/m}^3 = 859$ y 4% humedad = $859 \times 0,04 = 34$ $859 + 34 = 893$
ARENA	$0,084$ $= 1 - 0,025 - 0,217 - 0,144 - 0,620$	Ajuste por diferencia $2315 - 859 - 452 - 217 = 787$ y 6% humedad = $787 \times 0,06 = 47$ $787 + 47 = 834$
Sumatoria	1,000	$2315 = 136 + 452 + 893 + 834$

Entonces, por volumen un valor bajo para la arena se corrige, por ejemplo por peso, de paso 7, en tabla 5,3,7,1, para un piedrín de 1/2 pulgada o 12,7 mm y un concreto sin aire incluido, se interpola un peso de concreto de 2315 kg/m^3 . Colocando dicho valor en tabla anterior, se ajusta el cálculo.

La humedad de los agregados se corrige por peso, humedad relación por peso.

MATERIAL	VOLUMEN m3	PESO kg	VOLUMEN m3 corregido
AIRE	0,025	despreciable	$0,025/1,418 =$ 0,018
AGUA	0,136	136	$0,136/1,418 =$ 0,096
CEMENTO	0,144	452	$0,144/1,418 =$ 0,102
PIEDRIN	$893\text{kg} / 1620\text{kg/m}^3 =$ 0,551	893	$0,551/1,418 =$ 0,388
ARENA	$834\text{kg} / 1485\text{kg/m}^3$ 0,562	834	$0,562/1,418 =$ 0,396
Sumatoria	$0,025+0,136+0,144+0,551+0,562$ $=$ 1,418	2315	1,000

Proporciones por peso y volumen

cemento/cemento, arena/cemento, piedrín/piedrín

- **Por peso:** $452/452, 834/452, 893/452 = 1, 1,85, 1,98$, **redondeando a: 1, 2, 2**
- **Por volumen:** $0,102/0,102, 0,396/0,102, 0,388/0,102 = 1, 3,88, 3,80$, **redondeando 1, 4, 4, pero se ve una proporción alta. Se puede corregir por la densidad aparente del cemento de 1500 kg/m^3 , de donde $0,102 \text{ m}^3 \times 1500/1500 = 0,214 \text{ m}^3 \text{ cemento} / \text{m}^3 \text{ de mezcla}$.**
- **Por volumen corregido:** $0,214/0,214, 0,396/0,214, 0,388/0,214 = 1, 1,85, 1,81$, **redondeando a 1, 2, 2.**
- Ya están las proporciones de inicio, es de comenzar por replicarlas y construir los primeros cilindros prototipos, para ir revisando desempeño de materiales y $f'c$, con esto ir haciendo los ajustes necesarios.

Ejemplo 4 de diseño de mezcla

Para un cilindro de concurso con un $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$

Un concreto de $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, para testigo o cilindro de concreto. El cemento con densidad relativa de 3.15, la arena con densidad de 1425 kg/m^3 , módulo de finura de 2,4 y humedad del 8%. El piedrín con una densidad de 1605 kg/m^3 y una humedad del 7%. La información de los agregados a determinar previamente.

1. Revenimiento, de **paso 1**, para masa de concreto, de 2 a 4 pulgadas (5,08 a 10,16 cm)
2. **Paso 2**, para el molde de los cilindros de concreto de 12 pulgadas de alto y 6 de diámetro, se tiene un diámetro máximo de agregado grueso o piedrín de $1/5 \times 6'' = 6/5'' = 1 \frac{1}{5}'' = 3,048 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm} = 30\text{mm}$
3. **Paso 3.** Se considera un concreto sin aire incluido, no hay congelación y deshielo. Para un piedrín de **3/8 pulgada o 9,5 mm** y slump o asentamiento de 3 a 4 pulgadas, se tiene 385 lb/yd³ x (0,5945 kg/m³ / 1lb/yd³) = 229 kg/m³ de agua y un **3% de aire por volumen**.
Tabla 5.3.3. Volumen de agua = $229 \text{ kg}/1000\text{kg/m}^3 = 0.229 \text{ m}^3 \text{ de agua}$.

4. **Paso 4 y 5**, cantidad de cemento de la tabla 5.3.4, para concreto sin aire incluido y $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2 = 6000 \text{ psi}$, **Agua/cemento por peso = 0.41**. $229 \text{ kg agua/cemento} = 0.41$, así $\text{cemento} = 229/0.41 = 559 \text{ kg de cemento}$. Por volumen $559 \text{ kg cemento} / 3150 \text{ kg/m}^3 = 0.177 \text{ m}^3 \text{ de cemento}$.
5. **Paso 6**, cantidad de piedrín por volumen, de la tabla 5.3.6, con diámetro de piedrín de 3/8 pulgada o 9,5 mm y Mfinura de arena de 2,4 se tiene **0,50 m³ piedrín / 1m³ de mezcla**.

MATERIAL	VOLUMEN m ³	PESO kg
AIRE	0,030	despreciable
AGUA	0,229	$229 - 56 - 55 = 118$
CEMENTO	0,177	559
PIEDRIN	0,500	$0,500 \text{ m}^3 \times 1605 \text{ kg/m}^3 = 803$ y 7% humedad = $803 \times 0,07 = 56$ $803 + 56 = 859$
ARENA	0,064 $= 1 - 0,030 - 0,229 - 0,177 - 0,500$	Ajuste por diferencia $2285 - 803 - 559 - 229 = 694$ y 8% humedad = $694 \times 0,08 = 55$ $694 + 55 = 749$
Sumatoria	1,000	2285 = 118 + 559 + 859 + 749

Entonces, por volumen un valor bajo para la arena se corrige, por ejemplo, por peso, de paso 7, en tabla 5.3.7.1, para un piedrín de 3/8 pulgada o 9,5 mm y un concreto sin aire incluido, se interpola un peso de concreto de **2285 kg/m³**. Colocando dicho valor en tabla anterior, se ajusta el cálculo. La humedad de los agregados se corrige por peso, humedad relación por peso.

MATERIAL	VOLUMEN m ³	PESO kg	VOLUMEN m ³ correguido
AIRE	0,030	despreciable	$0,030 / 1,386 = 0,021$
AGUA	0,118	118	$0,118 / 1,386 = 0,085$
CEMENTO	0,177	559	$0,177 / 1,386 = 0,128$
PIEDRIN	$859 \text{ kg} / 1605 \text{ kg/m}^3 = 0,535$	859	$0,535 / 1,386 = 0,386$
ARENA	$749 \text{ kg} / 1425 \text{ kg/m}^3 = 0,526$	749	$0,526 / 1,386 = 0,380$
Sumatoria	$0,025 + 0,136 + 0,144 + 0,551 + 0,562 = 1,386$	2285	1,000

Proporciones por peso y volumen

cemento/cemento, arena/cemento, piedrín/piedrín

- **Por peso:** $559/559, 749/559, 859/559 = 1, 1,34, 1,54$, redondeando a: **1, 1,5, 1,5**

- **Por volumen:** $0,177/0,177, 0,526/0,177, 0,535/0,177 = 1, 2,97, 3,02$, **redondeando 1, 3, 3**, pero se ve una proporción alta. Se puede corregir por la densidad aparente del cemento de 1500 kg/m^3 , de donde $0,177 \text{ m}^3 \times 1500/1500 = 0,372 \text{ m}^3 \text{ cemento} / \text{m}^3 \text{ de mezcla}$.
- **Por volumen corregido:** $0,372/0,372, 0,526/0,372, 0,535/0,372 = 1, 1,41, 1,44$, **redondeando a 1, 1,5, 1,5**.
- Ya están las proporciones de inicio, es de comenzar por replicarlas y construir los primeros cilindros prototipos, para ir revisando desempeño de materiales y $f'c$, con esto ir haciendo los ajustes necesarios.

Al final, después de los diseños de mezcla:

1. Es de construir prototipos y por ensayo y error se va ajustando agua, arena y agregados, hasta estar seguros del comportamiento y predicción de la mezcla.
2. A verificar y tomar datos de:
 - a. Hacer mezcla con mezcladora, 50% agua diseño mezcla, piedrín, arena cemento y el resto de 50% de agua con aditivos, de ser necesario. Velocidad del tambor mezclador de 18 a 20 revoluciones por minuto, con un tiempo de mezclado de 2 a 3 minutos.
 - b. No dejar caer de manera brusca la mezcla fresca (golpear la mezcla) Este golpe puede generar segregación, por rebote de piedrines en la superficie de mezclado
 - c. En Mezcla fresca verificar
 - d. Temperatura
 - e. Densidad, para confrontar paso 7 de diseño de mezcla
 - f. Porcentaje de Aire, Prueba A por ejemplo, para confrontar paso 3 de diseño de mezcla
 - g. Hacer ensayo del Slump o Cono de Abrahams, para confrontar revenimiento o Slump del diseño de mezcla
3. Manejo de cilindros en Molde, por curado:
 - a. El llenado de tres moldes de concreto se hace así: primero la tercera parte de cada molde, para una segunda tercera parte de estas formaletas y el tercio final para cada cimbra o forma cilíndrica. No es llenar completamente en primer molde, para luego un segundo y un tercero, por ejemplo. Se busca la menor variación estadística.
 - b. Dejar al concreto en su etapa durmiente en un ambiente húmedo, verificar agua en color constante del concreto de sus muestras encofrados. Dejar estos cilindros en su formaleta de 1 a 3 días, hasta que el $f'c$ este por el 40%.
 - c. Colocar los cilindros desencofrados en una pila con agua y un poco de cemento, esta agua debe cubrir completamente a estos cilindros en su etapa de fraguado o endurecido. Cilindros en saturación en agua y cemento.
4. Transporte de cilindros al concurso (si fuera necesario)
 - a. Embalar o empacar estos cilindros sacados o tomados de la pila en agua y cemento, cilindros en saturación y colocar en cajones o cajas de madera o plástico resistente.
 - b. Estas cajas se pueden llenar de viruta de madera saturada por dos razones:
 - i. Minimizar al máximo los golpes y vibraciones del transporte.

