

INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA**

UNIDAD PROFESIONAL "ADOLFO LÓPEZ MATEOS"

CONCRETO PREFORZADO

TESIS PROFESIONAL

PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

QUE PRESENTA

ANTONIO CABAÑAS PÉREZ



MEXICO, D.F. 2008

A mis padres

*Primeramente doy gracias a Dios
por permitirme llegar a la meta deseada.*

*Por el valioso apoyo que siempre me brindaron
Durante mi Carrera Profesional*

A ti Papá

Por tu fe y confianza que siempre me brindaste.

A ti Mamá

*Que con tus oraciones y sabios consejos
Me has guiado siempre hacia delante.*

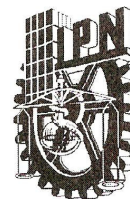
A ustedes Hermanos

*Por el apoyo moral que durante mis estudios me brindaron
en el logro de un importante objetivo de mi vida,
apoyo que recordaré siempre
como ejemplo de lucha y superación.*

Los quiero mucho



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



UNIDAD ZACATENCO

DEPENDENCIA: OFICINA DE EXÁMENES PROFESIONALES Y TITULACIÓN

“50 Aniversario del Patronato de Obras e Instalaciones”

“50 Aniversario del CECyT 14 Luis Enrique Erró”

“40 Aniversario de la Comisión de Operación y Fomento de Actividades Académicas”

“40 Aniversario del Planetario Luis Enrique Erró”

Of. No.: SAC. EP.- 202 –VI- 2007

ASUNTO: SE COMUNICA TEMA DE TESIS

México D.F., a 5 de junio 2007.

C. ANTONIO CABAÑAS PEREZ
Pasante de la Carrera de Ingeniero Civil
Presente.-

Informo a usted, que el ING. ARQ. MARTÍN APOLINAR JIMÉNEZ NICOLAS, ha sido designado Asesor en la realización de su Tesis Profesional, misma que deberá desarrollar en un término no mayor de un año a partir de la fecha del presente oficio conforme al índice siguiente.

“CONCRETO PRESFORZADO”

CAPÍTULO I	HISTORIA DEL CONCRETO REFORZADO.
CAPÍTULO II	TEORÍA DEL CONCRETO REFORZADO.
CAPÍTULO III	TEORÍA DEL CONCRETO PRESFORZADO.
CAPÍTULO IV	COMPONENTES DEL CONCRETO.
CAPÍTULO V	ESQUEMA DE UNA PLANTA.
CAPÍTULO VI	CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA.
CAPÍTULO VII	CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO.
CAPÍTULO VIII	EL PRESFUERZO.
CAPÍTULO IX	SISTEMA CONSTRUCTIVO.
	CONCLUSIONES.
	BIBLIOGRAFÍA.

Se hace de su conocimiento que al finalizar su trabajo de Tesis, el asesor deberá firmar de conformidad antes de mandarlo imprimir, esto con el propósito de que no existan errores en su impresión.

Sin otro particular, le saludo cordialmente.

ATENTAMENTE
“LA TÉCNICA AL SERVICIO DE LA PATRIA”

ING. JUAN JOSÉ VILLALPANDO CÁZARES
SUBDIRECTOR ACADÉMICO



c.c.p.- Ing. Eduardo Rodríguez Pavón.-Presidente de la Academia de Construcción.

JJVC/CMF/irm

Av. Juan de Dios Batiz S/N, Edificio 10, Unidad Profesional “Adolfo López Mateos” Zacatenco
Deleg. Gustavo A. Madero, México D.F. C.P. 07738, Tel. 5729 60 00 Ext. 53049

INDICE

INDICE	1
UNIDAD 1	7
HISTORIA DEL CONCRETO REFORZADO.....	7
1.1 LAS PRIMERAS CONSTRUCCIONES.....	7
1.2 EDIFICACIONES ANTIGUAS.....	8
1.3. MATERIALES PARA CONSTRUCCIÓN.....	10
1.4 LOS AGLUTINANTES.....	15
1.5 QUÍMICA DEL CEMENTO.....	17
1.6 EL ACERO DE REFUERZO.....	23
1.6 EL ACERO DE REFUERZO.....	24
1.7 LOS AGREGADOS.....	29
1.8 EL CONCRETO.....	34
UNIDAD 2.....	41
TEORÍA DEL CONCRETO REFORZADO.....	41
2.1 ESTRUCTURAS DE CONCRETO.....	41
2.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL CONCRETO Y EL ACERO....	43
2.3 ÍNDICES DE RESISTENCIA Y CONTROL DE CALIDAD.....	48
2.4 TEORÍA ELÁSTICA DEL CONCRETO REFORZADO.....	50
2.5 TEORÍA PLASTICA DEL CONCRETO REFORZADO.....	51
UNIDAD 3.....	75
TEORIA DEL CONCRETO PRESFORZADO.....	75
3.1 EL PRESFUERZO.....	75
3.2 CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA.....	77
3.3 ACEROS DE ALTA RESISTENCIA.....	81
3.4 BARRAS A TENSIÓN.....	83
3.5 VIGA SUJETA A FLEXIÓN.....	86
3.6 SISTEMA DE POSTENSADO.....	90
3.7 SISTEMA DE PRETENSADO.....	121

UNIDAD 4	177
COMPONENTES DEL CONCRETO	177
4.1 CLASIFICACIÓN DE AGREGADOS.....	177
4.2 TIPOS DE CEMENTOS.....	187
4.3 EL AGUA.	202
4.4 ADITIVOS.	205
4.5 ACERO.....	212
4.6 EL CONCRETO.....	220
UNIDAD 5	227
ESQUEMA DE UNA PLANTA	227
5.2 COMPONENTES DE UNA PLANTA DE PREFABRICACIÓN.....	230
5.3 MAQUINARIA Y EQUIPO.....	238
5.4 ESQUEMA DE UN TALLER.	243
5.5 MOLDES.....	246
UNIDAD 6	249
CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA	249
6.1 FABRICACION DEL CONCRETO.....	249
6.2 EQUIPO DE COLADO.....	256
6.3 COLADO, CONSOLIDACIÓN Y CURADO.	257
6.4 EL CURADO A VAPOR.....	263
UNIDAD 7	267
CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO	267
7.1 MÉTODO DE MUESTREO.....	267
7.2 EQUIPO PARA MUESTREO.....	270
7.3 REVENIMIENTO.....	276
7.4 MOLDEO DE CILINDROS.....	281
7.5 CUARTO DE CURADO.....	295

UNIDAD 8	297
EL PRESFUERZO	297
8.2 ELEMENTOS PRETENSADOS.....	300
8.3 USOS.....	302
8.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS PRETENSADO.....	311
DESVENTAJAS.....	311
8.5 MÉTODO POSTENSADO.	312
8.6 ELEMENTOS POSTENSADOS.....	313
8.7 USOS.....	314
8.8 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL CONCRETO POSTENSADO.....	315
DESVENTAJAS.....	316
VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CONCRETO PRESFORZADO	317
DESVENTAJAS.....	318
UNIDAD 9	319
SISTEMA CONSTRUCTIVO	319
9.1 INTINERARIO DE TRANSPORTE.....	321
9.2 MONTAJE.....	327
9.3 MAQUINARIA PARA MONTAJE.....	332
9.4 JUNTAS Y CONEXIONES.....	345
CONCLUSIONES	351
BIBLIOGRAFÍA	352

INTRODUCCIÓN

Para entender que es y como funciona el concreto presforzado, cabe mencionar que estructuralmente el presfuerzo implica la creación de esfuerzos internos en una estructura o conjunto de piezas para mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y fuerzas.

Para lograr lo anterior se introducen esfuerzos internos a través de acero de refuerzo tensado con el objetivo de mejorar el comportamiento elástico del concreto y aumentar la resistencia máxima de los elementos estructurales.

A diferencia de lo que sucede en el concreto reforzado (en donde el acero se coloca y se une con el concreto, y éste se agrieta antes de que la resistencia total del acero se desarrolle), en el presforzado el acero de alta resistencia se elonga previamente hasta que alcanza su resistencia máxima. De ahí que en el presforzado se logran los esfuerzos de tensión y compresión más seguros y obteniendo así mayores longitud de claros entre los apoyos.

El preesfuerzo puede aplicarse en estructuras de concreto prefabricadas para facilitar la construcción de grandes edificios, salvar grandes claros en puentes y minimizar el tiempo en construcciones especiales. Según las necesidades de cada obra, las piezas o elementos estructurales prefabricados se pueden presforzar mediante técnicas de pretensado o postensado, y realizar cada una de éstas por acción interna ó externa, antes de recibir las cargas ó después del colado, ó mediante el anclaje por adherencia o por dispositivos mecánicos.

A continuación se describen brevemente los capítulos que componen el “Concreto Presforzado”; antes de continuar es preciso señalar que en todo momento se preste atención a las normas existentes tanto nacionales como internacionales, así también se emplee diversas fuentes de consulta como tratados de concreto y realización de visitas guiadas tanto a plantas de preesforzado como a Cementeras, según las necesidades del proyecto.

En el primer capítulo se desarrolla la historia del concreto reforzado y la importancia que ha tenido partir del siglo XIX como elemento de construcción en el desarrollo de la infraestructura de las poblaciones en prácticamente todas las culturas del mundo, así como los sistemas constructivos que le precedieron.

Para poder entender como funciona un elemento presforzado, primero es necesario partir de cómo funciona el concreto reforzado, en el capítulo dos se desarrolla ampliamente los principios que rigen el análisis y diseño de los elementos de concreto reforzado, aplicando diversas normas.

En el tercer capítulo se aborda lo que es el concreto presforzado, las características principales y los diferentes métodos de preesfuerzo que existen. También se explican cuáles son las diferentes etapas por las que pasa un elemento presforzado y cuales son críticas.

En el capítulo cuatro se estudia ampliamente los componentes del concreto, la importancia de la calidad de dicho material, así como los métodos y técnicas para controlarla, especialmente en el concreto presforzado.

Dado que los de elementos prefabricados de concreto normalmente se llevan a cabo en plantas fijas de producción; en el capítulo cinco se describe el funcionamiento de una planta de preesforzado; las áreas, el equipo y el personal especializado necesarios en función del tipo de elementos a elaborar, así como el volumen de producción esperado; de tal forma que los tiempos resulten óptimos en cada área, rigiéndose siempre por estrictas normas de calidad.

En el capítulo seis se estudia el uso de materiales adecuados para lograr concretos de alta resistencia, incluyendo el uso de fibras sintéticas utilizadas en la elaboración de los superconcretos.

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso, económicamente competitivo, y estéticamente superior para puentes. Pero como todo elemento constructivo presenta también algunas desventajas y es en los últimos capítulos donde se tratan estos puntos desde el punto de vista estructural y constructivo.

HISTORIA DEL CONCRETO REFORZADO

1.1 LAS PRIMERAS CONSTRUCCIONES.

Los grupos humanos paleolíticos eran nómadas, buena parte de los neolíticos también, o eran semisedentarios. Debieron existir, además de los refugios en cuevas, formas de protección contra la intemperie y la acción de los depredadores; es posible que fueran "construcciones" efímeras de las que no han quedado vestigios.

La arquitectura monumental más antigua que se conoce son los llamados megalitos. (Etimológicamente quiere decir piedra grande).

Se trata de una construcción hecha con una o más piedras de grandes dimensiones). Se trata, seguramente, de monumentos funerarios contruidos a base de grandes bloques de piedra devastada en formas cúbicas o paralelepípedas.

La forma megalítica más sencilla es el menhir, un simple bloque hincado verticalmente en el suelo. Los bloques de piedra son enormes, y su disposición geométrica tiene una perfección sorprendente.

En Menorca se encuentran monumentos como Navetas invertidas (1500 a.c), realizados con grandes bloques de piedra. Con mampuestos levantan murallas .En su interior se empieza igual que los entierros megalíticos pero estas se van cerrando haciendo como escalones y en su parte superior se refuerzan con arena

1.2 EDIFICACIONES ANTIGUAS.

1.2.1 LOS EGIPCIOS.

Egipto ha sido siempre un país condicionado por el río Nilo, hecho que ha implicado la absoluta dependencia de la población de los recursos que el río les ha ofrecido. Templos, palacios y tumbas son las grandes creaciones de la arquitectura egipcia. La piedra es el material principal de construcción; se utilizaba tallada en bloques regulares o sillares. La arquitectura egipcia es adintelada, es decir, de cubierta plana. Los volúmenes exteriores, el tamaño colosal y el adintelamiento otorgan a la arquitectura egipcia su monumentalidad característica.

Los constructores de la pirámide carecían de ingenios mecánicos; no habían descubierto la utilidad de la polea o del torno, de la manivela o de la grúa. Sus únicos recursos eran la cuerda y la palanca, una abundante provisión de piedra y barro, y una ilimitada mano de obra.

Los bloques extraídos de la cantera eran arrastrados hasta la orilla del río y embarcados hacia su destino; la hermosa y blanca piedra caliza que se utilizó para revestir la Gran Pirámide fue, probablemente, enviada hasta el borde del desierto, situado inmediatamente debajo del lugar de la pirámide, aprovechando la época de la inundación anual del valle.

1.2.2 LOS JUDÍOS.

Antiguamente estuvo muy difundida la idea de que todo edificio sagrado era cósmico en el sentido de que estaba hecho a imitación del universo, que reproducía la estructura íntima del universo. El templo viene a ser la cristalización de la actividad celeste, lo que se corrobora en el Antiguo Egipto al describir un espacio religioso afirmando: "este templo es como el cielo en todas sus partes".

La fundación del edificio comienza por la orientación, especie de rito que establece una relación entre el orden cósmico y el orden terrestre, entre el orden divino y el humano. El término latino "templum" significó el sector del cielo que el augur romano delimitaba con ayuda del báculo y en el cual observaba los fenómenos naturales como el vuelo de los pájaros; por ello, la palabra templo está en relación con la observación de los astros y vino a designar el lugar donde se llevaban a cabo las investigaciones astronómicas.

El procedimiento tradicional de hacer la orientación es universal y fue descrito por el arquitecto romano Vitrubio. Se orienta el edificio por medio de un gnomon y se llevan a cabo tres operaciones: trazado del círculo, trazado de los ejes cardinales y la orientación, y trazado del cuadrado base.

1.2.3 BABILONIOS.

El comienzo de nuestra historia mediterránea, a fines del IV milenio antes de Cristo, encontramos en Mesopotamia, el "país entre ríos", situado entre el Tigris y el Éufrates

(casi coincidiendo con el emplazamiento del actual Irak), un pueblo de origen misterioso: los sumerios.

Así, en una época en que los egipcios construían sus pirámides a base de grandes bloques de piedra sobre la arena del desierto, los primitivos sumerios de lengua aglutinante y sus sucesores semitas, los pueblos acadio, babilónico y asirio, levantaron sus grandes torres de ladrillos que todavía se conservan desafiando al tiempo en la llanura mesopotámica.