- ii. Mantener la humedad de los cilindros lo más estable posible.
- c. Durante el transporte es de ir verificando la humedad, es de ayuda una caja cerrada para manejar la humedad de los cilindros.
- d. De lo peor que puede pasar es que los cilindros lleguen fracturados por fuertes variaciones de humedad o por golpes y vibraciones.
- e.

CONCRETO Y AMBIENTE

Nota aclaratoria y de referencia: Las siguientes ideas son tomadas de cursos y certificaciones de especialización de la Universidad del American Concrete Institute ACI.

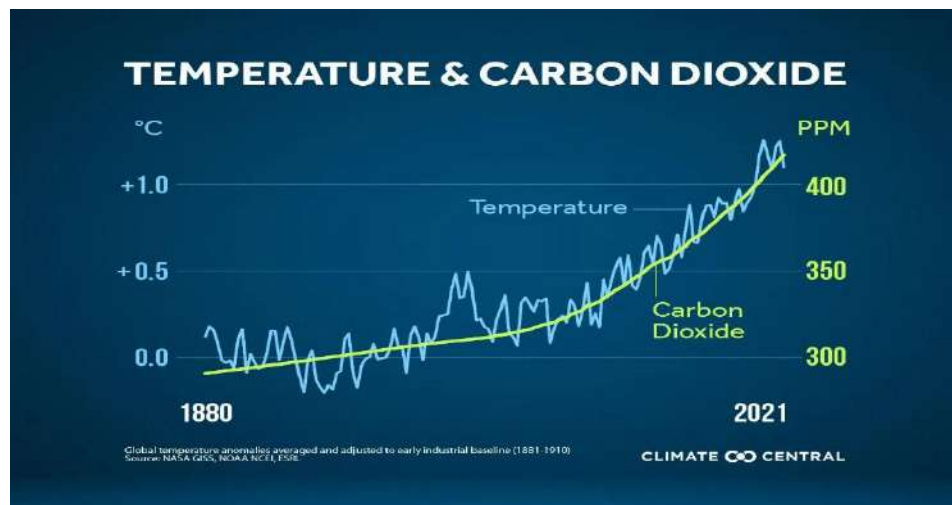
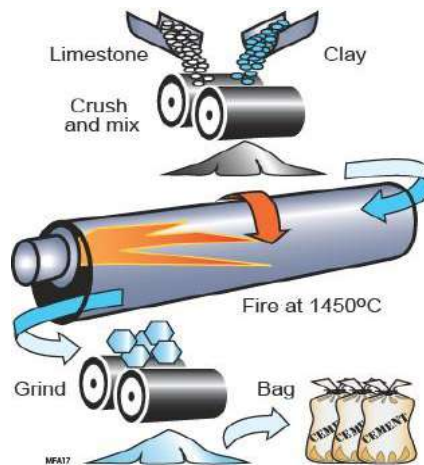
1. Apéndice de sostenibilidad de la norma ACI 318-25: Visión general
https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=WCEU2506&Format=ONLINE_LEARNING&Language=English&Units=US_Units
2. Programa de Certificación: Hormigón con bajas emisiones de carbono: cuantificación, diseño y cumplimiento
https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=CERTPGM-LCC1&Format=ONLINE_LEARNING&Language=English&Units=US_Units

INICIANDO:

1. De un tiempo atrás se mencionan productos (en general) amigables con el ambiente y de la política de reciclaje. Con lo anterior se busca materiales que no sean de un solo uso, tal como el poliestireno expandido (EPS) o simplemente duroport, como otros materiales otros.
2. En lo relacionado con el concreto, esta temática va en dos vías principales, tales como:
 - a. Reciclaje de materias primas:
 - i. Agregados a base de vidrio triturado, por ejemplo
 - ii. Materiales y auxiliares cementantes tales como escorias de hornos.
 - b. Manejo en reducción de Dióxido de Carbono (CO₂)

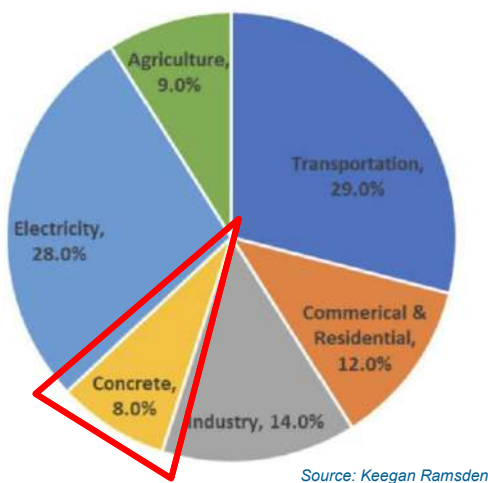
Fabricación de cemento

1. El cemento Portland se fabrica calcinando piedra caliza a temperaturas de entre 1260 °C y 1650 °C y moliéndola hasta obtener un polvo fino.
2. Las emisiones de carbono provienen de los combustibles fósiles y de la reacción de calcinación ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$)
3. Liberación de carbono: 1 tonelada de cemento Portland produce aproximadamente 1 tonelada de emisión de CO₂

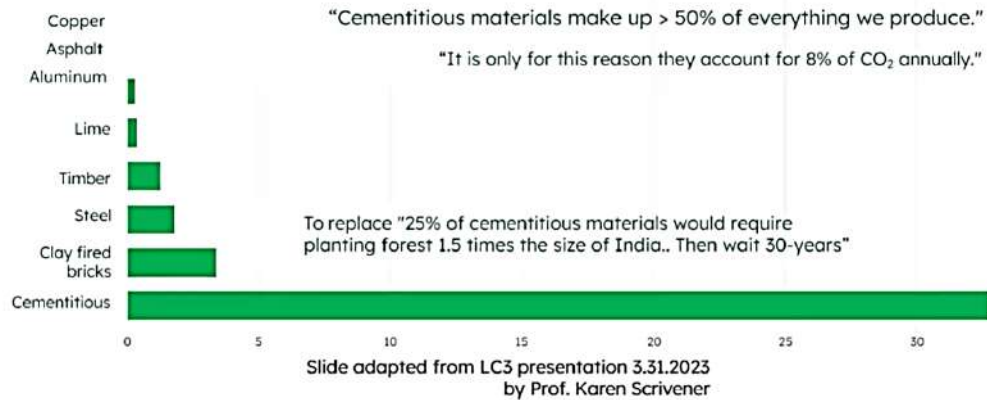


Impactos ambientales de la construcción con hormigón

El hormigón se fabrica mezclando cemento con áridos. Este proceso apenas genera emisiones de carbono; el cemento es el verdadero problema en lo que respecta a la huella de carbono. El proceso de fabricación del cemento es la única razón por la que la industria del hormigón representa el 8 % de las emisiones mundiales totales.



Global CO₂ emissions from cement



El hormigón en el siglo XXI

La construcción con hormigón en el siglo XXI estará impulsada por la durabilidad, además de la resistencia y la aptitud al servicio.

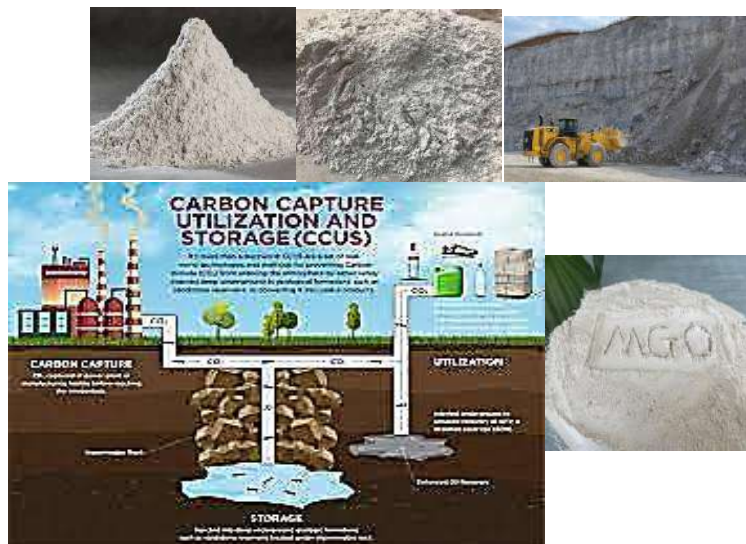
- Aumento de las emisiones de carbono
- Calentamiento global
- Una amenaza creíble de cambio climático

El desarrollo económico sostenible no es posible sin reducir el consumo derrochador de recursos naturales.

Sostenibilidad en la construcción

Opciones para reducir las emisiones derivadas de la producción de cemento:

- Minimizar la extracción de materias primas
- Uso de biomasa para la generación de calor
- Sustitución parcial del cemento Portland (PC) por materiales cementantes suplementarios (SCM)
- Captura y almacenamiento de carbono (CCS)
- Desarrollo de nuevas formulaciones de cemento con menor consumo energético y huella de carbono (cemento de MgO)



SCM and PC

Cemento Portland en menor porcentaje en diseño de mezclas, sustituido por: Cenizas volantes, escoria, puzolana natural (hay bastante en Guatemala por actividad volcánica) y otros.



ACI 318-25 – Apéndice C – Sostenibilidad y resiliencia

ALCANCE:

C.2.1 Este apéndice establece requisitos para el diseño sostenible y el diseño resiliente de estructuras cuando así lo requiera el propietario o la autoridad competente.

C.2.2 Los requisitos del Apéndice C se aplicarán adicionalmente a los establecidos en los capítulos 1 a 26.



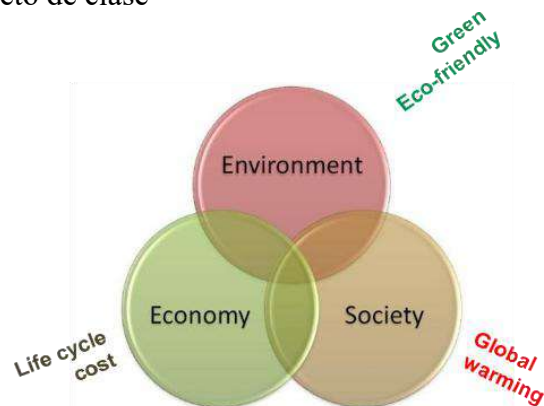
C.2.3 Si las disposiciones del Apéndice C se incorporan a un diseño, el profesional con licencia (LDP) debe identificar y especificar los requisitos de sostenibilidad y resiliencia aplicables en los documentos de construcción.



C.4.3 Los niveles de desempeño requeridos, superiores a los requisitos mínimos de este Código, deberán incluirse en los documentos de construcción.

ACI 318 Diseño Sostenible

Proceso de diseño que considera el equilibrio entre los principios sociales, económicos y ambientales desde la concepción de la obra hasta el final de su vida útil. Recordar el inicio de este libretto de clase



Definiciones de la norma ACI 318

diseño resiliente – proceso de diseño que anticipa, aborda y mitiga los riesgos asociados a peligros conocidos, ya sean naturales o provocados por el ser humano, mediante el equilibrio entre el costo de construcción, el consumo de materiales, la recuperación de la funcionalidad y la posible pérdida económica en caso de que ocurra un evento de peligro específico. Capacidad para recuperarse o adaptarse fácilmente a la adversidad o al cambio.



Diseño resiliente

El diseño de sistemas estructurales de hormigón resilientes incluye:

1. Evaluar la importancia de la estructura
2. Evaluar los peligros a los que puede estar expuesta la estructura
3. Evaluar la vulnerabilidad y la sensibilidad de la estructura ante daños
4. Evaluar las consecuencias de los daños
5. Evaluar los efectos interdependientes de la estructura en otros sistemas físicos y sociales

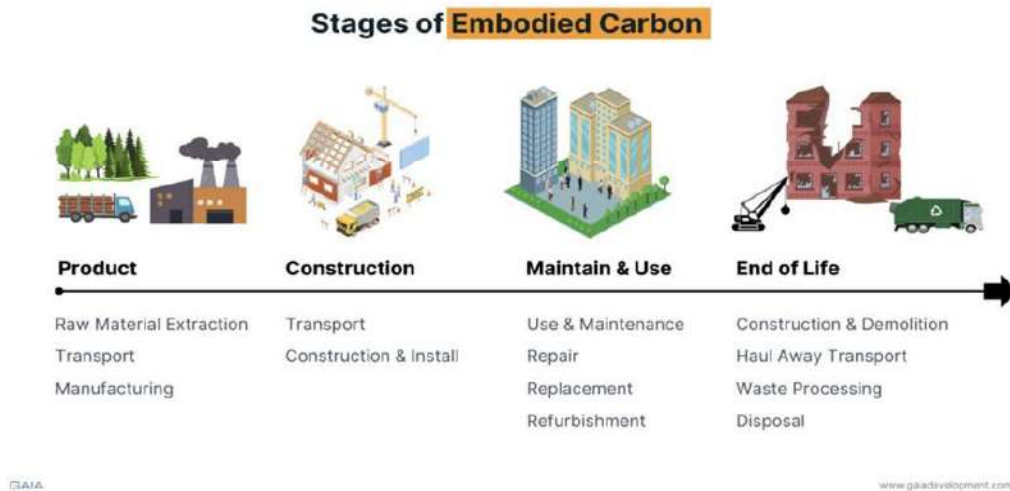


Definiciones

Evaluación del ciclo de vida de todo el edificio (WBLCA, por sus siglas en inglés):
evaluación del ciclo de vida (LCA) del edificio completo.

Componentes clave de una WBLCA

1. Análisis del carbono incorporado
 2. Análisis del carbono operativo
 3. Potencial de reutilización y reciclaje de materiales
- Fuente: Understanding the 2022 CAL Green Intervening Code (Comprensión del Código Intermedio CALGreen 2022): en vigor a partir de julio de 2024.



Evaluación del ciclo de vida de todo el edificio (WBLCA)

La WBLCA generalmente comprende varias etapas clave:

1. Extracción y producción de materiales
2. Construcción
3. Operación y mantenimiento
4. Renovación
5. Demolición y eliminación

Evaluación del ciclo de vida del edificio para una mejor arquitectura



Source: www.archdaily.com/995421/understanding-whole-

Un WBLCA (Whole-Building Life Cycle Assessment, o Análisis de Ciclo de Vida de Edificio Completo) es una metodología científica que mide y cuantifica los impactos ambientales de un edificio a lo largo de toda su vida útil, desde la extracción de las materias primas hasta su demolición y disposición final. A diferencia de los análisis tradicionales, que se enfocan solo en la energía operativa (calefacción o iluminación), el

WBLCA calcula el carbono embebido (asociado a la fabricación y transporte de materiales) y el impacto total de la edificación. Es una herramienta clave en regulaciones de construcción sostenible y certificaciones como LEED o BREEAM. En la práctica, esta evaluación se realiza mediante software especializado que recopila el inventario de materiales de un proyecto y lo cruza con datos de Declaraciones Ambientales de Producto (EPD, por sus siglas en inglés). Los programas más utilizados en la industria para realizar estos análisis incluyen

Evaluación de la sostenibilidad de sistemas de hormigón estructural

C3.1(b) El análisis de ciclo de vida de todo el edificio (WBLCA) debe incluir:

- 1) Categorías de impacto ambiental (ISO 21930): deben incluir el potencial de calentamiento global (GWP), el potencial de acidificación, el potencial de eutrofización, el potencial de agotamiento de la capa de ozono y el potencial de formación de smog.
- 2) Categorías del inventario de ciclo de vida (ICV): deben incluir el consumo de agua, los residuos sólidos, la demanda total de energía y la demanda total de energía no renovable.
- 3) Se permite incluir la energía operativa en el WBLCA.

1. **One Click LCA:** Una de las herramientas automatizadas más completas para calcular el carbono embebido y realizar evaluaciones de ciclo de vida.
<https://oneclicklca.com/es/>
2. **EC3 (Embodied Carbon in Construction Calculator):** Una herramienta de código abierto desarrollada por el Carbon Leadership Forum para comparar y evaluar datos de EPDs de forma gratuita.
<https://carbonleadershipforum.org/ec3-tool/>
3. **Tally:** Una aplicación que integra el análisis de ciclo de vida directamente con modelos de diseño arquitectónico (BIM).
<https://kierantimberlake.com/work/tally/>

ALGUNA NOMENCLATURA DE CONCRETO Y EMISIONES DE CARBONO

LCA: Life Cycle Analysis, o análisis de ciclo de vida del proyecto.

LCCA: Life Cycle Cost Analysis, o análisis del costo del ciclo de la vida del proyecto.

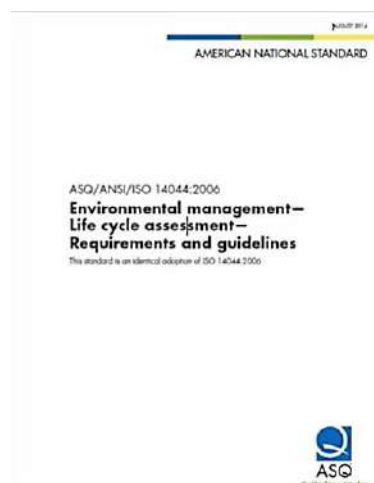
LCA: Life Cycle Assesment, o Análisis del ciclo de vida en el ambiente.

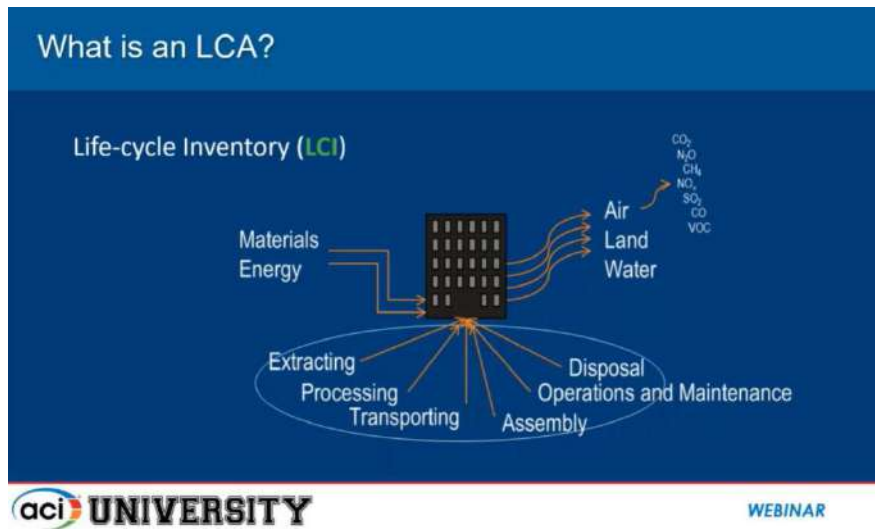


¿Qué es una LCA? (Life Cycle Analysis, o análisis de ciclo de vida del proyecto)

1. Es una evaluación ambiental completa en los productos y procesos.
2. Un análisis completo de todo lo asociado a impacto (ambiental) en lugar de criterios por separado, por ejemplo, las emisiones GHG, o emisiones de gases de efecto invernadero.