1.2.4 LOS GRIEGOS.

La arquitectura griega se da en el marco de la ciudad y de los santuarios. Las ciudades griegas no responden, en general, a un plan urbanístico preestablecido, sino que se pliegan al terreno y se desarrollan de forma un tanto caótica. Sin embargo, en el siglo VI a.C., Hipodamos de Mileto reconstruye la ciudad de Mileto, tras ser destruida por los persas, siguiendo un plan que ha dado lugar a la que denominamos planta hipodámica, que se difunde en el período helenístico. Los griegos, conocedores de los templos en piedra de los egipcios, comenzaron en el siglo VII a.C. a construir sus propios templos con un estilo personal y distintivo. Utilizaron la piedra caliza en el sur de Italia y Cecilia, el mármol en las islas griegas y en Asia Menor, y la caliza revestida con mármol en el continente. Más tarde, emplearon principalmente el mármol.

1.2.5 EL IMPERIO ROMANO.

La expansión del Imperio romano a lugares donde no se conocía la vida urbana obligó a la creación de ciudades de nueva planta, lo que potenció el desarrollo de una teoría y una práctica urbanísticas complejas. Las necesidades de comunicación, de abastecimiento y de dotación de infraestructuras potenciaron la ingeniería. Las ciudades poseían una cuidada infraestructura: alcantarillado, lavatorios públicos, pavimentación, etc.

Los romanos construían una amplia red de alcantarillado que recorría la ciudad siguiendo su trazado. Esta red conducía las aguas residuales hasta verterlas en los campos o, más frecuentemente, en los ríos cercanos. El pavimento de las calles es una muestra más de la gran capacidad previsora y práctica de los romanos. Para mantener esta pendiente constante y superar los obstáculos del terreno, los romanos emplearon arcos, muros de sostén o galerías agujereadas en la roca, según las circunstancias.

LA CALZADA ROMANA.

Si tenemos presente su carácter eminentemente político-militar, se comprende que fuera el ejército el principal encargado de construir las vías. *Construcción de una vía* "Lo primero que se debe hacer es cavar surcos, borrar los caminos antiguos y cavar profundamente sacando la tierra; después se debe rellenar de nuevo el hueco que se ha excavado y preparar un buen soporte para la parte inferior, para que no ceda el suelo y las piedras no tengan una base falsa y unos cimientos inseguros.



1.3. MATERIALES PARA CONSTRUCCIÓN.

1.3.1 PIEDRA.

LA PIEDRA UTILIZADA EN LA CULTURA EGIPCIA.

Los materiales de construcción entre los egipcios eran la madera, el adobe y la piedra en sus muchas clases. La madera fue el material más usual en la Prehistoria y la época predinástica, pero fue sustituida rápidamente por otros materiales una vez entrado el país en la era faraónica.

Templos, palacios y tumbas son las grandes creaciones de la arquitectura egipcia. La piedra es el material principal de construcción; se utilizaba tallada en bloques regulares o sillares.

Los basaltos, de formación oligocénica, se extraían de Abu Roash, al norte de Giza, y de Yebel Qatrani, en la orilla norte del oasis de El-Fayum. La cuarcita rojiza se extrajo preferentemente de Yebel El-Ahmar, al este de El Cairo. Tanto cuarcita como basalto fueron muy empleados en escultura y en arquitectura.

LA PIEDRA UTILIZADA EN LA ANTIGUA GRECIA.

Uno de los signos más fácilmente reconocibles de los logros artísticos griegos, es su agraciada arquitectura; en particular, las elegantes columnas de piedra y los frontones triangulares esculpidos de los tres estilos arquitectónicos que se desarrollaron entre el 600 A.C. y el 300 A.C. Estos estilos fueron creados para construir templos a los dioses. Esculpidos en mármol, ellos imitaron las técnicas de corte de la madera de los edificios hechos originalmente en este material

Los arquitectos griegos construyeron la mayoría de sus edificios en mármol o piedra caliza, utilizando la madera y las tejas para las techumbres, Se utiliza en la cal mezclada con arena para hacer mortero en la isla de creta. Los escultores labraron el mármol y la caliza, modelaron la arcilla y fundieron sus obras en bronce.

LA PIEDRA UTILIZADA EN LA CULTURA ROMANA.

Se utilizan desde los principios de la Arquitectura Romana (época republicana). Se ha de distinguir los tipos de piedras, las piedras utilizadas en los principios de la arquitectura y en las posteriormente utilizadas.

Con el tiempo se utilizó el travertino, que se extraía de la zona de Tívoli (llegaba a Roma con facilidad a través del Tíber). Era una piedra de mayor dureza y consistencia y se extraía de una zona cercana a Roma, por lo que se generalizará en época imperial. Se podía dejar a la vista, tenía una mejor textura.

Piedras locales: los materiales utilizados van generalmente unidos a la zona en la que se construye. (Acueducto de Segovia: piedras graníticas).

1.3.2 LA MADERA.

LOS EGIPCIOS.

La madera de buena calidad era muy escasa en Egipto debido a su ubicación geográfica ya que se ubica en el desierto de Arabia y el desierto de Libia y apenas unas pocas especies permitían la realización de elementos arquitectónicos. Podemos mencionar los tamarindos, las acacias, los sicomoros y la palmera datilera, la cual proporcionaba también hojas para realizar canastos y fibras para cuerdas. Había más especies dedicadas a la construcción, así como a la cestería y el tejido, pero eran ya muy minoritarias. También debieron de utilizarse cañas y papiros, puesto que, junto con el loto, son el motivo principal de la decoración arquitectónica egipcia en piedra. Por todo ello, los gobernantes egipcios se veían obligados a importar maderas blandas de Oriente Medio. Esto explica que sólo las construcciones y objetos de los gobernantes, cortesanos, aristócratas y sacerdotes fueran realizados en madera extranjera de buena calidad; el resto de la población debía conformarse con las maderas locales, que a veces pintaban para que parecieran de mayor calidad.

LOS GRIEGOS.

Por su parte, los griegos, que llevaron la escultura y la arquitectura a altas cotas de belleza artística con la invención de perfectos y bellos elementos constructivos como columnas, capiteles, frisos, cornisas o escalinatas, no fueron capaces de solucionar el problema de las cubiertas: o bien utilizaban materiales de poca longevidad (como vigas de madera), o tenían que hacer vanos muy cortos, con gran cantidad de columnas que soportaban losas de escasa longitud.

Los arquitectos griegos construyeron la mayoría de sus edificios en mármol o piedra caliza, y utilizaban la madera y las tejas para las techumbres. Dentro del espacio cubierto o celda, las vigas de madera del tejado a dos aguas se apoyaban en una única fila de columnas de madera, dispuestas a lo largo del eje principal.

LOS ROMANOS.

La madera se utilizaba para los trabajos de carpintería, para la construcción del esqueleto de los edificios y el armazón de los tejados. Los elementos básicos empleados para la construcción de la vivienda, salían de la naturaleza.

La madera, de roble y castaño, se utilizaba para las techumbres o tejados, para los pisos de la vivienda y también para las paredes de los corredores.

La casa o vivienda básica romana, es la más antigua, habitual y pobre de las construcciones utilizadas para vivir dentro del mundo romano. En sus comienzos eran de planta circular con cubierta vegetal. Más adelante se mejoraron, principalmente en su fábrica, pasando a ser de piedra, estructura de madera y planta rectangular, manteniendo su cubierta vegetal.

1.3.3 EL BARRO EN LA HISTORIA DE LA CONSTRUCCIÓN.

El barro es uno de los materiales de construcción más antiguos de la humanidad. Por decenas de siglos, el hombre ha mezclado arena y arcilla con paja para moldear ladrillos que deja secar al sol, y que se conocen en muchos países como adobes. Aún hoy, mas del 50 % de la población del mundo construye sus viviendas con barro, en distintas formas y con diferentes técnicas. Mientras que muchos países han promovido el uso de "materiales modernos". En muchas zonas se han redescubierto sus ventajas como material de construcción de bajo costo o sin costo alguno.

CARACTERÍSTICAS DEL BARRO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN.

El barro casualmente mezclado con fibra, constituye una excelente materia prima para la construcción. Es el resultado de una lenta eflorescencia de feldespato, cuarzo y mica. Es abundante, económico y reciclable, excelente para regular el control de las variaciones de la temperatura ambiental en una habitación. provee aislamiento acústico y térmico, absorbe olores y no es atacado por el fuego, constituye un factor de estímulo a la creatividad, la estética y la flexibilidad de la obra arquitectónica.

El barro se usa para hacer ladrillos que tiene tradicionalmente unos 25 x 35 x 10 cms, con un peso promedio de unos 14 kilos. La mezcla ideal contiene un 20% de arcilla y un 80% de arena. Estos materiales, mezclados con agua, adquieren una forma fluida que permite volcarla en formas de madera dotadas de las dimensiones citadas anteriormente. Cuando parte del agua se evapora, el ladrillo de adobe es entonces capaz de sostenerse por sí mismo. Es entonces cuando se remueve la forma, completándose su secado al sol en áreas libres disponibles, conocidas como "patios de secado". Después de varios días, para acelerar el secado, los ladrillos son movidos, apoyándoselos en una de sus caras laterales. Al cabo de unos pocos días están listos para ser apilados. La cura completa toma unos 30 días.

Tradicionalmente, el adobe, al no requerir de uso de combustible para su elaboración representa un ahorro sustancial estimado en un 40 % con relación al costo del ladrillo de arcilla que exige la utilización de hornos para su cocción. Como desventaja económica desde el punto de vista de su construcción comercial se encuentra el uso intensivo de obreros y de labor manual.

A la paja se la considera comúnmente como parte esencial del ladrillo de adobe. Sin embargo esto no es cierto y los ladrillos de adobe contemporáneos no la usan. Su uso se creyó importante para dar rigidez al adobe, o evitar rajaduras al secarse. Lo cierto es que si la proporción de arcilla y arena es la correcta, no se le necesita. Si el adobe se raja al secarse es porque tiene mucha arcilla.

1.3.4 EL BRONCE.

El periodo conocido como “Edad de los Metales ”, revolucionó el dominio sobre el entorno conocido por el hombre. Los primeros metales, que se utilizaron fueron el cobre y el oro; debido a que es posible martillarlos (sus pepitas son lo suficientemente blandas), hasta conseguir allanarlos y cortarlos con piedras. Este proceso no requería conocimientos previos sobre química metalúrgica , sin embargo la distribución de los depósitos puros de metales es limitada, por ello el descubrimiento de que mediante el calor podían producirse cambios químicos en los minerales metálicos y podía llegar a separarse el metal puro del mismo significó un avance importante. Esta técnica fue descubierta seguramente por artesanos que utilizaban variedades atractivas de minerales de cobre (Malaquita, azurita), para fabricar joyas o decoraciones para cerámica.

El calor también permitía moldear los metales una vez fundidos, éste fue el principio de la verdadera metalurgia. Parece que el descubrimiento tuvo lugar de forma separada en Asia Occidental (antes del 2000 a. C.) y en el Sudoeste de Europa (7000-6000 a. C.); este conocimiento se extendió hasta el resto de Europa, Asia y Africa del Norte a partir de estos centros entre los años 4000-2000 a. C. El trabajo realizado con los primeros metales se utilizó principalmente para fabricar ornamentos, puesto que las herramientas y armas de cobre tenían un uso limitado.

Esto cambió con el descubrimiento del bronce, una aleación, o la combinación de cobre y estaño del cual podía obtenerse un filo cortante mucho más duro y unos moldeados mejores, y que al igual que el cobre podía ser reciclado.

El Bronce fue descubierto en Asia Occidental entre los años 4000 y 3000 a. C., y el conocimiento se extendió por Europa entre los años 3000 y 2000 a. C. Un factor que contribuyó a su propagación fue el desarrollo de las rutas de comercio de metales a larga distancia, en concreto debido a la escasez de depósitos de estaño y oro.

1.3.5. EL HIERRO.

Entre dos y tres milenios antes de Cristo van apareciendo cada vez más objetos de hierro (que se distingue del hierro procedente de meteoritos por la ausencia de níquel) en Mesopotamia, Anatolia y Egipto. Sin embargo, su uso parece ser ceremonial, siendo un metal muy caro, más que el oro. Algunas fuentes sugieren que tal vez se obtuviera como subproducto de la obtención de cobre. Entre 1600 y 1200 a. de C., va aumentando su uso en Oriente Medio, pero no sustituye al predominante uso del [bronce](#).

Entre los siglos XII y X a. de C., se produce una rápida transición en Oriente Medio desde las armas de bronce a las de hierro. Esta rápida transición tal vez fuera debida a la falta de estaño, antes que a una mejora en la tecnología en el trabajo del hierro. A este periodo, que se produjo en diferentes fechas según el lugar, se denomina [Edad de Hierro](#), sustituyendo a la [Edad de Bronce](#). En Grecia comenzó a emplearse en torno al año 1000 a. de C., y no llegó a Europa occidental hasta el siglo VII a. de C. La sustitución del bronce por el hierro fue paulatina, pues era difícil fabricar piezas de hierro: localizar el mineral, luego fundirlo a temperaturas altas para finalmente forjarlo.

El hierro se obtenía como una mezcla de hierro y escoria, con algo de carbono o carburos, y era forjado, quitando la escoria y oxidando el carbono, creando así el producto ya con una forma. Este hierro forjado tenía un contenido en carbono muy bajo y no se podía endurecer fácilmente al enfriarlo en agua. Se observó que se podía obtener un producto mucho más duro calentando la pieza de hierro forjado en un lecho de carbón vegetal, para entonces sumergirlo en agua o aceite. El producto resultante, que tenía una superficie de acero, era más duro y menos frágil que el bronce, al que comenzó a reemplazar.

En la Edad Media, y hasta finales del siglo XIX, muchos países europeos empleaban como método siderúrgico la [fragua](#) Catalana. Se obtenía hierro y acero bajo en carbono empleando carbón vegetal y el mineral de hierro. Este sistema estaba ya implantado en el siglo XV, y se conseguían alcanzar hasta unos 1200 °C. Este procedimiento fue sustituido por el empleado en los altos hornos.

1.4 LOS AGLUTINANTES.

1.4.1 LA CAL.

La caliza u otras rocas calcáreas se calientan en hornos hasta 903°C, de forma que expulsa el CO_2 y queda la cal viva (CaO). Ésta se apaga con agua, y mezclada con arena forma el mortero. Comúnmente, la cal se prepara en forma de cal hidratada ($\text{Ca(OH}_2\text{)}$), añadiendo el agua necesaria. Cien kilos de caliza pura producen 56 kilos de cal. Puede emplearse también dolomita que da CaO-MgO , que se apaga más lentamente y despiden menos calor que la cal viva.

VARIEDADES COMERCIALES.

Cal Viva.-Material obtenido de la calcinación de la caliza que al desprender anhídrido carbónico, se transforma en óxido de calcio. La cal viva debe ser capaz de combinarse con el agua, para transformarse de óxido a hidróxido y una vez apagada (hidratada), se aplique en la construcción, principalmente en la elaboración del mortero de albañilería.

Cal hidratada.- Se conoce con el nombre comercial de cal hidratada a la especie química de hidróxido de calcio, la cual es una base fuerte formada por el metal calcio unido a dos grupos hidróxidos. El óxido de calcio al combinarse con el agua se transforma en hidróxido de calcio.

Cal hidráulica.- Cal compuesta principalmente de hidróxido de calcio, sílica (SiO_2) y alúmina (Al_2O_3) o mezclas sintéticas de composición similar. Tiene la propiedad de fraguar y endurecer incluso debajo del agua.