3. Una LCA esta soportado por la ciencia y no por subjetividades.
4. Incluye los efectos de:
 - a. Extracción de materia prima cruda (materiales naturales como roca, arena y otros) como todos sus usos.
 - b. Manufactura de los componentes.
 - c. Transporte
 - d. Ensamble y. construcción.
 - e. Operación y mantenimiento.
 - f. Demolición, disposición, reciclaje y re-uso.
5. Incluyen en el análisis de impacto ambiental, tal como:
 - a. Potencial de calentamiento global.
 - b. Potencial de acidificación.
 - c. Potencial de eutroficación.
 - d. Potencial de creación de Smog.
 - e. Potencial de agotamiento de ozono.
 - f. Consumo total de energía primaria
 - g. **Etc!**.
6. Consiste en cuatro interactivos pasos:
 - I. **Objetivos y alcances;** establecer límites.
 - II. **Inventario de ciclo de vida (LCI):** cuentas individuales de flujos en el ambiente, tal como: emisiones, materiales y energía)
 - III. **Evaluación del impacto del ciclo de vida (LCIA):** evaluar el impacto ambiental de cada flujo.
 - IV. **Interpretación**
7. **LCA** = una buena herramienta, pero es complicada y costosa. Dificulta conocer cuál es el mejor camino, respecto a las correctas alternativas de impactos ambientales.
 - a. No es el resultado de un solo número
 - b. Un típico reporte desde las 50 hasta las 100 o más páginas





¿Qué es una EPD (Environmental Product Declaration, Declaración ambiental de Producto)

- 1) Etiquetas de declaración ambiental Tipo III, según normativa ISO 14025.
- 2) Etiquetas basadas en LCI y LCA de acuerdo con series y estándares de ISO 14040, con respecto a PCR
- 3) Se incluyó a las principales partes interesadas.
- 4) Revisado por pares
- 5) Provee información de múltiples atributos de sustentabilidad.
- 6) Información en EPD, conforme a LCA.
- 7) De ese modo, para que los productos se puedan comparar con otros similares por la etiqueta. Se hace necesaria una reglamentación (PCR) para establecer categorías.
- 8) La duración de una EPD en el tiempo se estima en 5 años. Por ejemplo, un fabricante de cementos se ve obligado a renovar sus EPD cada 5 años para estar en el mercado de los materiales de construcción

¿Qué es una PCR?

- 1) En el ámbito industrial, las PCR también hacen referencia a las Reglas de Categoría de Producto (Product Category Rules), que son las normas técnicas empleadas para calcular el impacto ambiental de un producto a lo largo de su vida útil.
- 2) Es un juego de reglas para LCA que incluye:
 - a. Estados de ciclo de vida que se incluyen y los que no se incluyen.
 - b. De la cuna a la tumba (aplicación de material de construcción desde inicio hasta el fin de la edificación)
- 3) Inventario del ciclo de vida (LCI) como cortes de regla, para cuantificar componentes.
- 4) Evaluación del impacto del ciclo de vida (LCIA).
- 5) Evaluación de la metodología que incluyen categorías de impacto.
- 6) También establece reglas para la resultante de EPD:
 - a. Información de la programación de operación como de verificación.
 - b. Lista de categoría de impacto

- c. Requisitos del formato de etiquetas de EPD
- 7) Listas de ítems o puntos de inventario.

El Embodied Carbon in Construction Calculator (EC3) es una plataforma en la nube, gratuita y de acceso abierto, diseñada para medir y reducir el carbono embebido de los materiales de construcción.

Administrada por la organización sin fines de lucro Building Transparency, la herramienta ayuda a arquitectos, ingenieros y contratistas a elegir las opciones de menor impacto climático durante el diseño y la compra de materiales. A diferencia del carbono operacional (producido por el uso de energía del edificio), el carbono embebido representa los gases de efecto invernadero liberados durante la extracción, fabricación y transporte de los materiales.

Características y funcionamiento clave Base de datos de EPDs: Reúne miles de Declaraciones Ambientales de Producto (EPDs) verificadas por terceros. Esto permite comparar la intensidad de carbono (GWP - Potencial de Calentamiento Global) de materiales similares.

Enfoque en el suministro inicial: Evalúa principalmente las fases iniciales del ciclo de vida del producto (etapas A1 a A3: extracción de materia prima, transporte a fábrica y manufactura).

Integración con BIM: Permite importar listados de cantidades directamente desde estimaciones de construcción o modelos 3D a través de softwares de diseño.

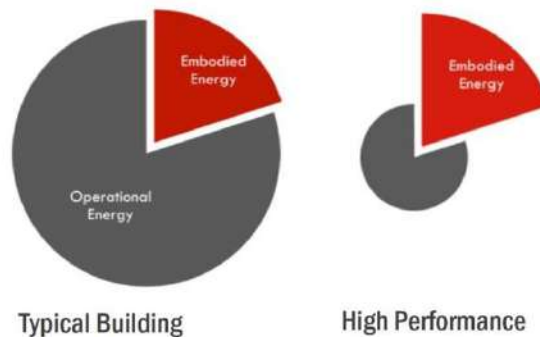
Visualización de datos: Muestra de forma gráfica (mediante diagramas de Sankey y gráficos de barras) qué secciones o materiales del edificio acumulan el mayor impacto ecológico.

¿Cómo se utiliza en un proyecto?

Definición de requisitos: El usuario busca un material específico (como hormigón o acero estructural) y aplica filtros según el rendimiento técnico, la ubicación geográfica y la disponibilidad local.

Comparación de proveedores: La plataforma contrasta las huellas de carbono de diferentes fabricantes locales que cumplen con la misma especificación técnica.

Planificación del edificio: Se ingresan los volúmenes totales de obra para calcular el inventario de carbono global, identificar reducciones viables sin aumentar costos significativamente y exportar reportes para certificaciones sustentables (como LEE



Resiliencia

C.4.2 El diseño del sistema estructural de hormigón y de sus elementos debe considerar la resiliencia frente a los peligros pertinentes, de acuerdo con los apartados (a) a (e):

- (a) uso previsto de la estructura
- (b) riesgos asociados a la ubicación geográfica
- (c) consecuencias de los daños o de la pérdida de uso
- (d) tolerancia del propietario ante diversos niveles de daño o pérdida
- (e) tiempo necesario para la recuperación tras sufrir daños

Orientación para determinar peligros:

- Normas FORTIFIED para resistencia al viento en edificaciones comerciales
- Sistema de certificación RELi adoptado por el U.S. Green Building Council
- U.S. Resilience Council
- Publicación Especial 1190 del NIST
- FEMA
- NOAA
- USGS

C.5 Mezclas de hormigón

C.5.1 Los parámetros de diseño utilizados para especificar un diseño sostenible deben tener en cuenta:

- a. La disponibilidad local de datos sobre sostenibilidad
- b. Los objetivos de diseño sostenible para la Obra

Las estrategias para desarrollar mezclas de concreto que cumplan con los requisitos de sostenibilidad de la obra incluyen, entre otras:

- a. Uso de cementos compuestos (mezclados)
- b. Uso de materiales cementantes suplementarios
- c. Maximización de la eficiencia del cemento
- d. Especificación de una edad más avanzada para alcanzar la resistencia de diseño
- e. Uso de criterios basados en el desempeño (consultar ACI 329R)
- f. Uso de aditivos
- g. Uso de procesos de menor huella de carbono para la producción de materiales

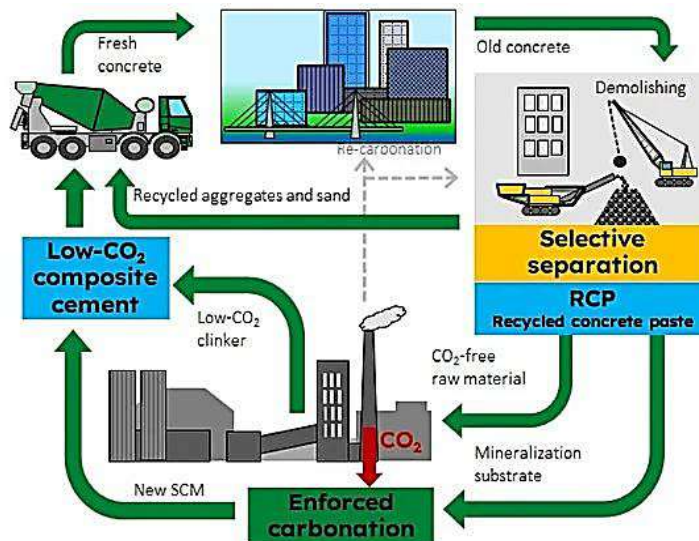


C5.1.2 Los productores de hormigón deben demostrar que están mejorando su impacto ambiental, pero únicamente comparando sus propios productos, sin competir con los de otros.

1. Demostrar la reducción del impacto ambiental. Los productores deben demostrar que están mejorando su impacto ambiental, pero únicamente comparando sus propios productos, sin competir con los de otros.
2. Cómo realizar la comparación
3. Cumplimiento de los requisitos del proyecto
4. Método de ensayo claro
5. Sin comparaciones entre productores

C.5.1.3 Otras formas de hacer la construcción más ecológica:

1. Más objetivos de sostenibilidad
2. Establecer límites
3. Normas útiles (ISO 14044, EPD)
https://www.iso.org/standard/37456.html?_cf_chl_f_tk=0EbC1RUPWyGQ0hRNHGwHGTlz2AXsbOX.AFZ1JWQx.g-1783185299-1.0.1.1-BrvfZsVcRV4pX1rR2Ve60dcCkuTnOo8m5zCGZN7EwI4
4. La sostenibilidad no se limita a la contaminación; también puede implicar el uso de menos energía, agua o materiales no renovables.



El hormigón cumple con límites específicos de potencial de calentamiento global (GWP).

Los límites deben ser prácticos y basarse en lo que los proveedores locales pueden suministrar.

C5.2.1 El hormigón debe cumplir con límites específicos de contaminación (GWP) en función de su tipo y tamaño.

1. Mantenerse dentro de los límites

2. Uso de un punto de referencia: Si el límite se basa en un punto de referencia estándar, dicho punto se define mediante un promedio regional o local del sector.

C.5 Mezclas de hormigón

C.5.2.1.1 Las mezclas de hormigón pueden superar el límite de contaminación (GWP) para:

- Facilitar la construcción
- Cumplir con los requisitos de resistencia inicial
- Satisfacer otras necesidades específicas

Sin embargo: La contaminación total de todo el hormigón del proyecto debe mantenerse dentro del límite global del proyecto.

Cómo se establece el límite: El límite global se calcula multiplicando el volumen de cada tipo de hormigón por su límite de contaminación y sumando los resultados.

Se permite cierta flexibilidad para las mezclas individuales, pero el proyecto en su conjunto debe mantener un perfil ecológico adecuado.

Documentación del GWP

C.5.3.1 Los valores de GWP para las mezclas de hormigón deberán documentarse en uno de los siguientes elementos:

- (a) un informe de evaluación del ciclo de vida (LCA) verificado de forma independiente
- (b) una declaración ambiental de producto (EPD) específica del producto, verificada de forma independiente
- (c) una herramienta de LCA verificada de forma independiente.

Los informes de LCA, las EPS y las herramientas de LCA deberán cumplir con la norma ISO 14044 y con la regla de categoría de producto pertinente que cumpla con la norma ISO 21930.

Ventajas de una mezcla de hormigón sostenible

1. Menor impacto ambiental: Las mezclas de hormigón sostenible contribuyen a reducir las emisiones de CO₂ y el consumo de recursos, fomentando una construcción respetuosa con el medio ambiente.
2. Mayor durabilidad: Muchos materiales alternativos, como las cenizas volantes y la escoria, pueden mejorar la durabilidad y la vida útil de las estructuras de hormigón.
3. Reducción de residuos: El uso de subproductos industriales en las mezclas de hormigón ayuda a desviar residuos de los vertederos y a fomentar el reciclaje.

Desventajas de una mezcla de hormigón sostenible

1. Disponibilidad: Es posible que algunos materiales alternativos no estén fácilmente disponibles en determinadas regiones, lo que puede limitar la adopción de mezclas de hormigón sostenible.
2. Coste: Aunque los beneficios a largo plazo del uso de mezclas de hormigón sostenible pueden compensar los costes iniciales, algunos proyectos pueden conllevar mayores gastos de inversión inicial.
3. Curva de aprendizaje: El uso de nuevos materiales y técnicas puede requerir formación y conocimientos especializados adicionales para garantizar un rendimiento óptimo.

Resumen

1. Reducir las emisiones de CO₂ de la industria del cemento y el hormigón es fundamental, pero constituye solo una parte del panorama general del hormigón sostenible y resiliente.
2. El movimiento por la sostenibilidad ha llegado para quedarse.
3. La resiliencia es clave para la estabilidad a largo plazo.
4. El ACI está comprometido con la sostenibilidad y la resiliencia de la construcción con hormigón (normas ACI 318, ACI 323 y ACI 130).

Ideas sobre materiales orgánicos y reciclables para fabricación de concreto

<https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=13019&Language=English&Units=US> AND METRIC

Materiales cementantes suplementarios (Supplementary Cementitious Materials, SMC)

1. Bio productos industriales
 - a. Ceniza volante
 - b. Escoria de cemento
 - c. Hume de sílice
 - d. Vidrio esmerilado
 - e. Fresno cosechado
 - f. Cenizas de fondo de carbón**
 - g. Relaves mineros (desechos de extracción de minerales en rocas)
 - h. Finos de lavado de hormigón
 - i. Mineralización de CO₂**
2. Puzzolanas naturales
 - a. Arcillas y esquistos calcinados
 - i. Meta caolín.
 - ii. Otras arcillas calcinadas
 - iii. Esquistos calcinados (roca metamórfica de grado medio foliada)
 - b. Material volcánico
 - i. Ceniza volcánica
 - ii. Pumicita (pómez)
 - iii. Toba
 - iv. Trass (es un tipo de toba volcánica natural rica en sílice y alúmina)
 - v. Obsidiana
 - vi. Perlita, es un vidrio volcánico natural rico en sílice que contiene agua en su estructura.
 - vii. Zeolitas, son aluminosilicatos microporosos naturales que se forman cuando rocas y cenizas volcánicas interactúan con aguas subterráneas alcalinas
 - c. Rocas sedimentarias silicosas
 - i. Tierras diatomeas
 - ii. Esquisto de Ópalo
3. Cenizas de bio masas
 - a. Cenizas de cascara de arroz
 - b. Cenizas de bagazo de caña de azúcar
 - c. Ceniza de combustible de aceite de palma

- d. Otras cenizas de productos agrícolas
- 4. Rellenos minerales
 - a. Piedra caliza molida
 - b. Polvo de horno de cemento
 - c. Polvo de cuarzo
 - d. Limo (lodo) rojo
 - e. Finos de piedra
 - f. **CO₂ mineralizado**
 - g. Biocarbón

Cementos alternativos.

https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=ITG10118&Language=English&Units=US_AND_METRIC

- 1. Cementos hidráulicos alternativos
 - a. Cemento de aluminato de Calcio (CAC)
 - b. Cemento sulfoaluminato de cálcio (CSA)
 - c. Cemento sulfoaluminato belítico de cálcio (BCSA)
 - d. Cemento super sulfatado (SSC)
 - e. Cemento con proceso electroquímico
 - f. Cemento de cal puzzolánica
- 2. Cementos del álcali activado
 - a. Cemento de álcali de ceniza volante activada (AAFA)
 - b. Cemento de álcali de escoria activada (AAS)
 - c. Cemento de álcali de arcilla calcinada activada (AACC)
 - d. Cementos híbridos y mezclados (AACs)
 - e. Otros cementos de álcali activados
- 3. Cementos con base de Magnesio
 - a. **Cemento MgO reactivo**
 - b. **Cemento MgO reactivo**
 - c. Cemento de fosfato de magnesio
 - d. Cemento de oxiclорuro de magnesio (Sorel)
- 4. Cementos carbonatados
 - a. **Cemento MgO reactivo carbonatado**
 - b. **Cemento MgO reactivo carbonatado**
 - c. Cemento de silicato de cálcio carbonatado
 - d. Cemento biogénico y microbiológicamente inducido

Opción de agregados

- 1. Agregados reciclados
 - a. Agregados de concreto reciclado (RCA)
 - b. Agregados de vidrio reciclado
 - c. Agregados de plásticos reciclados
- 2. Agregados de bio productos industriales
 - a. Escoria de alto horno
 - b. Escorias de aceros
 - c. Arena de fundición

- d. Escorias de cobre
 - e. Cenizas de fondo de carbón**
 - f. Escorias de caldera
3. Agregados secuestrantes de carbono
- a. CO₂ mineralizado**
 - b. Carbonato sintético
 - c. Impregnado con biocarbón

Comentarios

Se necesita de una buena base y conocimientos de química para lo anterior

Es de revisar, de acuerdo con los recursos y medios en Guatemala, que otros productos se puedan adicionar a los listados anteriores.

Nota de opinión y comentario sobre concretos reciclados y verdes:

1. En el escenario del concreto y menores emisiones de carbono, se aprecia una iniciativa de reglamentación y control en contaminantes. Se buscan concretos más limpios. Estados Unidos y emisiones de carbono al 50% en el 2030 y de casi el 0% en el 2050. Son metas ambiciosas que generan presión en la industria de la construcción.
2. Ese incremento y control en la industria del concreto implica una burocracia creciente, que en un escenario pesimista se puede complicar. Mientras más complejo es un mecanismo es más probable que se atrofie y no funcione. ¿Quiénes controlaran esto? ¿A qué costo (político, económico)?
3. Si con esta iniciativa de regulación en emisiones de carbono, el construir con concreto armado se convierte en una opción onerosa y costosa, el mercado (economía clásica) corregirá esto haciendo que sea más favorable construir con acero, madera y otros materiales.
4. Generalmente este tipo de problemas de reciclaje y contaminación no se corrige con más leyes, es educación y cultura. ¿Por qué botamos basura sin cuidado? ¿Cómo se analiza la anterior pregunta desde lo cultural? ¿Es herencia de protesta ante la colonización española?
5. Es el momento de retomar, revisar y analizar el pensamiento de los pueblos ancestrales y originales del respeto a la naturaleza y ambiente. El “pedir permiso” a la naturaleza en la toma y uso de recursos. Es uso razonable y razonado de recursos naturales. Una visión ontológica general, sin ideologías.
6. Es el momento de retomar las viejas recetas de morteros, mezclones y argamasas del tiempo de la colonia, por ejemplo, sin la presencia de la industria de la construcción, resolviendo con materias primas naturales.
7. Retomar el camino del inciso anterior, implica que, como universidad, por ejemplo, se necesita de mantener en el tiempo el estudio de materiales naturales y orgánicos en constante estudio para un estándar de uso y aplicación. No se han actualizado los esfuerzos básicos en maderas, por ejemplo, que publico la Universidad de San Carlos en el pasado, y este tipo de material de construcción necesita de revisión, ya que el clima es cambiante. Esto requiere de presupuesto e instalaciones específicas para esta finalidad, pero generalmente la investigación no “vende votos” Fue la idea de la experiencia del

- cierre del ICAITI, una de las pocas instituciones que realizaba investigación industrial en Guatemala, cerrada por falta de presupuesto a inicios de los años 2000.
8. Esta idea de no hacer nuestras propias investigaciones, se tiene el costo de diseñar aproximado, no hay parámetros certeros, lo que genera sobre diseño o sub-diseño. Arriba o debajo de lo que necesita la edificación para su aplicación. En el primer caso se invierte mas recurso de necesario, matando su costo de oportunidad del dinero y tiempo, en el segundo se provee a la edificación de menor material de refuerzo, lo que lleva a una corta vida útil, matando de nuevo el costo de oportunidad.
 9. Ahora, reciclaje y biomasa de materia prima para concreto, implica concretos más verdes y orgánicos. Así como hace algunos años la guerra de las cervezas propició un sinnúmero de emprendimientos de cervezas artesanales, ¿Por qué no cementos artesanales?
 10. En los emprendimientos anteriores, es de considerar la oposición de las transnacionales y sus monopolios, que lucharán por su mercado, financiado Gobiernos, por ejemplo, y en el caso de materiales de construcción, se ve la utilidad del un ministerio de ambiente que controla la producción de piedrín y agregados. No todo es negativo, es de aprender a interactuar con la estructura estatal.