1.4.2 EL ASFALTO.

El asfalto es un componente natural de la mayor parte de los petróleos. La palabra asfalto, deriva del acadio, lengua hablada en Asiria, en las orillas del Tigris superior, entre los años 1400 y 1600 A.C. En esta zona se encuentra en efecto la palabra “Sphalto” que significa “lo que hace caer”. Estudios arqueológicos, indican que es uno de los materiales constructivos más antiguos que el hombre ha utilizado. En el sector de la construcción, la utilización más antigua se remonta aproximadamente al año 3200 A.C. Excavaciones efectuadas en Bagdad, permitieron constatar que los Sumerios habían utilizado un mastic de asfalto para la construcción. Dicho mastic, compuesto por betún, finos minerales y paja, se utilizaba en la pega de ladrillos o mampuestos, en la realización de pavimentos interiores (de 3 a 6 cm. De espesor), para tratamientos superficiales externos de protección y como revestimiento impermeable en los baños públicos.

Teniendo en cuenta el gran número de aplicaciones posibles conocidas de los ligantes hidrocarbonatos es normal que se encuentren numerosas citas en la literatura al respecto, siendo algunas de ellas: el Arca de Noé, la Torre de Babel, la Cuna de Moisés, las Murallas de Jericó, etc.

El betún natural fue descubierto a mediados del siglo XVI, en la isla de Trinidad, por Cristóbal Colón. Se puede considerar que el 19 de agosto de 1681, abrió una nueva era para los ligantes hidrocarbonados, dado que los ingleses Joaquín Becher y Henry Serie registraron una patente relativa a “un nuevo método para extraer brea y alquitrán del carbón de piedra”, que según sus autores permitía obtener un alquitrán tan bueno como el de Suecia. En 1712, el griego Eirini D'Eyrinis hizo otro descubrimiento: el yacimiento de asfalto de Val de Travers en Suiza y luego el yacimiento de Seyssel en el Valle del Ródano. A partir de estos yacimientos se elaboró el “mastic de asfalto”, aplicado a revestimientos de caminos y senderos. Las primeras aplicaciones tuvieron lugar en las afueras de Burdeos y en Lyon. En 1852 la construcción de la carretera Paris-Perpiñan utilizó el asfalto de Val Travers. En 1869, se introduce el procedimiento en Londres, y en 1870 en los Estados Unidos con similar ligante. Desde esta época, el “asfalto” se implantó sólidamente en las vías urbanas y propició significativamente su uso vial.

La construcción del primer pavimento, ocurre en 1876 en Washington D.C., con asfalto natural importado, en 1900 aparece la primera mezcla asfáltica en caliente, utilizada en la rue du Louvre y en la Avenue Victoria en París, la cual fue confeccionada con asfalto natural de la Isla de Trinidad.

A partir de 1902, se inicia el empleo de asfaltos destilados de petróleo en los Estados Unidos, que por sus características de pureza y economía en relación a los asfaltos naturales, constituye en la actualidad la principal fuente de abastecimiento. La aparición y desarrollo de la circulación automovilística en las carreteras de aquel entonces provocaban grandes nubarrones de polvo, ello dio origen a los tratamientos superficiales a base de emulsiones en el año 1903, con objeto de enfrentar dicho inconveniente. Así pues en los albores del siglo XX, ya existían los principales componentes de la técnica de revestimientos bituminosos. Su desarrollo y perfeccionamiento, es tarea que incumbe a los profesionales del asfalto del siglo XX.

1.4.3 CEMENTO (HISTORIA).

Prehistoria.- Se utilizaron bloques de piedra de gran tamaño y cuya estabilidad dependía de su colocación. (v.gr. Stonehenge de Inglaterra).

Egipto.- Se utilizan ladrillos de barro o adobe secados al sol y colocados en forma regular pegándolos con una capa de arcilla del Nilo con o sin paja para crear una pared sólida de barro seco. Este tipo de construcción prevalece en climas desérticos donde la lluvia es nula. Este tipo de construcción todavía se practica en muchas partes del planeta.

Grecia y Roma.- Se utiliza en la cal mezclada con arena para hacer mortero en la isla de creta. Los romanos adaptaron y mejoraron esta técnica para lograr construcciones de gran durabilidad como son el Coliseo Romano y Panteón Roma así como un sin número de construcciones desperdigadas por todo el Imperio Romano. Los Griegos fueron los primeros en percatarse de las propiedades cementantes de los depósitos volcánicos al ser mezclados con cal y arena que actualmente conocemos como puzolanas (latín: puteoli, un pueblo cercano a la bahía de Nápoles).

1.5 QUÍMICA DEL CEMENTO.

Una vez que el agua y el cemento se mezclan para formar la pasta cementante, se inicia una serie de reacciones químicas que en forma global se designan como hidratación del cemento. Estas reacciones se manifiestan inicialmente por la rigidización gradual de la mezcla, que culmina con su fraguado y continúan para dar lugar al endurecimiento y adquisición de resistencia mecánica en el producto.

Aun cuando la hidratación del cemento es un fenómeno sumamente complejo, existen simplificaciones que permiten interpretar sus efectos en el concreto. Con esto admitido, puede decirse que la composición química de un clinker portland se define convenientemente mediante la identificación de cuatro compuestos principales, cuyas variaciones relativas determinan los diferentes tipos de cemento portland:

Compuesto Fórmula del óxido Notación abreviada

Silicato tricálcico 3CaO SiO_2 C_3S

Silicato dicálcico 2CaO SiO_2 C_2S

Aluminato tricálcico $3\text{CaO Al}_2\text{O}_3$ C_3Al

Alumino ferrito tetracálcico $4\text{CaO Al}_2\text{O}_3 \text{Fe}_2\text{O}_3$ C_4AlF

En términos prácticos se concede que los silicatos de calcio (C_3Si y C_2Si) son los compuestos más deseables, porque al hidratarse forman los silicatos B hidratados de calcio (S-H-C) que son responsables de la resistencia mecánica y otras propiedades del concreto. Normalmente, el C_3S aporta resistencia a corto y mediano plazo, y el C_2S a mediano y largo plazo, es decir, se complementan bien para que la adquisición de resistencia se realice en forma sostenida.

El aluminato tricálcico (C_3A) es tal vez el compuesto que se hidrata con mayor rapidez, y por ello propicia mayor velocidad en el fraguado y en el desarrollo de calor de hidratación en el concreto. Asimismo, su presencia en el cemento hace al concreto más susceptible de sufrir daño por efecto del ataque de sulfatos. Por todo ello, se tiende a limitarlo en la medida que es compatible con el uso del cemento.

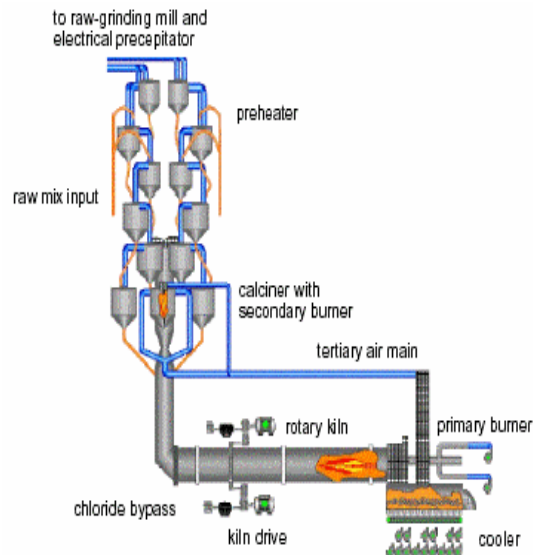
Finalmente, el aluminoferrito tetracálcico es un compuesto relativamente inactivo pues contribuye poco a la resistencia del concreto, y su presencia más bien es útil como fundente durante la calcinación del clinker y porque favorece la hidratación de los otros compuestos.

1.5.1 EL HORNO

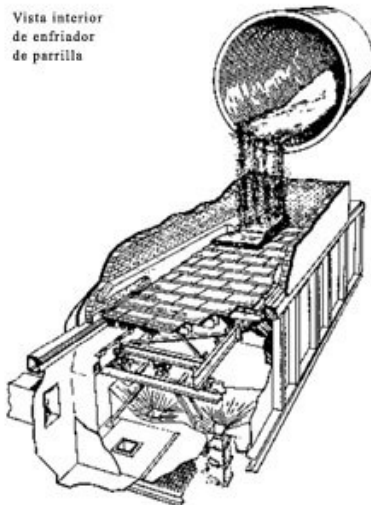
El crudo es introducido a través de un intercambiador de ciclones donde el material se calienta con los gases del horno en contracorriente hasta alcanzar una temperatura de unos 600 °C a la entrada del horno. Una vez en el horno, el material sufre una serie de reacciones a altas temperaturas (1500°C) para formar los componentes básicos del clinker que le van a conferir sus propiedades. El clinker a la salida del horno debe de sufrir un proceso de enfriamiento rápido con el fin de que no se reviertan las reacciones que tienen lugar en el horno

El aporte calorífico del horno se realiza mediante la combustión en el mechero de combustibles principalmente coke de petróleo. Hoy en día muchas fábricas utilizan residuos industriales (aceites, disolventes o neumáticos usados) como combustible, valorizando así los mismos y evitando los posibles daños en el medio ambiente que su almacenamiento provoca.

Desde los silos el polvo de caliza, denominado "crudo" se lleva a los hornos rotatorios. Estos son enormes cilindros, ligeramente inclinados, con longitudes que fluctúan entre los 51 y 123 metros. Estos cilindros de acero están revestidos internamente con ladrillo refractario, capaz de soportar altísimas temperaturas.



Vista interior de enfriador de parrilla



Los hornos, poseen una gran cámara de precalcinción, que otorga un alto tiempo de residencia de los gases de combustión, permitiendo el uso de fuentes de energía alternativas, en esta etapa se logran temperaturas cercanas a 100 °C, con el fin de deshidratar el crudo, además, en esta zona del horno se produce la decarbonatación del crudo, es decir la transformación química del carbonato de calcio en óxido de calcio y liberación de dióxido de carbono.

Luego, en el interior del horno, donde el material y los gases alcanzan temperaturas de 1450 y más de 2000 °C respectivamente, se produce la calcinación de la caliza, formándose un material semivitrificado, compuesto principalmente por silicatos, aluminatos y ferritos de calcio, que tienen altas propiedades aglutinantes al mezclarse con el agua. Este producto se

denomina Clinker. Este proceso es la clinkerización vía seca, otros procesos son: Vía semi-seca, Vía semi-húmeda y Vía húmeda.

PROCESOS DE VÍA SEMI-SECA Y SEMI-HÚMEDA.

El material de alimentación se consigue añadiendo o eliminando agua respectivamente, al material obtenido en la molienda de crudo.

PROCESO DE VÍA HÚMEDA.

Este proceso es utilizado normalmente para materias primas de alto contenido en humedad. El material de alimentación se prepara mediante molienda conjunta del mismo con agua, resultando una pasta con contenido de agua de un 30-40 % que es alimentada en el extremo más elevado del horno de clínker.

Una vez que se obtienen las esferas de clínker, este se debe mezclar con yeso, con el fin de mejorar las propiedades de fraguado, sin la adición de este material, el cemento fraguaría instantes después de mezclarse con agua, por lo que no tendría utilidad práctica. Además se mezcla con puzolana.



Todos estos materiales son dosificados y posteriormente mezclados y molidos en molinos de bolas de dos cámaras y diafragma intermedio, que permiten reducir el tamaño de los componentes hasta polvo fino. un circuito de molienda consta además de separadores y filtros de mangas, que permiten separar el producto de la corriente de aire de ventilación. La calidad y propiedades del cemento, quedan determinadas por la participación de cada uno de estos componentes, así como de la fineza final del producto.

1.5.2 EL CLÍNKER.

Para producir cemento se parte del clínker. Al material proveniente de la pulverización del clínker se le agrega yeso sin calcinar, así como otros materiales que no sean nocivos para el comportamiento posterior del cemento y obtener uno de los tipos de cemento que se refieren a la Norma Mexicana.

El yeso que se mezcla funciona como retardador del fraguado. La combinación de clínker y yeso alcanza una proporción óptima. Es decir, para obtener un cemento con mayor resistencia se requiere agregar el yeso necesario solamente.

Cierta relación de clínker y yeso ofrecen una resistencia inicial un día después de fraguar. Para mejorar resistencia a los 28 días la proporción debe ser otra.

Yeso. El yeso que se usa es sulfato de calcio dihidratado. Es decir, un yeso natural, porque también hay yesos sintéticos (proveniente como subproducto de un proceso). Regula la hidratación y el fraguado del cemento mediante una reacción con el aluminato tricálcico. Al formar el sulfoaluminato tricálcico, la mezcla se va hidratando poco a poco y además acelera la hidratación del silicato tricálcico.

El yeso para hacer cemento necesita ser muy puro. Y lo consigue con valores que oscilan entre 80 y 90% de pureza.

Puzolana. Hay puzolanas naturales y artificiales, hechas a base de arcillas activadas. La puzolana natural es un material volcánico. Se utiliza en la elaboración del cemento por la contribución a las resistencias mecánicas y al ataque de agentes agresivos del medio; aunque la puzolana por sí sola no tiene propiedades hidráulicas, combina su contenido de sílice con la cal que libera el cemento al hidratarse, para formar compuestos con propiedades hidráulicas.

Proceso Físico-Químico. La transformación del polvo crudo en clínker es un proceso donde ocurren cambios físico-químicos. En general, el proceso de fabricación de cemento implica las siguientes reacciones, que se efectúan dentro de la unidad de calcinación.

El secado implica la evaporación de la humedad de la materia prima a una temperatura de 110° C. La deshidratación se da a temperaturas mayores de 450° C, y significa la pérdida del agua químicamente unida a compuestos tales como algunas arcillas y agregados.

A los 900° C la caliza se descompone en cal viva (CaO) y dióxido de carbono (CO₂). Esta cal está lista para reaccionar y debe ser tratada rápidamente a la zona de clinkerización.

Los óxidos de hierro comienzan a reaccionar con la cal y la alúmina, para formar ferro aluminato tetracálcico líquido a la temperatura de 1300°C, a la que se disuelven los minerales, incrementando la reacción entre ellos.

A los 1338° C los materiales disueltos en el ferro aluminato tetracálcico (C₄AF) reaccionan, formando todo el silicato di cálcico (C₂S).

El aluminato tricálcico (C_3A) se termina de formar a los $1400^\circ C$. La cal que se encuentra en exceso reacciona con parte del silicato di cálcico (C_2S) para formar silicato tricálcico (C_3S).

El precalentador aumenta la capacidad de la unidad, ahorra energía y para el cuidado del medio ambiente, reduce la emisión de dióxido de carbono a la atmósfera.

La temperatura de calcinación es de $1450^\circ C$. Ese calor se debe mantener constante en la zona de calcinación del horno para que se lleven a cabo las reacciones químicas.

El polvo calcinado y convertido en clínker pasa al enfriador, donde llega con una temperatura aproximada de $1000^\circ C$. En el enfriador, por medio de aire a presión se logra bajar la temperatura del clínker hasta los $40^\circ C$.

Parte del aire que se calienta al contacto con el clínker se aprovecha para incrementar la eficiencia de los precalentadores, el que tiene baja temperatura se va a la atmósfera a través de un colector de residuos que disminuye la emisión de polvo a la atmósfera.