CAPÍTULO 7—EFECTOS DE LOS MATERIALES CEMENTANTES SUPLEMENTARIOS (ACI211.1-22)

7.1 —Antecedentes

Los materiales cementantes suplementarios (SCM, por sus siglas en inglés) se utilizan para mejorar el desempeño y la rentabilidad de las mezclas de concreto, al tiempo que contribuyen a la sostenibilidad. Muchos de estos materiales son de origen natural, mientras que otros son subproductos industriales, tal como se muestra en la Tabla 7.1.

7.2—Materiales puzolánicos frente a cementantes

Las cenizas volantes, el humo de sílice, el cemento de escoria, el metacaolín y la arcilla calcinada son algunos de los SCM más utilizados. Al mezclarse con cemento Portland, los SCM contribuyen a las propiedades del concreto mediante actividad hidráulica, actividad puzolánica o ambas (Kosmatka y Wilson 2016). La actividad hidráulica se produce cuando las fases del SCM reaccionan químicamente con el agua, formando así productos de hidratación cementantes similares a los que se generan durante la hidratación del cemento Portland. La actividad puzolánica ocurre cuando el material silíceo o aluminosilíceo del SCM reacciona con el hidróxido de calcio (portlandita), formando a su vez silicato de calcio hidratado (C-S-H).

Además, las puzolanas no poseen propiedades cementantes por sí solas; sin embargo, cuando se utilizan junto con cemento Portland, reaccionan con el hidróxido de calcio. Dado que el hidróxido de calcio es el más soluble de los productos de hidratación (y, por tanto, constituye un punto débil del concreto en términos de porosidad y durabilidad, a diferencia del C-S-H, que contribuye a mejorar la resistencia y la permeabilidad), la actividad puzolánica resulta altamente deseable. La Tabla 7.2 presenta la comparación de materiales cementantes suplementarios (SCM) de uso común, basándose en sus características puzolánicas frente a los cementantes.

Dependiendo del tipo y la cantidad de SCM utilizados, estos generalmente:

- (a) Mejoran la trabajabilidad del hormigón y disminuyen la tendencia a la exudación y la

segregación

- (b) Reducen el tamaño de los poros y la porosidad tanto de la matriz de cemento como de la zona de transición interfacial
- (c) Mejoran la durabilidad y la vida útil al disminuir la permeabilidad, aumentar la resistencia al ataque químico, reducir la retracción y aumentar la resistencia al agrietamiento térmico y a la expansión por reacción álcali-árido
- (d) Aumentan la resistencia inicial o final

Los SCM se incorporan al hormigón en un porcentaje en peso como parte del sistema cementante total; pueden utilizarse para sustituir parcialmente el cemento hidráulico, variando el contenido total de materiales cementantes (aumentándolo, manteniéndolo constante o disminuyéndolo) según el comportamiento del SCM. La decisión de incorporar los SCM como sustitución o como adición al sistema cementante general, así como la elección del contenido total de materiales cementantes, debe basarse en los requisitos de desempeño global.

Tabla 7.1—Materiales cementantes suplementarios clasificados como subproductos frente a productos naturales

Subproductos	Productos naturales
Ceniza volante de clase C	Metacaolín
Ceniza volante de clase F	Arcilla calcinada
Cemento de escoria	Esquisto calcinado
Humo de sílice	
Ceniza de cáscara de arroz	

Tabla 7.2—Materiales cementantes suplementarios clasificados como puzolánicos frente a cementantes

Puzolánico	Puzolánico + Cementante
Ceniza volante de clase F	Ceniza volante de clase C
Humo de sílice	Cemento de escoria
Metacaolín	
Arcilla calcinada	
Esquisto calcinado	
Ceniza de cáscara de arroz	

7.3—Tipos de materiales cementosos suplementarios

A continuación, se proporciona un breve resumen del impacto de algunos de los SCM más comúnmente utilizados en las propiedades del concreto, junto con los puntos clave a considerar al dosificar mezclas que contienen SCM.

7.3.1 Cenizas volantes. Las cenizas volantes son un subproducto de la combustión de carbón molido o en polvo. Dependiendo de la fuente del carbón, las características de las cenizas volantes pueden variar, diferenciando así su influencia en el rendimiento del hormigón. Hay dos tipos de cenizas volantes que se usan comúnmente en el concreto: cenizas volantes Clase C y Clase F (ASTM C618 también reconoce las puzolanas naturales Clase N). Las cenizas volantes deben cumplir con los requisitos de ASTM C618.

Las **cenizas volantes de Clase F** generalmente contienen una cantidad baja de cal (generalmente menos del 18% de CaO), mientras que es típico que las cenizas volantes de Clase C tengan contenidos de cal más altos (generalmente más de 18% CaO).

Dependiendo de los requisitos de desempeño, la ceniza volante se utiliza habitualmente en proporciones de entre el 15 % y el 35 % del contenido total de materiales cementantes (ACI 232.2R). No obstante, se han empleado con éxito cantidades superiores e inferiores a estos valores típicos, las cuales pueden seleccionarse según las necesidades del proyecto.

Aunque el impacto de la ceniza volante en las propiedades del hormigón depende de su tipo y cantidad, las siguientes afirmaciones son aplicables a la mayoría de las mezclas. La ceniza volante tiende a mejorar la trabajabilidad gracias a su morfología esférica, la cual reduce la fricción entre partículas. Por ello, al dosificar una mezcla con ceniza volante, y dependiendo de la cantidad y el tipo seleccionados, puede requerirse un contenido de agua ligeramente menor (hasta un 10 % menos) que en una mezcla convencional de solo cemento Portland para obtener el mismo asentamiento. Debido a su lenta reactividad puzolánica, la ceniza volante puede prolongar el tiempo de fraguado y reducir el calor de hidratación. Dada esta acción retardante, es preciso seleccionar cuidadosamente el tipo y la cantidad de ceniza volante en proyectos que requieran un fraguado rápido o que estén expuestos a condiciones de clima frío.

Las mezclas que incorporan ceniza volante —especialmente cuando esta supera el 20 % del contenido total de materiales cementantes— pueden reducir la retracción, disminuyendo así la probabilidad de fisuras asociadas a este fenómeno. Dependiendo de sus propiedades físicas y químicas, la ceniza volante también reduce la permeabilidad, mejora la durabilidad y puede incrementar la resistencia final de las mezclas. Sin embargo, a edades tempranas (en particular, hasta los 3 días), las mezclas con ceniza volante pueden presentar una ganancia de resistencia menor que aquellas compuestas únicamente por cemento Portland. Para más información sobre la ceniza volante, consulte las normas ACI 232.2R y 232.3R.

7.3.3 Humo de sílice. El humo de sílice es el subproducto de la producción de silicio elemental o aleaciones que contienen silicio. El humo de sílice debe cumplir con los requisitos de ASTM C1240. Dependiendo del requisito de rendimiento, sílice El humo de sílice se utiliza habitualmente en una proporción de entre el 5 % y el 10 % del contenido total de materiales cementantes. No obstante, se han empleado con éxito cantidades superiores e inferiores a estos valores típicos, las cuales pueden seleccionarse en función de los requisitos del proyecto. El humo de sílice posee un tamaño de partícula muy fino que es, en promedio, 100 veces menor que el del cemento Portland. Dado que sus partículas presentan una elevada área superficial específica, el humo de sílice suele aumentar la demanda de agua y puede conferir cierta pegajosidad a la mezcla de hormigón. Por consiguiente, al diseñar una mezcla con humo de sílice —manteniendo constantes las demás condiciones—, será necesario utilizar un aditivo reductor de agua de alto rango (HRWRA), aumentar el contenido de agua o combinar ambas medidas para igualar el asentamiento de una mezcla que contenga únicamente cemento Portland. A diferencia de la mayoría de los otros tipos de materiales cementantes suplementarios (SCM), el humo de sílice no retarda el tiempo de fraguado. Además, se emplea para incrementar tanto la resistencia a edad temprana como la resistencia final, gracias a su altísima reactividad puzolánica. Reduce significativamente la permeabilidad; por ello, se utiliza a menudo en mezclas expuestas a sustancias nocivas, como aquellas que provocan la penetración de cloruros. Puede consultarse más información sobre el humo de sílice en el documento ACI 234R.

7.3.4 Metacaolín: El metacaolín es una puzolana natural que cumple con los requisitos de la

norma ASTM C618, Tipo N. Por lo general, el metacaolín se utiliza en proporciones que oscilan entre el 5 % y el 15 % del contenido total de materiales cementantes. No obstante, se han empleado con éxito cantidades mayores o menores a los valores típicos indicados, las cuales pueden seleccionarse en función de los requisitos del proyecto.

El metacaolín se utiliza en aplicaciones que requieren alta resistencia y baja permeabilidad. Para obtener más información sobre el metacaolín y otras puzolanas naturales, consulte el documento ACI 232.1R.

7.4—Dosificación de la mezcla con materiales cementantes suplementarios

En el método de diseño recomendado por esta guía, a menos que se utilice un cemento premezclado, cada material cementante suplementario (MCS) añadido se trata como un componente adicional de la mezcla —con su propia gravedad específica y ocupando el volumen determinado por la cantidad utilizada (al igual que el cemento)— y se incluye en los cálculos de volumen. Por lo general, las puzolanas se expresan como un porcentaje en peso del total de materiales cementantes, aunque en algunos lugares se expresan como un porcentaje en volumen. A falta de una indicación específica en sentido contrario, la referencia predeterminada debe ser el porcentaje en peso.

Al dosificar mezclas de hormigón que contienen MCS, se deben considerar los siguientes factores para determinar el tipo y la cantidad deseados:

- (a) Reactividad puzolánica del MCS y su efecto en la resistencia del hormigón, tanto a edades tempranas como avanzadas
- (b) Impacto en el tiempo de fraguado y en el retardo de este
- (c) Efecto en la demanda de agua necesaria para la trabajabilidad y la capacidad de colocación deseadas
- (d) Gravedad específica del material cementante suplementario (SCM) y su efecto en el volumen de hormigón producido en la amasada
- (e) Efecto en la dosificación de los aditivos químicos utilizados en la mezcla
- (f) Efecto de los SCM en el calor de hidratación, la permeabilidad y la retracción
- (g) Cantidad de SCM y cemento necesaria para cumplir con los requisitos de desempeño
- (h) Impacto en la tasa de exudación y en la necesidad de curado adicional

7.5—Sistemas ternarios

Dependiendo del tipo y la cantidad de materiales cementantes suplementarios (SCM) seleccionados, la incorporación de cantidades excesivas de un solo tipo de SCM (mezclas binarias) puede conllevar efectos secundarios negativos, como una prolongación del tiempo de fraguado. En tales casos, una posible solución consiste en utilizar una mezcla ternaria, es decir, una combinación de tres materiales cementantes mezclados para equilibrar las propiedades en estado fresco, la durabilidad y la resistencia. Por ejemplo, según la cantidad elegida, combinar SCM como las cenizas volantes y el humo de sílice puede permitir contrarrestar los efectos adversos de las cenizas volantes sobre el tiempo de fraguado, mientras que estas, a su vez, pueden compensar el aumento de la demanda de agua asociado al humo de sílice.

7.6—Impacto de los materiales cementantes suplementarios (SCM) en la sostenibilidad

La producción de cemento emite aproximadamente el 5 % del dióxido de carbono a nivel mundial y representa el 5 % del consumo energético global (Hendriks et al. 2004). Por consiguiente, la

sustitución del cemento por SCM mejora la sostenibilidad al utilizar puzolanas naturales, aprovechar subproductos y reducir la demanda de producción de clínker de cemento, dada la relación directa entre las cantidades de clínker producidas y el dióxido de carbono generado. Además, la mayor durabilidad que se logra con los SCM reduce la necesidad de reparaciones y sustituciones, lo que se traduce en una mayor sostenibilidad.

9.3—Ejemplo: Dosificación de una mezcla binaria que contiene ceniza volante

Se requiere una mezcla de hormigón para varios estanques en una granja de langostas situada en el norte de Maine. Los estanques se operarán de manera que estén totalmente influidos por las mareas, pero sin recibir el impacto directo del oleaje. En cuanto a durabilidad, esta aplicación se clasifica como S1, F3 y W1. Para una mayor durabilidad, se incorpora ceniza volante en una proporción del 20 % en peso con respecto al cemento se especifica la sustitución. Se dispone de un agregado grueso redondeado de procedencia local con un tamaño máximo nominal de 1,5 pulgadas, granulometría adecuada, gravedad específica en condición SSD de 2,66, densidad en seco apisonado de 101 lb/ft³ y absorción (A%) del 0,8 %. Se utilizará una arena natural local con un módulo de finura de 2,80, gravedad específica en condición SSD de 2,65 y absorción (A%) del 1,0 %. A partir de mezclas similares, se ha determinado una desviación estándar muestral (ss) de 300 psi.

9.3.1 **Paso 1:** Estimar el asentamiento — Se especifica un asentamiento de 5 a 6 pulgadas.

9.3.2 **Paso 2:** Seleccionar el tamaño máximo nominal del agregado — En esta aplicación se utiliza el agregado grueso redondeado disponible localmente, con un tamaño máximo nominal de 1,5 pulgadas.

9.3.3 **Paso 3:** Estimar el contenido de agua — Las condiciones de exposición severa a agua salada y a ciclos de congelación y deshielo clasifican esta aplicación en la Clase de Exposición F3. El nivel de inclusión de aire para la clase F3 se encuentra en la Tabla 5.3.3. Dado el tamaño máximo nominal del agregado de 1,5 pulgadas, se requiere un contenido total de aire del 5,5 %. Para incorporar un 5,5 % de aire, se utilizará un aditivo inclusor de aire (AEA).

Considerando estas condiciones de exposición, junto con el asentamiento de 5 a 6 pulgadas y el tamaño máximo nominal del agregado de 1,5 pulgadas, se recomienda un peso aproximado de agua de mezcla de 280 lb para hormigón sin aditivo reductor de agua (WRA), según la Tabla 5.3.3. Sin embargo, se utilizará un WRA dentro de la dosis recomendada por el fabricante. Por lo tanto, la Tabla 5.3.3.1 sugiere una reducción de agua del 5 % al utilizar un WRA, lo que equivale a una reducción de 14 lb de agua. El uso de ceniza volante para sustituir el 20 % del material permite una reducción adicional de agua del 6 %, lo que supone 17 lb según la Tabla 5.3.3.1.

Tabla 5.3.3.1—Ajustes al contenido de agua estimado para diversas condiciones

CONDICION DE CAMBIO	AJUSTE AGUA %
Agregado redondeado	-8%
Cada 1% de incremento de aire	-3%
Cada 1% de decremento de aire	+3%
Adición de reductor de agua, aditivo	-5%
Reductor de agua, aditivo alto rango	-12%
Por cada pulgada de incremento de slump	+3%
Por cada pulgada de decremento de slump	-3%
Cada 5,55°C de incremento temperatura	+2%
Cada 5,55°C de decremento temperatura	-2%
Cada 10% de incremento ceniza volante por peso	-3%
Cada 10% de decremento ceniza volante por peso	+3%
Cada 10% de incremento escoria por peso	-5%
Cada 10% de decremento escoria por peso	+5%
Uso de arena manufacturada	+5%

Además, la Tabla 5.3.3.1 sugiere una reducción de agua del 8% para el uso de agregados redondeados, lo que produce 22 lb adicionales.

El agua de mezcla estimada entonces se convierte en

$$280 \text{ lb} - 14 \text{ lb (debido a WRA)} - 17 \text{ lb (debido a cenizas volantes)} - 22 \text{ lb (debido a los áridos redondeados)} = 227 \text{ lb}$$

Estas reducciones de agua son estimaciones y deben evaluarse con un lote de prueba.

9.3.4 Paso 4: Estimar w/cm . La selección de w/cm requiere considerar tanto los requisitos de durabilidad como de resistencia. Según la Tabla 4.7.3a a la Tabla 4.7.3d, la exposición al congelamiento y descongelamiento F3 permite solo un w/cm máximo de 0.40 y un f_c' mínimo de 5000 psi. En la zona de salpicadura de marea para exposición al agua de mar, se permite sólo un máximo de w/cm de 0,50 y un mínimo de 4000 psi. Para la estanqueidad al agua, WI tiene un mínimo de 2500 psi. En base a esto, los requisitos F 3 para exposición al congelamiento y descongelamiento rige las consideraciones de durabilidad.

La resistencia debe cumplir con las especificaciones para la resistencia a la compresión promedio requerida (f_{cr}'). El proveedor local anticipó f_c' en el rango de 5000 psi. Para estas mezclas, se calculó una desviación estándar de muestra de 300 psi. Aplicando la fórmula de la Tabla 4.7.4.4, la resistencia promedio requerida deberá ser la mayor de

$$f_{cr}' = f_c' + 1.34s = 5000 \text{ psi} + (1.34 \times 300 \text{ psi}) = 5400 \text{ psi}$$

or

$$f_{cr}' = f_c' + 2.33s - 500 = 5000 \text{ psi} + (2.33 \times 300 \text{ psi}) - 500 = 5200 \text{ psi}$$

Dado que es el valor más alto, se selecciona 5400 psi para f_{cr}' . A partir de la Tabla 5.3.4, e interpolando entre los valores de 5000 y 6000 psi para hormigón con aire incluido, se elige una relación a/cm de 0,37. Puesto que 0,37 es inferior a la relación a/cm de 0,40 requerida para la resistencia a los ciclos de congelación y descongelación, se selecciona 0,37 como la relación a/cm para la dosificación.

Table 5.3.4—Relationship between w/cm and compressive strength of concrete

Compressive strength at 28 days, psi*	w/cm , by weight	
	Non-air-entrained concrete	Air-entrained concrete
7000	0.34	<0.33†
6000	0.41	0.33
5000	0.48	0.40
4000	0.57	0.48
3000	0.68	0.59
2000	0.82	0.74

9.3.5 Paso 5: Calcular el contenido de materiales cementantes— Dado que la relación agua/materiales cementantes (a/mc) seleccionada para la dosificación es 0,37, el contenido de materiales cementantes se obtiene dividiendo el contenido de agua entre 0,37. El peso del agua de amasado, 227 lb, se divide entre la relación a/mc seleccionada de 0,37 para calcular el contenido de materiales cementantes, que resulta ser 614 lb. La ceniza volante, con un nivel de sustitución del 20 %, aportará 123 lb, mientras que la cantidad restante (491 lb) corresponderá al cemento Portland. La ceniza volante local, con una gravedad específica de 2,40, ocupará un volumen de 0,82 ft³. El volumen de cemento será de 2,50 ft³. Cuando se utiliza ceniza volante, la Tabla 5.3.3.1 sugiere una reducción de agua del 3 % por cada 10 % adicional de sustitución con ceniza volante. Este ajuste de agua ya se tuvo en cuenta en el Paso 3.