Control de Calidad. En la fabricación de cemento se lleva un riguroso control de calidad. Se necesita un laboratorio con equipo de alta tecnología. Se trata de instrumentos aplicables a las distintas fases del proceso, desde la materia prima en los yacimientos, los productos intermedios y los diferentes tipos de cemento que son elaborados.

Control Químico. Mezcla cruda. Para efectuar el control químico de la mezcla cruda la planta cuenta con un equipo de espectrometría de Rayos X automático.

Para cumplir con las necesidades de control y particularmente para conocer la composición con la exactitud y rapidez que se requiere, se toman muestras cada hora en las unidades de molienda de crudo. En función de éstas se modifican las proporciones de caliza, pizarra, sílice y hematita.

Clínker. Para evaluar la calidad del clínker también se emplea el análisis por Rayos X. A partir de su composición química se calculan los compuestos potenciales, como silicatos y aluminatos de calcio.

Control Físico. Las pruebas de resistencia a la compresión, sanidad y tiempos de fraguado inicial y final, se realizan diariamente.

Durante la molienda de cemento, cada hora se toma una muestra para la determinación del **blaine**, que provee un valor de la finura del cemento. Esta prueba tiene como unidades de medida cm^2/g . Los cementos Tipo II modificado (CPO 30 R) y Tipo II con Puzolana (CPP 30 R) alcanzan finuras del orden de los 3,500 a 4,500 cm^2/g .

Se cuenta con otros equipos e instrumentos empleados para el control como los tamices para medir la finura; prensa, para medir la resistencia a la compresión; balanzas; reactivos químicos para análisis y elaboración de estándares.

Otros equipos como Emisión de Plasma y Absorción Atómica se utilizan como apoyo en la elaboración de estándares.

Investigación. La investigación permite conocer con mayor profundidad las propiedades de cada compuesto y entender mejor qué sucede durante el proceso de producción e hidratación del cemento.

Así como el estudio de un mineral permite indagar su origen, también es posible saber la historia de un clínker. Observándolo al microscopio los investigadores estiman qué materiales fueron empleados para su elaboración, si las partículas eran heterogéneas, si estaban muy gruesas, y qué tan rápido se enfrió. La morfología del cristal también influye en la actividad de los cementos.

Con el Cilas, equipo que permite determinar la distribución de tamaños de las partículas en el cemento, sirve como punto de partida para definir las condiciones de operación de las unidades de molienda.

La investigación desarrolla métodos más efectivos y eficientes para obtener un cemento de mayor calidad. Los resultados también permiten usar mejor los recursos y pueden beneficiar el costo, por eso es preciso seguir haciendo investigación.



1.6 EL ACERO DE REFUERZO.

El Acero es básicamente una aleación o combinación de hierro y carbono (alrededor de 0,05% hasta menos de un 2%). Algunas veces otros elementos de aleación específicos tales como el Cr (Cromo) o Ni (Níquel) se agregan con propósitos determinados.

Ya que el acero es básicamente hierro altamente refinado (más de un 98%), su fabricación comienza con la reducción de hierro (producción de arrabio) el cual se convierte más tarde en acero.

El hierro puro es uno de los elementos del acero, por lo tanto consiste solamente de un tipo de átomos. No se encuentra libre en la naturaleza ya que químicamente reacciona con facilidad con el oxígeno del aire para formar óxido de hierro - herrumbre.

El óxido se encuentra en cantidades significativas en el mineral de hierro, el cual es una concentración de óxido de hierro con impurezas y materiales térreos.

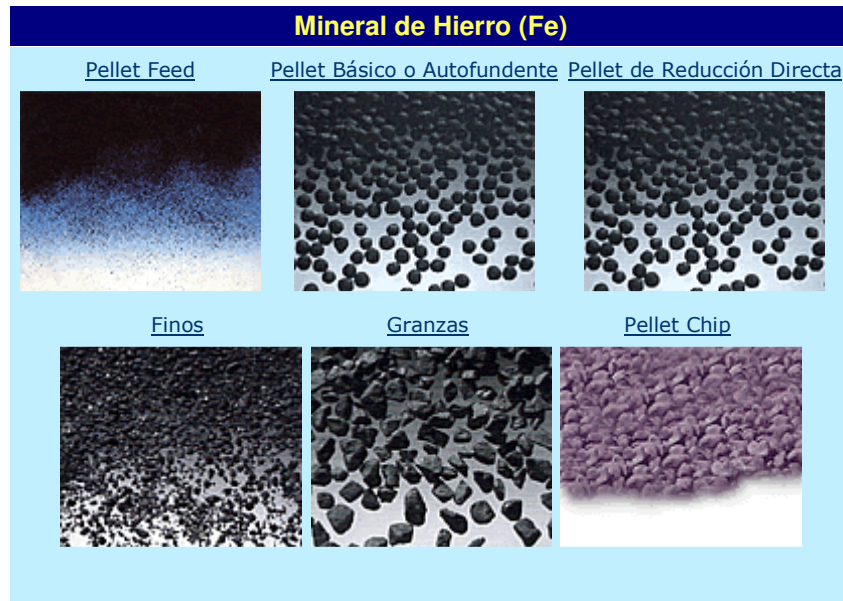
Los diferentes tipos de acero se clasifican de acuerdo a los elementos de aleación que producen distintos efectos en el Acero.

CLASIFICACIÓN DEL ACERO.

ACEROS AL CARBONO.- Más del 90% de todos los aceros son aceros al carbono. Estos aceros contienen diversas cantidades de carbono y menos del 1,65% de manganeso, el 0,60% de silicio y el 0,60% de cobre. Entre los productos fabricados con aceros al carbono figuran máquinas, carrocerías de automóvil, la mayor parte de las estructuras de construcción de acero, cascos de buques, somieres y horquillas.

ACEROS ALEADOS.- Estos aceros contienen una proporción determinada de vanadio, molibdeno y otros elementos, además de cantidades mayores de manganeso, silicio y cobre que los aceros al carbono normales.

ACEROS ESTRUCTURALES.- Son aquellos aceros que se emplean para diversas partes de máquinas, tales como engranajes, ejes y palancas. Además se utilizan en las estructuras de edificios, construcción de chasis de automóviles, puentes, barcos y semejantes. El contenido de la aleación varía desde 0,25% a un 6%.



1.6.1 EL HIERRO.

Es un elemento metálico, magnético, maleable y de color blanco plateado. Tiene de número atómico 26 y es uno de los elementos de transición del sistema periódico.

El hierro fue descubierto en la prehistoria y era utilizado como adorno y para fabricar armas; el objeto más antiguo, aún existente, es un grupo de cuentas oxidadas encontrado en Egipto, y data del 4000 a.C. El término arqueológico edad del hierro se aplica sólo al periodo en el que se extiende la utilización y el trabajo del hierro. El procesado moderno del hierro comenzó en Europa central a mitad del siglo XIV d.C.

PROPIEDADES.

El hierro puro tiene una dureza que oscila entre 4 y 5. Es blando, maleable y dúctil. Se magnetiza fácilmente a temperatura ordinaria; es difícil magnetizarlo en caliente, y a unos 790 °C desaparecen las propiedades magnéticas. Tiene un punto de fusión de unos 1535 °C, un punto de ebullición de 2750 °C y una densidad relativa de 7,86. Su masa atómica es 55,847.

El metal existe en tres formas alotrópicas distintas: hierro ordinario o hierro-a (hierro-alfa), hierro-g (hierro-gamma) y hierro-d (hierro-delta). La disposición interna de los átomos en la red del cristal varía en la transición de una forma a otra. La transición de hierro-a a hierro-g se produce a unos 910 °C, y la transición de hierro-g a hierro-d se produce a unos 1.400 °C. Las distintas propiedades físicas de las formas alotrópicas y la diferencia en la cantidad de carbono admitida por cada una de las formas desempeñan un papel importante en la formación, dureza y temple del acero.

Químicamente el hierro es un metal activo. Se combina con los halógenos (flúor, cloro, bromo, yodo y astato) y con el azufre, fósforo, carbono y silicio. Desplaza al hidrógeno de la mayoría de los ácidos débiles. Arde con oxígeno formando tetróxido triférrico (óxido ferrosférrico), Fe_3O_4 . Expuesto al aire húmedo, se corroe formando óxido de hierro hidratado, una sustancia pardo-rojiza, escamosa, conocida comúnmente como orín.

Al sumergir hierro en ácido nítrico concentrado, se forma una capa de óxido que lo hace pasivo, es decir, no reactivo químicamente con ácidos u otras sustancias. La capa de óxido protectora se rompe fácilmente golpeando o sacudiendo el metal, que vuelve a convertirse en activo.

ESTADO NATURAL.

El hierro sólo existe en estado libre en unas pocas localidades, en concreto al oeste de Groenlandia. También se encuentra en los meteoritos, normalmente aleado con níquel. En forma de compuestos químicos, está distribuido por todo el mundo, y ocupa el cuarto lugar en abundancia entre los elementos de la corteza terrestre; después del aluminio, es el más abundante de todos los metales. Los principales minerales de hierro son las hematites. Otros minerales importantes son la goetita, la magnetita, la siderita y el hierro del pantano (limonita). La pirita, que es un sulfuro de hierro, no se procesa como mineral de hierro porque el azufre es muy difícil de eliminar.

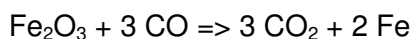
1.6.2 EL HORNO.

El alto horno fue evolucionando a lo largo de los años. Henry Cort, en 1784, aplicó nuevas técnicas que mejoraron la producción. En 1826 el alemán Friedrich Harkot construye un alto horno sin mampostería para humos.

Hacia finales del siglo XVIII y comienzos del XIX se comenzó a emplear ampliamente el hierro como elemento estructural (en puentes, edificios, etcétera). Entre 1776 a 1779 se construye el primer puente de fundición de hierro, construido por John Wilkinson y Abraham Darby. En Inglaterra se emplea por primera vez en la construcción de edificios, por Mathew Boulton y James Watt, a principios del siglo XIX. También son conocidas otras obras de ese siglo, por ejemplo el "[Palacio de Cristal](#)" construido para la Exposición Universal de 1851 en Londres, del arquitecto Joseph Paxton, que tiene un armazón de hierro, o la [Torre Eiffel](#), en París, construida en 1889 para la Exposición Universal, en donde se utilizaron miles de toneladas de hierro.

Los materiales básicos empleados son Mineral de Hierro, Coque y Caliza. El coque se quema como combustible para calentar el horno, y al arder libera monóxido de carbono, que se combina con los óxidos de hierro del mineral y los reduce a hierro metálico.

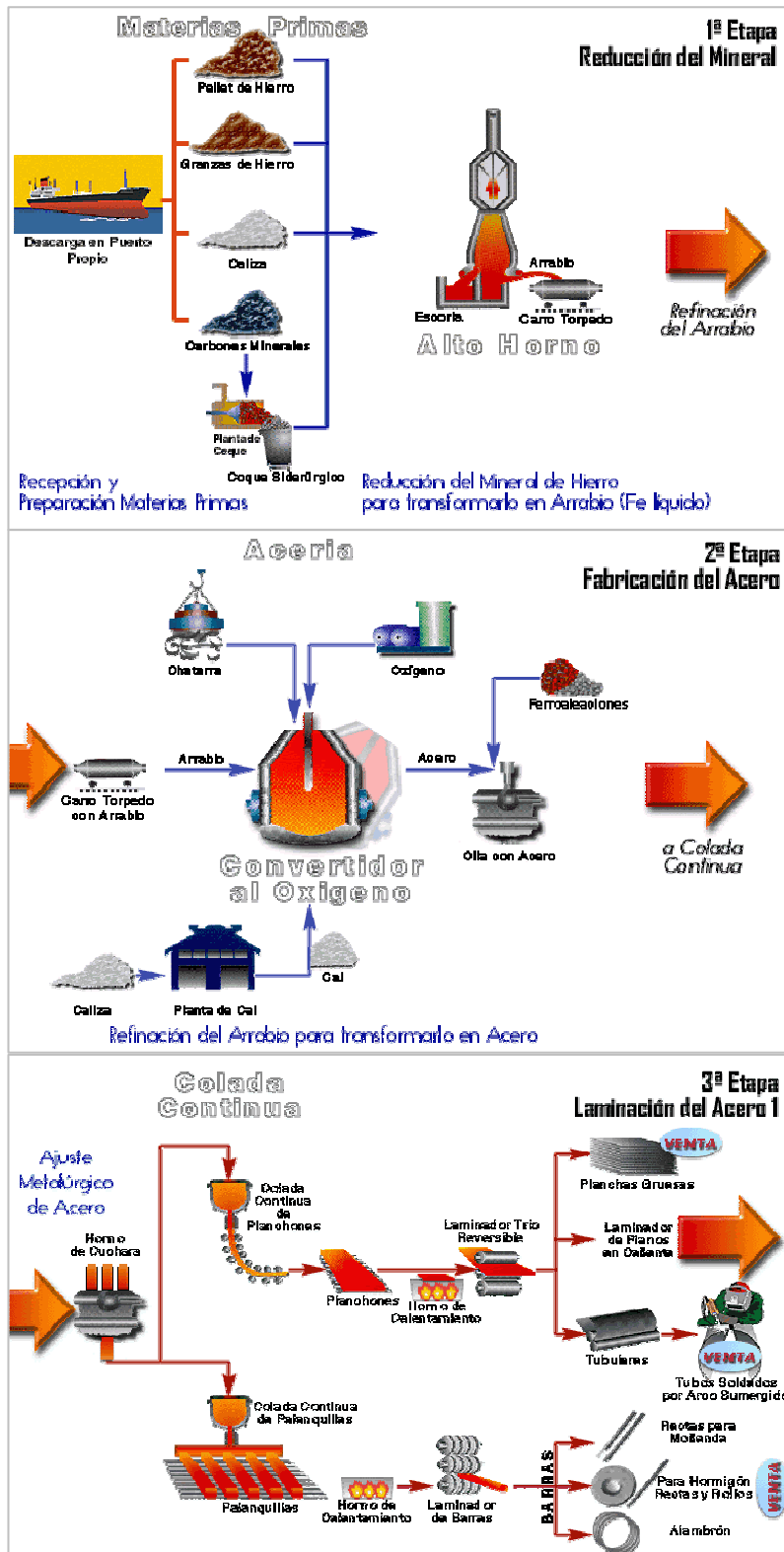
La ecuación de la reacción química fundamental de un alto horno es:



La caliza de la carga del horno se emplea como fuente adicional de monóxido de carbono y como sustancia fundente. Este material se combina con la sílice presente en el mineral (que no se funde a las temperaturas del horno) para formar silicato de calcio, de menor punto de fusión. Sin la caliza se formaría silicato de hierro, con lo que se perdería hierro metálico. El silicato de calcio y otras impurezas forman una escoria que flota sobre el metal fundido en la parte inferior del horno. El arrabio producido en los altos hornos tiene la siguiente composición: un 92% de hierro, un 3 o 4% de carbono, entre 0,5 y 3% de silicio, del 0,25% al 2,5% de manganeso, del 0,04 al 2% de fósforo y algunas partículas de azufre.