9.3.6 Paso 6: Calcular el contenido de agregado grueso— Según la Tabla 5.3.6, se recomienda un volumen en estado seco y apisonado con varilla de 0,71 ft³ por unidad de volumen para un tamaño máximo nominal del agregado de 1,5 pulgadas y un módulo de finura de la arena de 2,80. Considerando una densidad en estado seco y apisonado con varilla de 101 lb/ft³, un volumen de 0,71 ft³ da como resultado un peso en estado seco al horno de agregado grueso de 71,7 lb. El peso correspondiente por yarda se calcula multiplicando 71,7 lb por 27,00 ft³, lo que arroja un peso del agregado grueso en condición de seco al horno de 1936 lb/yd³. Se tendrá en cuenta la absorción (A%) para convertir la densidad en condición de seco y apisonado al peso correspondiente en condición de saturado y superficie seca (SSD), tal como se muestra a continuación.

$$1936 \text{ lb/yd}^3 \times (1 + 0.8\%) = 1951 \text{ lb/yd}^3$$

Table 9.3.7.2—Constituent weights

Mixture constituents	lb/yd ³	lb/ft ³
Mixing water	227	8.41
Cement	491	18.19
Fly ash	123	4.56
Coarse aggregate (SSD)	1951	72.26
Fine aggregate (SSD)	1124	41.63
Total weight	3916	145.04
Fresh density at 5.5% air	—	145.0
Air-free density	—	153.4

Table 5.3.6—Bulk volume of coarse aggregate per unit of volume of concrete

Nominal maximum size of aggregate, in.	Volume of oven-dry-rodded coarse aggregate ^a per unit volume of concrete for different fineness moduli of fine aggregate ^b			
	2.40	2.60	2.80	3.00
3/8	0.50	0.48	0.46	0.44
1/2	0.59	0.57	0.55	0.53
3/4	0.66	0.64	0.62	0.60
1	0.71	0.69	0.67	0.65
1-1/2	0.75	0.73	0.71	0.69
2	0.78	0.76	0.74	0.72
3	0.82	0.80	0.78	0.76

^aVolumes are based on aggregates in oven-dry-rodded condition as described in ASTM C29/C29M. These volumes are selected from empirical relationships to produce concrete with a degree of workability suitable for usual reinforced construction. For less workable concrete, such as required for concrete pavement construction, they may be increased by approximately 10%.

^bRefer to ASTM C136/C136M for calculation of fineness modulus.

9.3.7 Paso 7: Calcular el contenido de agregado fino. Utilizando el volumen calculado de cada componente de la mezcla, se calcula el peso del agregado fino como se indica en 9.3.7.1.

9.3.7.1 Cálculos de volumen absoluto:

$$\text{Volumen de agua: } 227 \text{ lb} / 62,4 \text{ lb/ft}^3 = 3,64 \text{ ft}^3$$

$$\text{Volumen de cemento: } 491 \text{ lb} / (3,15 \times 62,4 \text{ lb/ft}^3) = 2,50 \text{ ft}^3$$

$$\text{Volumen de ceniza volante: } 123 \text{ lb} / (2,40 \times 62,4 \text{ lb/ft}^3) = 0,82 \text{ ft}^3$$

$$\text{Volumen de agregado grueso: } 1951 \text{ lb} / (2,66 \times 62,4 \text{ lb/ft}^3) = 11,75 \text{ ft}^3$$

$$\text{Volumen de aire: } 5,5 \% \times 27,00 \text{ ft}^3 = 1,49 \text{ ft}^3$$

$$\text{Volumen total de ingredientes excepto el agregado fino} = 20,20 \text{ ft}^3$$

$$\text{Volumen de agregado fino requerido: } 27,00 \text{ ft}^3 - 20,20 \text{ ft}^3 = 6,80 \text{ ft}^3$$

$$\text{Peso requerido de agregado fino en condición SSD: } 6,80 \text{ ft}^3 \times 2,65 \times 62,4 \text{ lb/ft}^3 = 1124 \text{ lb; Volumen libre de aire: } 25,51 \text{ ft}^3; a/cm = 227 \text{ lb} / (491 \text{ lb} + 123 \text{ lb}) = 0,37$$

9.3.7.2 Para el primer lote de prueba en laboratorio, los pesos de los componentes, así como la densidad esperada en estado fresco y la densidad libre de aire (necesaria para calcular el rendimiento y el contenido de aire según la norma ASTM C138/C138M), se calculan tal como se indica en la Tabla 9.3.7.2, antes de realizar los ajustes por humedad.

9.3.8 Paso 8: Ajuste por humedad—Para los materiales disponibles, los ensayos indican un contenido total de humedad (MCYo) del 1 % para el agregado grueso y del 3 % para el agregado fino. Teniendo en cuenta que la absorción de los agregados grueso y fino fue del 0,8 % y del 1,0 %, respectivamente, los pesos ajustados por humedad resultan ser:

$$\text{Coarse aggregate: } 1951 \times \frac{1+1\%}{1+0.8\%} = 1955 \text{ lb/yd}^3$$

$$\text{Fine aggregate: } 1124 \times \frac{1+3\%}{1+1.0\%} = 1146 \text{ lb/yd}^3$$

El agua libre aportada por el agregado grueso es la diferencia entre el peso del agregado ajustado por humedad (recién calculado) y el peso en condición saturada y superficie seca (SSS) del paso 6. Para el agregado grueso, el agua libre se determina como

$$1955 \text{ lb/yd}^3 - 1951 \text{ lb/yd}^3 = 4 \text{ lb/yd}^3$$

y para el agregado fino, el agua libre es

$$1146 \text{ lb/yd}^3 - 1124 \text{ lb/yd}^3 = 22 \text{ lb/yd}^3$$

El agua libre total es la suma de ambas cantidades

$$4 \text{ lb/yd}^3 + 22 \text{ lb/yd}^3 = 26 \text{ lb/yd}^3$$

Por lo tanto, el agua requerida para la dosificación es

$$227 \text{ lb/yd}^3 - 26 \text{ lb/yd}^3 = 201 \text{ lb/yd}^3$$

Con los agregados ajustados a su condición de humedad actual, los pesos de los componentes se presentan en la Tabla 9.3.8.

Cabe señalar que, tras los ajustes por humedad, la suma de los pesos de los componentes por yarda cúbica (yd³) y por pie cúbico (ft³) no varía respecto a las proporciones originales.

Table 9.3.8—Constituent weights

Mixture constituents	lb/yd ³	lb/ft ³
Mixing water	201	7.44
Cement	491	18.19
Fly ash	123	4.56
Coarse aggregate (SSD)	1955	72.41
Fine aggregate (SSD)	1146	42.44
Total weight	3916	145.04
Fresh density	—	—
Air-free density	—	—

9.3.9 Paso 9: Mezcla de prueba posterior — La mezcla de prueba arrojó los siguientes resultados: El asentamiento medido fue de 5,5 pulgadas. Por lo tanto, no se requiere ningún ajuste en la dosificación del aditivo reductor de agua (WRA). Sin embargo, la densidad en estado fresco medida fue de 146,0 lb/ft³ y el rendimiento fue de $146,0 \text{ lb/ft}^3 \times 27,00 \text{ ft}^3 / 145,0 \text{ lb/ft}^3 = 27,19 \text{ ft}^3$. Sabiendo que la densidad libre de aire es de 153,4 lb/ft³, el contenido de aire gravimétrico se calculó de la siguiente manera:

$$\text{Air}^0\% = \frac{(153,4 - 146,0)}{153,4} \times 100 = 4,8\%$$

El contenido de aire fue un 0,7 % inferior al objetivo del 5,5 %, y la mezcla presentó un ligero exceso de rendimiento. Los resultados son, en general, buenos. Un ligero aumento en la dosificación del aditivo inclusor de aire (AEA) elevará levemente el contenido de aire hasta situarlo dentro del rango aceptable y aumentará también ligeramente el asentamiento. Considere preparar la siguiente tanda de prueba —de un par de yardas cúbicas— utilizando el tipo de hormigonera (por ejemplo, de planta central o de camión hormigonera) que se empleará en el proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

1. Materiales de Construcción & Guía Laboratorio. Ing. Emilio Beltranena Matheu. USAC.
2. Ciencia e Ingeniería de los Materiales. Donald R. Askeland. Grupo Editorial Iberoamérica.
3. MULTITUBO S. A. catálogo 2025. <https://multitubo.com.gt/wp-content/uploads/2025/02/CATALOGO-Digital-Multitubo-2025.pdf>
4. NS 7.4 Diseño de mampostería reforzada. Normas Estructurales de Diseño y Construcción para la República de Guatemala. EDICIÓN 2024. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. <https://www.agies.org/bibliotecas/>
5. NS 7.5 Diseño de edificaciones de acero. Normas Estructurales de Diseño y Construcción para la República de Guatemala. EDICIÓN 2024. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
6. NSE 7.8 – Diseño de Estructuras de Madera. EDICIÓN 2024. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
7. Los últimos junarles sobre materiales y estructuras del American Concrete Institute (ACI)

BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL.

1. Reglamento Construcciones Concreto Reforzado ACI 318-25
2. ACI PRC-303-25: Práctica de hormigón arquitectónico colado in situ: guía
3. ACI PRC-221-25: Uso de agregados de peso normal y peso pesado en el hormigón: guía.
4. ACI PRC-308-26: Curado del hormigón—Guía
5. ACI PRC-201.2-23: Hormigón duradero—Guía
6. ACI PRC-315-18: Guía para la presentación de detalles de diseño de acero de refuerzo
7. ACI PRC-211.1-22: Selección de proporciones para concreto de densidad normal y de alta densidad - Guía
8. Guía ACI PRC-214S-11 para la evaluación de los resultados de las pruebas de resistencia del hormigón - Idioma español
9. SP-004: (8.º) Encofrado para hormigón.
10. ACI CODE-350-20: Requisitos del código para estructuras de hormigón en ingeniería ambiental (ACI 350-20) y comentarios (ACI 350R-20)
11. ACI CODE-323-24: Hormigón con bajas emisiones de carbono: Requisitos del código y comentarios
12. o. Publicaciones ASTM - Standars Catalog - C29/C29M-91 - C31-91 - C94-96 - C138-92 - C143-90A - C170-90 - 173-94A - C231-91B - C1064-86.