El HORNO es virtualmente una planta química que reduce continuamente el hierro del mineral. Químicamente desprende el oxígeno del óxido de hierro existente en el mineral para liberar el hierro. Está formado por una cápsula cilíndrica de acero forrada con un material no metálico y resistente al calor, como ladrillos refractarios y placas refrigerantes. El diámetro de la cápsula disminuye hacia arriba y hacia abajo, y es máximo en un punto situado aproximadamente a una cuarta parte de su altura total. La parte inferior del horno está dotada de varias aberturas tubulares llamadas toberas, por donde se fuerza el paso del aire. Cerca del fondo se encuentra un orificio por el que fluye el arrabio cuando se sangra (o vacía) el alto horno. Encima de ese orificio, pero debajo de las toberas, hay otro agujero para retirar la escoria. La parte superior del horno, cuya altura es de unos 30 m, contiene respiraderos para los gases de escape, y un par de tolvas redondas, cerradas por válvulas en forma de campana, por las que se introduce la carga en el horno. Los materiales se llevan hasta las tolvas en pequeñas vagonetas o cucharas que se suben por un elevador inclinado situado en el exterior del horno.

1.6.3 EL CONVERTIDOR



1.7 LOS AGREGADOS.

En las mezclas de concreto hidráulico convencional, los agregados suelen representar entre 60 y 75 por ciento aproximadamente del volumen absoluto de todos los componentes; de ahí la notable influencia que las características y propiedades de los agregados ejercen en las del correspondiente concreto.

1.7.1 LA GRAVA.

De igual modo que en el caso de la arena, es deseable que el agregado grueso en conjunto posea continuidad de tamaños en su composición granulométrica, si bien los efectos que la granulometría de la grava produce sobre la manejabilidad de las mezclas de concreto no son tan notables como los que produce la arena.

Para analizar la composición granulométrica de la grava en conjunto, se le criba por mallas cuyas aberturas se seleccionan de acuerdo con el intervalo dimensional dado por su tamaño máximo, buscando dividir este intervalo en suficientes fracciones que permitan juzgar su distribución de tamaño a fin de compararla con los límites granulométricos que le sean aplicables.



De acuerdo con lo anterior, cuando se verifica la granulometría de una muestra de grava, pueden presentarse dos casos que ameritan la aplicación de criterios de juicio diferentes. El primer caso es cuando se analiza una muestra de grava integral procedente de una determinada fuente de suministro propuesta y se requiere juzgar si contiene todos los tamaños en proporciones adecuadas para integrar la granulometría requerida en el concreto, o si es posible considerar la trituración de tamaños mayores en exceso para producir tamaños menores faltantes, o bien si resulta necesario buscar otra fuente de suministro para sustituir o complementar las deficiencias de la fuente en estudio.

El segundo caso se refiere a la verificación granulométrica de fracciones individuales de grava, previamente cribadas a escala de obra, a fin de comprobar principalmente si el proceso de separación por cribado se realiza con la precisión especificada dentro de sus correspondientes intervalos nominales. En tal caso, debe prestarse atención especial a la cuantificación de los llamados defectos de clasificación representados por las partículas cuyas dimensiones resultan fuera del intervalo nominal de la fracción, y para los cuales hay limitaciones específicas. A las partículas menores que el límite inferior del intervalo se les denomina subtamaño nominal ya las mayores que el límite superior del intervalo, sobre tamaño nominal.

1.7.2 LA ARENA.

La composición granulométrica de la arena se acostumbra a analizarse mediante su separación en siete fracciones, cribándola a través de mallas normalizadas como "serie estándar", cuyas aberturas se duplican sucesivamente a partir de la más reducida que es igual a 0.150 mm (NOM o. 150/ASTM No.100). De esta manera, para asegurar una razonable continuidad en la granulometría de la arena, las especificaciones de agregados para concreto (NOM C-111/ASTM C 33)(42, 43) requieren que en cada fracción exista una proporción de partículas comprendida dentro de ciertos límites establecidos empíricamente.

(NOM o. 150/ASTM No.100). De esta manera, para asegurar una razonable continuidad en la granulometría de la arena, las especificaciones de agregados para concreto (NOM C-111/ASTM C 33)(42, 43) requieren que en cada fracción exista una proporción de partículas comprendida dentro de ciertos límites establecidos empíricamente. Dichos límites, que definen el huso granulométrico.

Criterio rígido, la aceptación de la arena con base en esta característica, sino de preferencia dejar abierta la posibilidad de que puedan emplear arenas con ciertas deficiencias granulométricas, siempre y cuando no exista la alternativa de una arena mejor graduada, y se demuestre mediante pruebas que la arena en cuestión permite obtener concreto de las características y propiedades requeridas a costo razonable.



1.7.3 EL AGUA.

En relación con su empleo en el concreto, el agua tiene dos diferentes aplicaciones: como ingrediente en la elaboración de las mezclas y como medio de curado de las estructuras recién construidas. En el primer caso es de uso interno como agua de mezclado y en el segundo se emplea exteriormente cuando el concreto se cura con agua. Aunque en estas aplicaciones las características del agua tienen efectos de diferente importancia sobre el concreto, es usual que se recomiende emplear igual de una sola calidad en ambos casos. Así, normalmente en las especificaciones para concreto, se hace referencia en primer término a los requisitos que debe cumplir el agua para elaborar el concreto, porque sus efectos son más importantes y después se indica que el agua que se utilice para curarlo debe ser del mismo origen o similar, para evitar que se subestime esta segunda aplicación y se emplee agua de curado con características inadecuadas.

En determinados casos, se requiere con objeto de disminuir la temperatura del concreto al ser elaborado que una parte del agua de mezclado se administre en forma de hielo molido o en escamas. En tales casos, el agua que se utilice para fabricar el hielo debe satisfacer las mismas especificaciones de calidad del agua de mezclado.

Como componente del concreto convencional, el agua suele representar aproximadamente entre 10 y 25 por ciento del volumen del concreto recién mezclado, dependiendo del tamaño máximo de agregado que se utilice y del revenimiento que se requiera. Esto le concede una influencia importante a la calidad del agua de mezclado en el comportamiento y las propiedades del concreto, pues cualquier sustancia dañina que contenga, aún en proporciones reducidas, puede tener efectos adversos significativos en el concreto.

Una práctica bastante común consiste en utilizar el agua potable para fabricar concreto sin ninguna verificación previa, suponiendo que toda agua que es potable también es apropiada para elaborar concreto; sin embargo, hay ocasiones en que esta presunción no se cumple, porque hay aguas potables aderezadas con citratos o con pequeñas cantidades de azúcares, que no afectan su potabilidad pero pueden hacerlas inadecuadas para la fabricación de concreto. En todo caso, la consideración contraria pudiera ser más conveniente, es decir, que el agua para la elaboración del concreto no necesariamente requiere ser potable, aunque sí debe satisfacer determinados requisitos mínimos de calidad.

1.7.4 GRANULOMETRÍA.

Para mantener una adecuada uniformidad en la granulometría de los agregados durante su utilización en la elaboración del concreto, el procedimiento consiste en dividirlos en fracciones que se dosifican individualmente. Puesto que el grado de uniformidad asequible está en función del intervalo abarcado por cada fracción, lo deseable es dividir el conjunto de partículas en el mayor número de fracciones que sea técnica, económica y prácticamente factible.

Limpieza (materia orgánica, limo, arcilla y otros finos indeseables).

Densidad (gravedad específica).

Sanidad, Absorción y porosidad.

Forma de partículas.

Textura superficial.

Tamaño máximo.

Reactividad con los Alcalis.

Módulo de elasticidad.

Resistencia a la abrasión.

Resistencia mecánica (por aplastamiento).

Partículas friables y terrones de arcilla.

Coefficiente de expansión térmica.

Manejabilidad.

Requerimiento de agua.

Sangrado.

Requerimiento de agua

Contracción plástica.

Durabilidad.

1.7.5 CALIDAD DE LOS AGREGADOS.

Constituyen la porción mayor de la dosificación y no ha de contener materias orgánicas, sustancias solubles, películas adheridas, ni elementos blandos, deleznable o susceptibles de descomposición. Ha de ser químicamente inerte respecto del cemento y mecánicamente tenaz y adhesivo con la pasta de cemento. Estará constituido por trozos duros, no absorbentes ni permeables, estables e indivisibles. Su granulometría será aquella que dé el mínimo de huecos, o sea la máxima compacidad. En cuanto a su forma, el ideal para los agregados redondeados es la esférica y para los agregados angulosos, es la cúbica. Los que tienen formas laminadas, aplanadas y largas, cilíndricas o formas torcidas, dan mezclas poco trabajables y con tendencia a causar sedimentación o exudación. Fundamentalmente, los agregados deberán estar limpios y libres de suciedad o depósitos de sal, por que lo es deseable, en caso de duda el lavado de los áridos.

1.7.6 CALIDAD DEL AGUA.

Los requisitos de calidad del agua de mezclado para concreto no tienen ninguna relación obligada con el aspecto bacteriológico (como es el caso de las aguas potables), sino que básicamente se refieren a sus características físico-químicas ya sus efectos sobre el comportamiento y las propiedades del concreto.

Características físico-químicas

Refiriéndose a las características físico-químicas del agua para concreto, no parece haber consenso general en cuanto a las limitaciones que deben imponerse a las sustancias e impurezas cuya presencia es relativamente frecuente, como puede ser el caso de algunas sales inorgánicas (cloruros, sulfatos), sólidos en suspensión, materia orgánica, dióxido de carbono disuelto, etc. Sin embargo, en lo que sí parece haber acuerdo es que no debe tolerarse la presencia de sustancias que son francamente dañinas, como grasas, aceites, azúcares y ácidos, por ejemplo. La presencia de alguna de estas sustancias, que por lo demás no es común, debe tomarse como un síntoma de contaminación que requiere eliminarse antes de considerar la posibilidad de emplear el agua.

Cuando el agua de uso previsto es potable, cabe suponer en principio que sus características físico-químicas son adecuadas para hacer concreto, excepto por la posibilidad de que contenga alguna sustancia saborizante, lo cual puede detectarse fácilmente al probarla.

Si el agua no procede de una fuente de suministro de agua potable, se puede juzgar su aptitud como agua para concreto mediante los requisitos físico-químicos contenidos en la Norma Oficial Mexicana NOM C-122(46), recomendados especialmente para aguas que no son potables. Para el caso específico de la fabricación de elementos de concreto reesforzado, hay algunos requisitos que son más estrictos en cuanto al límite tolerable de ciertas sales que pueden afectar al concreto y al acero de preesfuerzo, lo cual también se contempla en las NOM C-252(47) y NOM C-253(48).

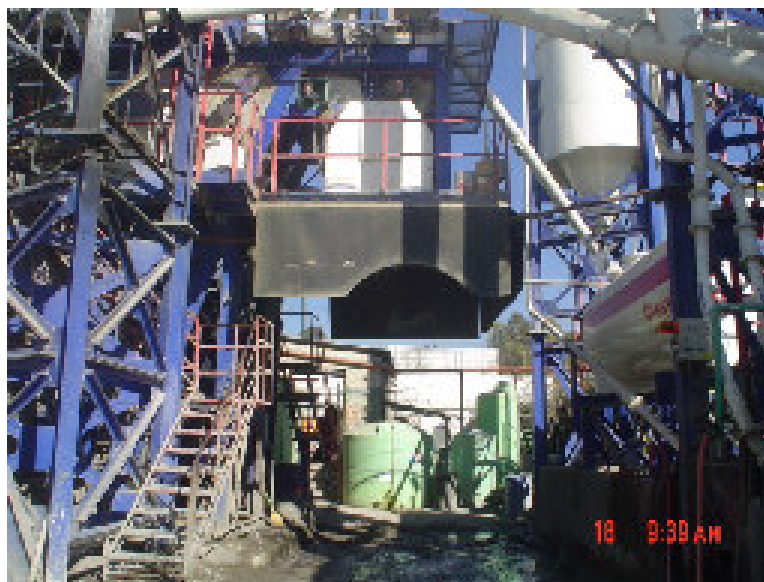
1.8 EL CONCRETO.

ANTECEDENTES HISTÓRICOS DEL CONCRETO.

La historia del cemento es la historia misma del hombre en la búsqueda de un espacio para vivir con la mayor comodidad, seguridad y protección posible. Desde que el ser humano supero la época de las cavernas, ha aplicado sus mayores esfuerzos a delimitar su espacio vital, satisfaciendo primero sus necesidades de vivienda y después levantando construcciones con requerimientos específicos.

Templos, palacios, museos son el resultado del esfuerzo que constituye las bases para el progreso de la humanidad. El pueblo egipcio ya utilizaba un mortero – mezcla de arena con materia cementosa – para unir bloques y lozas de piedra al elegir sus asombrosas construcciones. Los constructores griegos y romanos descubrieron que ciertos depósitos volcánicos, mezclados con caliza y arena producían un mortero de gran fuerza, capaz de resistir la acción del agua, dulce o salada. Un material volcánico muy apropiado para estar aplicaciones lo encontraron los romanos en un lugar llamado Pozzuoli con el que aun actualmente lo conocemos como puzolona. Investigaciones y descubrimientos a lo largo de miles de años, nos conducen a principios del año pasado, cuando en Inglaterra fue patentada una mezcla de caliza dura, molida y calcinada con arcilla, al agregársele agua, producía una pasta que de nuevo se calcinaba se molía y batía hasta producir un polvo fino que es el antecedente directo de nuestro tiempo.

Nota: El nombre del cemento Pórtland le fue dado por la similitud que este tenia con la piedra de la isla de Pórtland del canal ingles. La aparición de este cemento y de su producto resultante el concreto a sido un factor determinante para que el mundo adquiere una fisonomía diferente. Edificios, calles, avenidas, carreteras, presas y canales, fabricas, talleres y casas, dentro del mas alto rango de tamaño y variedades nos dan un mundo nuevo de comodidad, de protección y belleza donde realizar nuestros mas ansiados anhelos, un mundo nuevo para trabajar, para crecer, para progresar, para vivir.



1.8.1 RESISTENCIA DEL CONCRETO

La resistencia a compresión del concreto simple se obtiene de cilindros con una relación de altura a diámetro igual a dos, curados en el laboratorio y probados a los 28 días o a una edad menor, especificada para concreto de alta resistencia a temprana edad.

Es evidente que un concreto vaciado y curado en obra difícilmente desarrollará la resistencia de los cilindros de prueba. Por ello, la resistencia del concreto especificado debe calcularse por encima de la resistencia supuesta en los cálculos, por lo menos en:

30 kg/cm² cuando se tiene una desviación estándar menor de 20 kg/cm².

40 kg/cm² cuando se tiene una desviación estándar comprendida entre 20 y 30 kg/cm².

50 kg/cm² cuando se tiene una desviación estándar comprendida entre 30 y 35 kg/cm².

60 kg/cm² cuando se tiene una desviación estándar comprendida entre 35 y 40 kg/cm².

Cuando la desviación estándar es superior a 40 kg/cm² el proporcionamiento en la mezcla de concreto debe calcularse para una resistencia promedio igual o mayor a de 85 kg/cm² que la resistencia f_c especificada.

Dependiendo de la proporción, relación agua cemento, supervisión en la proporción y mezclado, adecuado vibrado, y vigilancia en el curado, la resistencia de un concreto a la compresión axial puede ser hasta de más de 1000 kg/cm². Sin embargo, en condiciones normales y empleando agregados comunes, debemos contar con concretos con una resistencia a la compresión entre 150 y 450 kg/cm², siendo los más comunes el de 200 y 250 kg/cm².

Para diseñar se usara para concretos clase 1 y 2, $f_c^* = 0.80 f_c$.

1.8.2 DOSIFICACIÓN.

La dosificación de un hormigón tiene por objeto determinar las proporciones en que hay que mezclar los distintos componentes del mismo para obtener masas y hormigones que reúnan las características y propiedades exigidas en el proyecto.

Ya se comprende que el problema de la dosificación es complejo por depender de muchos factores. Unos ligados a las propiedades exigidas al hormigón, otros a las características de los materiales disponibles y otros, por último a los medios de fabricación transporte y colocación. Podría decirse que el proceso de dosificación es tanto un arte como una técnica.

Existen muchos métodos y reglas para dosificar teóricamente un hormigón, pero todos deben considerarse orientativos. Por ello, las proporciones definitivas de los componentes deben establecerse mediante ensayos de laboratorio, introduciendo después las correcciones que resulten necesarias o convenientes.

Actualmente y debido al gran desarrollo que ha experimentado en todos los países la industria del hormigón preparado, la mayor parte de los hormigones utilizados en edificación se dosifican y elaboran bajo condiciones bien controladas, con lo que se ha dado un gran paso para disponer de hormigones con las características y propiedades necesarias, amén de contar con la garantía correspondiente de la casa suministradora.

El punto de partida para establecer la dosificación puede ser, o bien la resistencia mecánica, o bien la dosificación de cemento por metro cúbico de hormigón compactado, habida cuenta de la durabilidad en ambos casos.

1.8.3 RELACIÓN AGUA CEMENTO.

La teoría de la relación agua-cemento (relación a-c) establece que para una combinación dada de materiales (y mientras se obtenga una consistencia manejable), la resistencia del concreto a cierta edad depende de la relación del peso del agua de la mezcla al peso del cemento.

En otras palabras, si la relación de agua a cemento es fija, la resistencia del concreto a una determinada edad es también esencialmente fija, mientras la mezcla sea elástica y manejable y el agregado sólido, durable y libre de materiales dañinos.

Mientras que la resistencia depende de la relación agua-cemento, la economía depende del porcentaje de agregado presente el cual dará una mezcla manejable.

El objetivo del diseñador siempre será el de tener mezclas de concreto de resistencia óptima a un contenido de cemento mínimo y aceptable manejabilidad. Entre más baja sea la relación a-c, mayor será la resistencia del concreto.

La relación agua/cemento debe ser tan baja como sea posible, pero teniendo en cuenta que debe permitir una adecuada trabajabilidad y compactación del hormigón y que debe evitarse, además, el fenómeno de segregación de los áridos gruesos. A veces, para conseguir estas características, es necesario utilizar mayor cantidad de cemento de la estrictamente necesaria, o emplear aditivos adecuados.

Una vez que se ha establecido la relación a-c y escogido la manejabilidad o consistencia que se necesite para el diseño específico, el resto será simple manejo de diagramas y tablas basadas en grandes números de mezclas de prueba. Tales diagramas y tablas permiten un estimado de las proporciones de la mezcla requerida para varias condiciones, así como una predeterminación en revolturas pequeñas no representativas.

1.8.4 LEY DE ABRAMS.

El endurecimiento del concreto depende del endurecimiento de la “lechada” o pasta formada por el cemento y el agua, entre los que se desarrolla una reacción química que produce la formación de un coloide “gel”, a medida que se hidratan los componentes del cemento.

La reacción de endurecimiento es muy lenta, lo cual permite la evaporación de parte del agua necesaria para la hidratación de cemento, que se traduce en una notable disminución de la resistencia final. Es por ello que debe mantenerse húmedo el concreto recién colado, “curándolo” cuando menos 14 días si se usa cemento Tipo I y 7 días si se usa cemento Tipo III.



También se logra evitar la evaporación del agua necesaria para la hidratación del cemento, cubriendo el concreto recién descimbrado con una película impermeable de parafina o de productos especiales que se encuentran en el mercado desde hace varios años.

Fue el profesor Duff A Abrams, del Instituto Lewis de Chicago, quien expresó la ley del endurecimiento del concreto por medio de una fórmula que ligaba el volumen de agua de hidratación con el volumen de cemento empleado. Considerando que el volumen de cemento varía notablemente con la compactación, se ha preferido expresar la LEY DE ABRAMS en función de la relación agua-cemento en peso.

La ley de Abrams mencionada puede expresarse así: Para mezclas plásticas y usando agregados sanos y limpios, la resistencia y otras cualidades importantes del concreto, dependen de la cantidad de agua que se use en la mezcla, por saco de cemento empleado. que ha sido la norma desde 1918 cuando Duff Abrams nos familiarizó con la ley que regula la relación entre agua y cemento

Analíticamente, la ley de Abrams se expresa para los cementos comunes Tipo I de la siguiente manera:

$$f'c = \frac{985}{27^x}$$

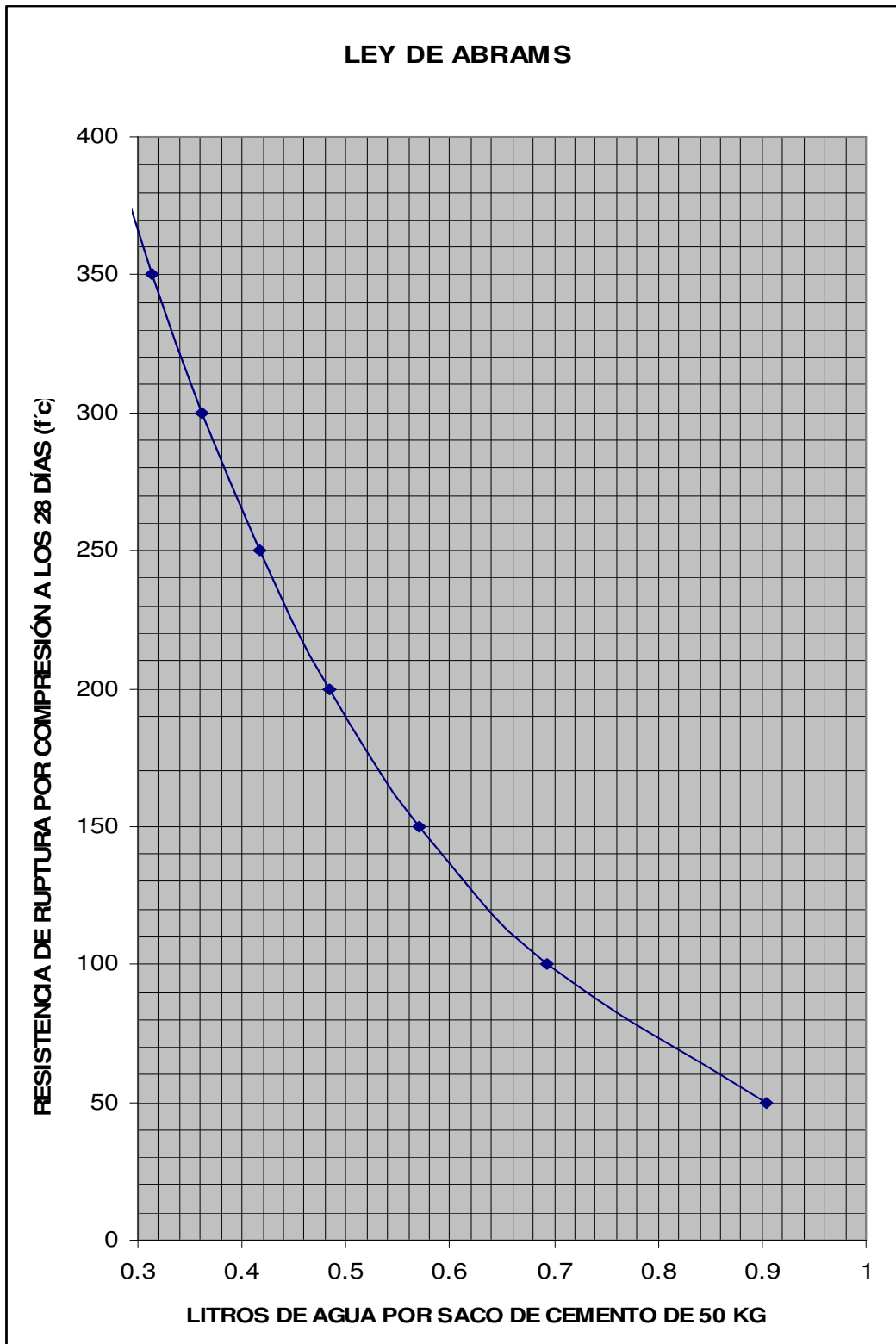
En la cual:

$f'c$ = Fatiga de ruptura a la compresión y a los 28 días, de una probeta cilíndrica de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura.

x = Relación agua-cemento en peso.

Tabulando los valores de la formula (1-1) se obtuvo la gráfica de la Fig. 1-1.

GRAFICA DE ABRAMS



UNIDAD 2

TEORÍA DEL CONCRETO REFORZADO

El concreto reforzado como antecedente directo del preesfuerzo. En ésta unidad se tratarán los aspectos fundamentales que rigen el análisis y diseño del concreto reforzado, así como las propiedades de los materiales que lo componen, para que posteriormente, se puedan establecer las similitudes y las ventajas del concreto presforzado, como una nueva y más atractiva alternativa en procedimientos constructivos.

2.1 ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir con una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes o en las vigas; encerrar un espacio como sucede en los distintos tipos de edificios, ó contener un empuje como en los muros de contención, tanque cisternas o silos.

Las estructuras deben de cumplir la función a la que están destinadas con un grado razonable de seguridad y de manera que tengan un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio, además de satisfacer otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de los límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas.

En el diseño de estructuras una vez planteado el problema, se presentan ciertas sollicitaciones razonables y definidas de las dimensiones generales, por lo cual es necesario ensayar diversas estructuraciones para resolverlo. La elección del tipo de reestructuración, sin duda es uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto. La elección de una forma estructural dada, implica la elección del material con que se piensa realizar la estructura. Al hacer la elección el proyectista debe tener en cuenta las características de la mano de obra y el equipo disponible.

Las estructuras del concreto reforzado tienen ciertas características, derivadas de los procedimientos constructivos utilizados en su fabricación, que las distinguen de las estructuras de los otros materiales. El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a usar moldes que los sostengan mientras adquieren resistencia suficiente para que la estructura sea auto transparente. Esta característica exige ciertas restricciones, pero al mismo tiempo aporta ventajas. Una de éstas es la moldeabilidad, propiedad que brinda al proyectista gran libertad en la elección de formas. Otra característica importante es la facilidad que puede lograrse con la continuidad en la estructura, con todas las ventajas que esto supone.

Existen dos procedimientos principales para construir estructuras de concreto. Cuando los elementos estructurales se forman en su posición definitiva, se dice que la estructura ha sido colocada "in situ" o colada en el lugar. Si se fabricara en un lugar distinto al de su posición definitiva en la estructura, el procedimiento recibe el nombre de prefabricación.

CARACTERÍSTICAS ACCIÓN-RESPUESTA DE ELEMENTOS DE CONCRETO.

Se ha dicho que el objeto del diseño consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura para que esta cumpla cierta función con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio. En otras palabras es necesario conocer las características acción-respuesta de la estructura estudiada.

Las acciones en una estructura son las solicitaciones a que pueden estar sometida. Entre estas se encuentran, por ejemplo, el peso propio, las cargas vivas, las presiones por el viento, las aceleraciones por el sismo y los asentamientos. La respuesta de una estructura o de un elemento es su comportamiento bajo una acción determinada puede expresarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración.

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO.

El propósito fundamental del análisis es valorar las acciones interiores en las distintas partes de la estructura. Para poder analizar una estructura es necesario idealizarla. Por ejemplo, idealización frecuente en el análisis de edificios es considerar la estructura como formada por series de marcos planos en dos direcciones. De este modo se reduce el problema real tridimensional a uno de dos dimensiones. Se considera, además que las propiedades mecánicas de los elementos en cada marco están concentradas a lo largo de sus ejes.

EL DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.

Se entiende por dimensionamiento la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y la cantidad y posición del acero de refuerzo. El procedimiento de dimensionamiento tradicional basado en esfuerzos de trabajo, consiste en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura, bajo sus supuestas solicitaciones de servicio.

El procedimiento más comúnmente utilizado en la actualidad es el denominado *método plástico*, ó de *resistencia última*, según el cual los elementos se diseñan para que tengan una resistencia determinada.

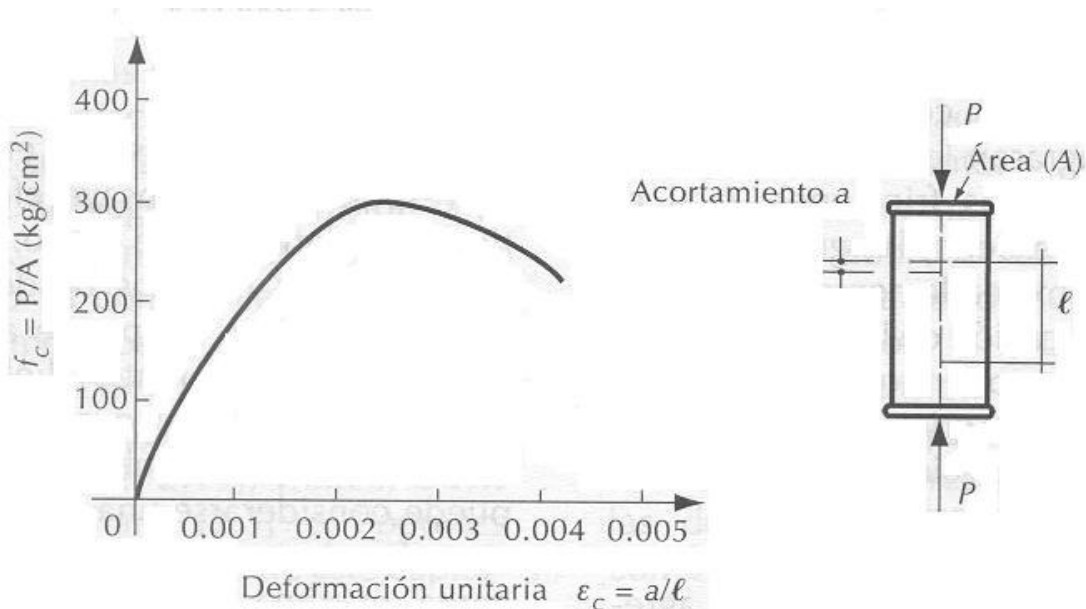
2.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL CONCRETO Y EL ACERO.

El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados, agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo. Algunas veces añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos o adicionantes, que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto.

Para resistir tensiones, se emplea acero para refuerzo, generalmente en forma de barras, colado en las zonas donde se prevé que se desarrollaran tensiones bajo las sollicitaciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto. También se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a las cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión. La combinación del concreto simple con refuerzo constituye lo que se llama *concreto reforzado*.

CARACTERÍSTICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO SIMPLE.

Se ha indicado que el objeto principal del estudio del comportamiento del concreto es la obtención de las relaciones acción-reacción del material, bajo la gama total de sollicitaciones a que puede quedar sujeto. Estas características pueden describirse claramente mediante curvas de esfuerzo-deformación de especímenes, como lo muestra la siguiente figura:



MODOS DE FALLA Y CARACTERÍSTICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN BAJO COMPRESIÓN AXIAL.

En cilindros con relación de lado al diámetro igual a 2, la falla suele presentarse a través de planos inclinados respecto a la dirección de la carga; ésta inclinación es debida principalmente a la restricción que ofrecen las placas de apoyo de la máquina contra movimientos laterales. Si se engrasan los extremos del cilindro para reducir las fricciones, o si el espécimen es más esbelto, las grietas que se producen son aproximadamente paralelas a la dirección de aplicación de la carga. Las grietas se presentan de ordinario en la pasta y muy frecuentemente entre el agregado y la pasta. En algunos casos también se llega a fracturar el agregado; este micro-agrietamiento es irreversible y se desarrolla a medida que aumenta la carga, hasta que se produce el colapso.

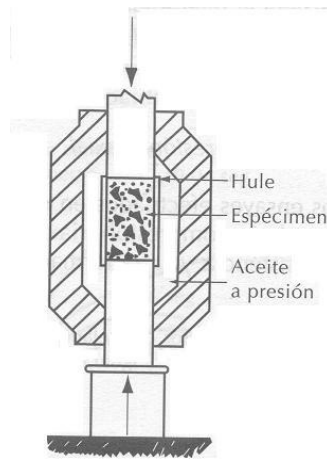
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN.

Las curvas esfuerzo deformación se obtienen del ensaye de prismas sujetos a falla axial repartido uniformemente en la sección transversal mediante una placa rígida; los valores del esfuerzo resultan de dividir la carga total aplicada, a P , entre el área de la sección transversal del prisma, A , y representan valores promedios obtenidos bajo la hipótesis de que la distribución de deformaciones y de que las características esfuerzo-deformación del concreto son constantes en toda la masa. El valor de la deformación unitaria, ξ_c , es la relación entre el acortamiento total, "a", y la longitud de medición.

Puesto que el concreto es un material heterogéneo, lo anterior es una idealización del fenómeno. Según la distribución de la pasta y del agregado de la masa, los esfuerzos considerados como la carga soportada en un área diferencial, variarían en cada sección. Sin embargo, esta variación no es significativa desde el punto de vista del diseño estructural.

COMPRESIÓN TRIAXIAL.

Los ensayes efectuados en cilindros de concreto bajo compresión triaxial muestran que la resistencia y la deformación unitaria correspondiente crecen al aumentar la presión lateral de confinamiento en estos ensayes el estado triaxial de esfuerzos se crea rodeando el espécimen de aceite a cierta presión, y aplicando una carga axial hasta la falla mediante dispositivos.



TENSIÓN.

Es difícil encontrar una manera sencilla y reproducible de determinar la resistencia a tensión uniaxial. Siendo el concreto bajo esta condición un material frágil, es necesario que la sección transversal del espécimen varíe gradualmente para evitar fallas prematuras debidas a concentraciones de esfuerzos. Ensayando un espécimen de sección rectangular, variable a lo largo de la misma se fija en la maquina de ensaye y se utilizan placas con resina en los extremos del espécimen, las que a su vez fueron atornilladas a la maquina. Este tipo de ensaye requiere de mucho cuidado para lograr resultados de confianza.

FLEXIÓN.

Para algunas aplicaciones tales como pavimentos de concreto, es necesario conocer aproximadamente la resistencia a la flexión del concreto simple. Ésta se determina con frecuencia ensayando un prisma de concreto libremente apoyado, sujeto a una o dos cargas concentradas. La falla es brusca con una grieta única que fractura el espécimen.

Se supone que el concreto es el elástico hasta la rotura, hipótesis que, como se ha indicado, no es correcta para toda la escala de carga. Esta prueba proporciona una medida de la resistencia del concreto a flexión, o más bien, a la tensión debida a la flexión.

CRITERIO DE FALLA.

A pesar de los estudios que se han realizado no se tiene todavía una teoría de falla sencilla y que permita predecir con precisión aceptable la resistencia del concreto simple. Se han intentado hacer adaptaciones entre otras de las teorías de Mohr y de Coulomb⁺, de esfuerzos cortantes y de deformaciones limitativas de Newman. El problema general es determinar los incrementos de deformaciones a lo largo de estos tres ejes principales cuando se incrementan los esfuerzos principales, ha sido estudiado ampliamente por Gerstle y su grupo*.

EFFECTOS DEL TIEMPO EN EL CONCRETO ENDURECIDO.

Cuando se aplica una carga a un espécimen de concreto, este adquiere una deformación inicial, si la carga permanece aplicada la deformación aumenta con el tiempo, aun cuando no se incremente la carga. Las deformaciones que ocurren con el tiempo en el concreto se deben esencialmente a dos causas: *contracción* y *flujo plástico*.

Contracción.- Las deformaciones por contracción se deben esencialmente a cambios en el contenido de agua del concreto a lo largo del tiempo. El agua de la mezcla se va evaporando e hidrata el cemento. Esto produce cambios volumétricos en la estructura interna del concreto que a su vez produce deformaciones. Los factores que más afecta la

⁺ Newman K., J.B. Newman "Failure Theory and Design Criteria for Plain Concrete" Southampton 1969.

* Stankowsky T., K. H. Gerstle "Simple Formulation of Concrete Behavior under Multi Axial Load Histories"; Journal of the American Concrete Institute, Detroit 1985.

contracción son la cantidad original del agua en la mezcla y las condiciones ambientales especialmente a edades tempranas.

Flujo Plástico.- Las deformaciones por flujo plástico son proporcionales al nivel de carga, hasta niveles del orden del 50% de la resistencia. Para niveles mayores la relación ya no es proporcional. Como el flujo plástico se debe en gran parte de formaciones de la pasta de cemento, la cantidad está por unidad de volumen que es una variable importante. También se ha observado que, para un mismo nivel de carga, las deformaciones disminuyen al aumentar la edad a que ésta se aplica.

FATIGA.

Cuando un elemento falla después de un número muy grande de repeticiones periódicas de carga, se dice que ha fallado por fatiga. Se han hecho diversos estudios sobre elementos de concreto sujetos a repeticiones de carga. Un elemento de concreto en compresión no puede soportar indefinidamente fracciones de su resistencia estática mayores que 70%. Cuando un elemento de concreto se le aplica compresiones del orden de la mitad de su resistencia estática, falla después de aproximadamente 10 millones de repeticiones de carga. Se han encontrado también que si la carga se aplica intercalando periodos de reposo, el número de ciclos necesarios para producir la falla aumenta considerablemente.

MÓDULOS ELÁSTICOS.

El modulo de elasticidad es función principalmente de la resistencia del concreto y de su peso volumétrico. Se han propuesto varias expresiones para predecir el modulo de elasticidad a partir de estas variables. Por ejemplo, el reglamento ACI presenta la ecuación:

$$E_c = 14000 * \sqrt{f_c}$$

Donde E_c es el modulo de elasticidad en kg/cm^2 , w es el peso volumétrico del concreto en ton/m^3 y f_c es la resistencia del concreto en kg/cm^2 . El Reglamento de Construcciones de D. F. propone las ecuaciones:

$$E_c = 14000 \sqrt{f_c} \quad \text{Para concreto clase 1 con agregados calizos,}$$

$$E_c = 11000 \sqrt{f_c} \quad \text{Para concreto clase 1 con agregados basálticos:}$$

$$E_c = 8000 \sqrt{f_c} \quad \text{Para concreto clase 2, que son aplicables únicamente a concretos con agregados típicos de la ciudad de México. Las diferencias entre los valores reales y los calculados con estas ecuaciones pueden ser muy grandes. Cuando se requieren estimaciones de cierta precisión, conviene determinar el modulo de elasticidad del concreto usado en particular.}$$

DEFORMACIONES POR CAMBIOS DE TEMPERATURA.

El concreto esta sometido a cambios volumétricos por temperatura. Se ha determinado algunos coeficientes térmicos que oscilan entre 0.000007 y 0.000011 de deformación unitaria por grado centígrado de cambio de temperatura. Los valores anteriores corresponden a concreto de peso volumétrico normal del orden de 2.2 ton/m³. Para concretos fabricados con agregados ligeros, los coeficientes pueden ser muy distintos de los mencionados.

ALGUNAS CARACTERÍSTICAS DE LOS ACEROS DE REFUERZO.

El acero para reforzar concreto se utiliza en distintas formas. La más común es la barra o varilla que se fabrica tanto de acero laminado en caliente como de acero trabajado en frío.

Los diámetros usados de las barras producidas en México varían de ¼" a 1¼". Algunos productores han fabricado barras corrugadas de 5/16" a 5/32" y 3/16". En otros países se utilizan diámetros mayores.

El acero trabajado en frío no tiene un límite de fluencia bien definido. En México se cuenta con una variedad relativamente grande de aceros de refuerzo. Las barras laminadas en caliente pueden obtenerse con límites de fluencia desde 2300 hasta 4200 Kg/cm². El acero trabajado en frío alcanza limites de fluencia de 4000 a 6000 Kg/cm².

El acero que se emplea en estructuras preesforzadas es de resistencia francamente superior a la de los aceros descritos anteriormente. Su resistencia última varía entre 14000 y 22000 kg/cm², y su limite de fluencia, definido por el esfuerzo correspondiente a una deformación permanente de 0.002, entre 12000 y 19000 kg/cm².

2.3 ÍNDICES DE RESISTENCIA Y CONTROL DE CALIDAD.

Para poder diseñar es necesario poder estimar la resistencia de una estructura. La forma más directa de obtenerla es realizando una prueba de carga, ya sea sobre toda la estructura, sobre una parte típica de la misma o bien sobre elementos construidos expresamente para dicha prueba. Otro procedimiento para obtener el índice de resistencia de una estructura consiste en el ensayo de un modelo a escala, fabricado con los mismos materiales con los que se construirá el prototipo. La resistencia de prototipo puede predecirse a partir de la resistencia medida en el modelo. Utilizando los principios de similitud. En la mayoría de los casos, no es necesario ensayar prototipos o modelos de estructuras que se quieran diseñar.

El concreto como el acero, tienen características distintas, según sean su composición y forma de fabricación. Por lo tanto, es necesario tener un índice que relacione las características del material con el comportamiento que pueden esperarse de él. Dicho índice debe reflejar las propiedades estructurales básicas del material en cuestión, así como por ejemplo, el índice de resistencia más característico del concreto es su resistencia a la compresión y el de acero a la tensión.

ÍNDICE DE RESISTENCIA (CONCRETO).

El índice de resistencia más común en el caso del concreto es el obtenido del ensayo de especímenes a compresión simple. Esto se debe a que este ensayo es relativamente sencillo, ya que mide una característica fundamental del concreto.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.

No existe una convención aceptada universalmente sobre que tipo de espécimen es el mejor para realizar ensayos en compresión. Por lo común se usan especímenes de tres tipos: cilindro, cubos y prismas. En nuestro medio, y en numerosos países del mundo se usan cilindros con una relación de esbeltez igual a 2. En estructuras de concreto reforzado el espécimen usual es el de 15 x 30 cm. Generalmente, la resistencia se determina a los 28 días de edad del concreto o a la edad en que el concreto vaya a recibir su carga de servicio. Recientemente se han propuesto diferentes procedimientos para obtener índices de resistencia a edades más tempranas con el fin de poder tomar medidas correctivas de mayor oportunidad en caso necesario.

Tanto cilindros como cubos y prismas tienen ventajas y desventajas. Para lograr una prueba aceptable a la compresión, es que las cabezas de la máquina de ensayo estén totalmente en contacto con las superficies del espécimen en ambos extremos, de manera que la presión ejercida sea lo más uniforme posible.

En nuestro medio, las normas usuales son las del Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE) (normas NMX) y las de American Society for Testing and materials (Normas ASTM).

FLEXIÓN.

El índice de resistencia a la flexión del concreto simple se obtiene del ensaye de vigas de sección cuadrada, simplemente apoyadas y sujetas a una o dos cargas concentradas. Como en el caso de los índices de resistencia a la compresión, se especifica también el modo de muestreo, el curado y las condiciones del ensaye (Normas NMX y ASTM).

TENSIÓN.

El inconveniente principal es que el tipo de ensaye es difícil de realizar y los resultados son poco reproducibles. Por lo tanto, este ensaye no satisface las características básicas para obtener índices de resistencia. Las normas NMX y ASTM proponen una prueba indirecta de concreto en tensión llamada ensaye brasileño. Las condiciones de fabricación y curado del espécimen son las mismas que las de los cilindros para pruebas en compresión.

ACERO.

El índice de resistencia utilizado en el caso del acero, es un esfuerzo de fluencia, f_y , este se determina en una prueba de tensión, a una velocidad de carga específica, midiendo además deformaciones, generalmente en una longitud de 20 cm. El esfuerzo de fluencia se calcula sobre la base del área normal. Las normas NMX y ASTM también presentan pautas para realizar los ensayos estándar de acero.

EVALUACIÓN DE DATOS.

Todos los datos que se obtienen de ensayos están sujetos a variaciones. Para gran número de datos, existen ciertas medidas que indican la uniformidad del producto que se está ensayando y el cuidado con que se han hecho los ensayos. La medida más común de la tendencia central del conjunto de datos es el promedio, y las más comunes del agregado de uniformidad son la desviación estándar y el coeficiente de variación.

CONTROL DE CALIDAD.

El reglamento ACI 318-02 establece que el promedio de las resistencias de tres muestras consecutivas cualesquiera sea por lo menos igual a la resistencia especificada, y que la resistencia de ninguna muestra individual sea menor que la resistencia especificada menos 35 kg/cm^2 , si f'_c es igual o menor que 35 kg/cm^2 , o menor que $0.10 f'_c$ si f'_c es mayor que 350 kg/cm^2 . La resistencia de una muestra debe entenderse como el promedio de las resistencias de dos cilindros tomados de la misma mezcla de concreto.

Las normas técnicas complementarias del reglamento del distrito federal de 2004 señalan para los concretos clase 1, los cuales deben tener una resistencia especificada igual o mayor que 250 kg/cm^2 , el mismo requisito establecido en el reglamento ACI para concretos con f'_c igual o menor que 350 kg/cm^2 . Para los concretos clase 2, que debe tener una resistencia especificada menor que 250 kg/cm^2 , la resistencia promedio de tres muestras consecutivas cualesquiera no debe ser menor que la resistencia especificada menos de 50 kg/cm^2 .

2.4 TEORÍA ELÁSTICA DEL CONCRETO REFORZADO.

Existen dos teorías para el diseño de estructuras de concreto reforzado: “La teoría elástica” llamada también “Diseño por esfuerzos de trabajo” y “La teoría plástica” ó “Diseño a la ruptura”.

La teoría elástica es ideal para calcular los esfuerzos y deformaciones que se presentan en una estructura de concreto bajo las cargas de servicio. Sin embargo esta teoría es incapaz de predecir la resistencia última de la estructura con el fin de determinar la intensidad de las cargas que provocan la ruptura y así poder asignar coeficientes de seguridad, ya que la hipótesis de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones es completamente errónea en la vecindad de la falla de la estructura.

HIPÓTESIS DEL DISEÑO ELÁSTICO.

Se dice que una viga de concreto es rectangular, cuando su sección transversal en compresión tiene esa forma. Es simplemente armada, cuando solo tiene refuerzo para tomar la componente de tensión del par elástico que equilibra al momento flexionante externo.

Para analizar el fenómeno de la flexión en las vigas de concreto, se aceptan las hipótesis:

1ª Toda sección plana antes de la deformación permanece plana después de ella. Las deformaciones unitarias varían linealmente con sus distancias del eje neutro.

2ª Dentro de ciertos límites, las deformaciones unitarias son proporcionales a los esfuerzos que las producen. Los módulos de elasticidad del concreto, E_c y del acero E_s , son constantes dentro de los límites fijados y, como consecuencia, los esfuerzos serán proporcionales a sus distancias del eje neutro y con ello se obtendrá finalmente una variación lineal de los esfuerzos.

3ª El acero de refuerzo absorbe toda la componente de tensión del par elástico interno.

2.5 TEORÍA PLÁSTICA DEL CONCRETO REFORZADO.

VENTAJAS DEL DISEÑO PLÁSTICO.

1. En la proximidad del fenómeno de ruptura, los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones unitarias, si se aplica la teoría elástica, esto llevaría errores hasta de un 50% al calcular los momentos resistentes últimos de una sección. En cambio, si se aplica la teoría plástica, obtenemos valores muy aproximados a los reales obtenidos en el laboratorio.
2. La carga muerta en una estructura, generalmente es una cantidad invariable y bien definida, en cambio la carga viva puede variar más allá del control previsible. En la teoría plástica, se asignan diferentes factores de seguridad a ambas cargas tomando en cuenta sus características principales.
3. En el cálculo del concreto presforzado se hace necesario la aplicación del diseño plástico, porque bajo cargas de gran intensidad, los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones.

HIPÓTESIS DEL DISEÑO PLÁSTICO.

- a) Las deformaciones unitarias en el concreto se supondrán directamente proporcionales a su distancia del eje neutro. Excepto en los anclajes, la deformación unitaria de la varilla de refuerzo se supondrá igual a la deformación unitaria del concreto en el mismo punto.
- b) La deformación unitaria máxima en la fibra de compresión extrema se supondrá igual a 0.003 en la ruptura.
- c) El esfuerzo en las varillas, inferior al límite elástico aparente F_y , debe tomarse igual al producto de $2.083 \times 106 \text{ kg/cm}^2$ por la deformación unitaria de acero. Para deformaciones mayores que corresponden al límite elástico aparente, el esfuerzo en las barras debe considerarse independientemente de la deformación igual el límite elástico aparente F_y .
- d) Se desprecia la tensión en el concreto en secciones sujetas a flexión.
- e) En la ruptura, los esfuerzos en el concreto no son proporcionales a las deformaciones unitarias. El diagrama de los esfuerzos de compresión puede suponerse rectangular, trapezoidal, parabólico, o de cualquier otra forma cuyos resultados concuerden con las pruebas de los laboratorios.
- f) La hipótesis anterior puede considerarse satisfecha para una distribución rectangular de esfuerzos definida como sigue:

En la ruptura se puede suponer un esfuerzo de $0.85 f'_c$, uniformemente distribuido sobre una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta, paralela al eje neutro y localizada a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra de máxima deformación unitaria en compresión y el eje neutro, se medirá perpendicularmente a dicho eje. El coeficiente " β_1 " se tomará como 0.85 para esfuerzos f'_c hasta de 280 kg/cm^2 y se reducirá continuamente en una proporción de 0.05 por cada 70 kg/cm^2 de esfuerzo en exceso de los 280 kg/cm^2 .

ANÁLISIS DE LAS HIPÓTESIS.

La hipótesis (A), acepta la variación lineal de las deformaciones unitarias. Lo cual es cierto, excepto en la vecindad de la ruptura, pero las diferencias son muy pequeñas y no son dignas de tomarse en cuenta.

La hipótesis (B), señala la ruptura del concreto, la deformación unitaria 0.003 cuyo valor concuerda con el promedio de los datos obtenidos en el laboratorio, resultando ligeramente conservador.

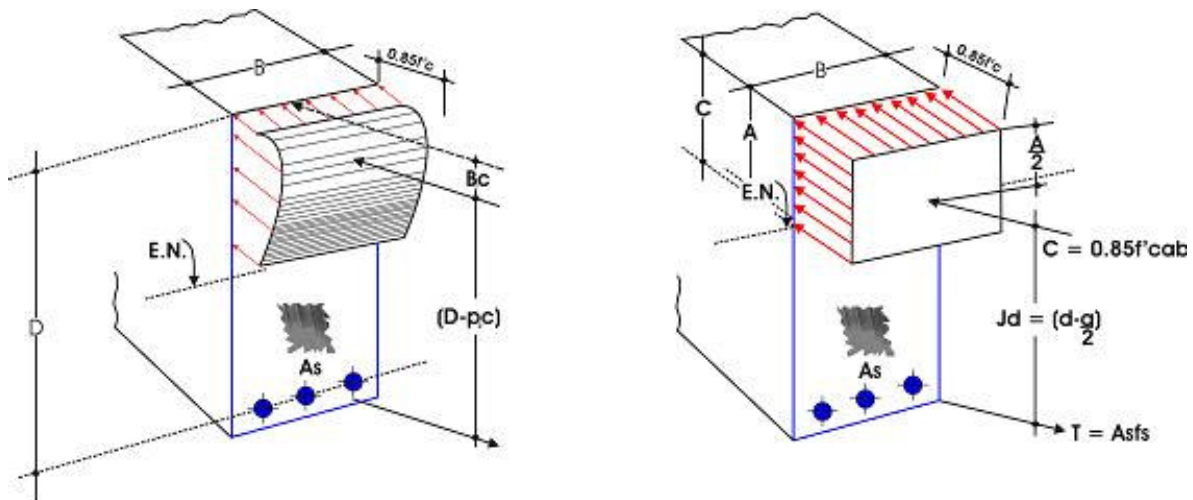
La hipótesis (C), se fundamenta en el diagrama esfuerzo-deformación de los aceros de refuerzo, y, para deformaciones mayores que las correspondientes al límite elástico aparente debe considerarse el esfuerzo en las varillas, independiente e igual a " F_v " porque se encuentran dichas deformaciones en la zona plástica del diagrama, el cual puede considerarse horizontal sin mucho error.

La hipótesis (D), desprecia la resistencia a la tensión del concreto, en miembros sujetos a flexión. El error que con ello se comete es muy pequeño y permite establecer fórmulas mucho más sencillas que si se considera dicha resistencia

La hipótesis (F), se basa en una solución presentada en 1937 por Charles S. Whitney y tiene la ventaja de proporcionar un método muy sencillo de análisis de las cuñas de esfuerzos de compresión.

MÉTODO DE CHARLES S. WHITNEY.

Este método consiste en suponer una distribución uniforme de los esfuerzos de compresión de intensidad $0.85 f'_c$ actuando sobre un área rectangular limitada por los bordes de la sección y una recta paralela el eje neutro, localizada a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de máxima deformación en compresión. Ver la siguiente figura:



Cuña rectangular de esfuerzos equivalentes en una viga.

FACTORES DE CARGA.

Factor de carga es el número por el cual hay que multiplicar el valor de la carga real o de servicio para determinar la carga última que puede resistir un miembro en la ruptura.

Generalmente la carga muerta en una estructura, puede determinarse con bastante exactitud pero no así la carga viva cuyos valores el proyectista solo los puede suponer ya que es imprevisible la variación de la misma durante la vida de las estructuras; es por ello, que el coeficiente de seguridad o factor de carga para la carga viva es mayor que el de la carga muerta.

Los factores que en el reglamento del ACI se denominan U, son los siguientes:

a) Para combinaciones de carga muerta y carga viva:

$$U = 1.4D + 1.7L.$$

Donde:

D = Valor de la carga muerta (*death*).

L = Valor de la carga viva (*live*).

b) Para combinaciones de carga muerta, carga viva y carga accidental:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7W) \text{ ó}$$

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E).$$

Donde: W = Valor de la carga de viento y

E = Valor de la carga de sismo.

Cuando la carga viva sea favorable se deberá revisar la combinación de carga muerta y carga accidental con los siguientes factores de carga:

$$U = 0.90D + 1.30W.$$

$$U = 0.90D + 1.30E.$$

FACTORES DE REDUCCIÓN.

Es un número menor que 1, por el cual hay que multiplicar la resistencia nominal calculada para obtener la resistencia de diseño. Al factor de reducción de resistencia se denomina con la letra ϕ : los factores de reducción son los siguientes:

Flexión 0.90.

Cortante y Torsión 0.75.

Adherencia 0.85.

Compresión con o sin flexión.

Columnas con refuerzo helicoidal 0.75.

Columnas con Estribos 0.70.

El factor de reducción de resistencia toma en cuenta las incertidumbres en los cálculos de diseño y la importancia relativa de diversos tipos de elementos; proporciona disposiciones para la posibilidad de que las pequeñas variaciones adversas en la resistencia de los materiales, la mano de obra y las dimensiones las cuales, aunque pueden estar individualmente dentro de las tolerancias y los límites pueden al continuarse, tener como resultado una reducción de la resistencia.

VIGAS RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS.

En general, en una viga la falla puede ocurrir en dos formas:

a) Una de ellas se presenta cuando el acero de refuerzo alcanza su límite elástico aparente o límite de fluencia F_y ; sin que el concreto llegue aún a su fatiga de ruptura $0.85 F'_c$.

La viga se agrietará fuertemente del lado de tensión rechazando al eje neutro hacia las fibras más comprimidas, lo que disminuye el área de compresión, aumentando las fatigas del concreto hasta presentarse finalmente la falla de la pieza. Estas vigas se llaman "Sub reforzadas" y su falla ocurre más ó menos lentamente y va precedida de fuertes deflexiones y grietas que la anuncian con anticipación.

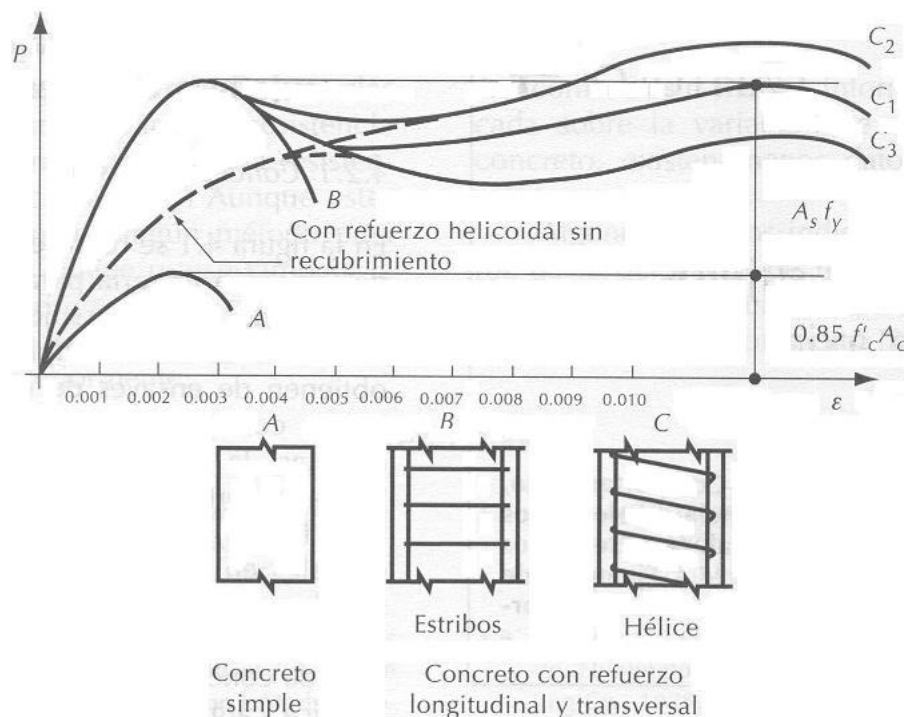
b) El segundo tipo de falla se presenta cuando el concreto alcanza su límite $0.85 F'_c$ mientras que el acero permanece por debajo de su fatiga F_y . Este tipo de falla es súbita y prácticamente sin anuncio previo, la cual la hace muy peligrosa. Las vigas que fallan por compresión se llaman "Sobre reforzadas".

2.5.1 CARGA AXIAL.

Debido a que casi siempre las estructuras son continuas, la carga axial se encuentra actuando simultáneamente con momento flexionante aún en elementos isostáticos, las excentricidades accidentales en la colocación de la carga o los pequeños defectos constructivos introducen momentos flexionantes.

COMPORTAMIENTO, MODOS DE FALLA Y RESISTENCIA DE ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESIÓN AXIAL.

En la siguiente figura se representan curvas carga-deformación unitaria. Las curvas son típicas de las que se obtienen de ensayos de columnas relativamente cortas. Si las columnas fueran muy esbeltas, la resistencia estaría afectada en forma importante por los efectos de la deflexión lateral debida a excentricidades accidentales en la aplicación de la carga.



La curva A, correspondiente a un espécimen de concreto simple, representa la característica carga-deformación de una columna con relación de esbeltez mayor que dos pero menor que 10 o 12. La carga máxima se alcanza cuando se llega a una deformación unitaria del orden de 0.002. Se indicó que la resistencia de un prisma disminuye al aumentar la relación de esbeltez, hasta llegar a un valor mínimo aproximadamente igual a 85 por ciento de la resistencia de un prisma con relación de esbeltez igual a dos. Este factor de reducción, 0.85, es solo un promedio de resultados de ensayos en miembros colocados verticalmente. (a).

Si se adiciona refuerzo longitudinal a un espécimen de concreto simple y se utiliza el refuerzo transversal necesario para mantener las barras longitudinales en su posición durante el colado, la carga máxima se obtiene a una deformación unitaria del orden de 0.002. A esa deformación, el concreto se agrieta longitudinalmente, o según planos con una inclinación aproximada de 45°. Ver curva b en la figura anterior. La resistencia adicional sobre la de un prisma de concreto simple es debida a la contribución del refuerzo longitudinal en compresión. (b).

Si el elemento, además de refuerzo longitudinal, tiene refuerzo helicoidal continuo a todo lo largo, su comportamiento bajo carga queda representada por las curvas C de la figura anterior. Inicialmente su comportamiento es similar al de un prisma con estribos, hasta llegar al primer máximo, a una deformación unitaria de 0.002. Si el confinamiento proporcionado por el zuncho es suficiente puede alcanzarse una segunda carga máxima superior a la alcanzada inicialmente, pero a deformaciones considerablemente mayores, como muestra la curva C₂. Si el confinamiento no es suficiente nunca se alcanzara una carga como la del primer máximo (C₃). (c).

Se puede considerar, entonces, que la resistencia en compresión axial de un elemento de concreto reforzado se obtiene de la contribución de cuatro factores: el concreto del núcleo, el acero longitudinal, el concreto del recubrimiento y el refuerzo helicoidal. Es posible evaluar la contribución de la hélice o espiral en función de las propiedades mecánicas del acero y del porcentaje volumétrico de refuerzo helicoidal. Este último se define como:

$$P_s = \frac{\text{Volumen del acero en un paso de helice}}{\text{Volumen del núcleo de concreto en un paso de helice}}$$

ELEMENTOS SUJETOS A TENSIÓN AXIAL.

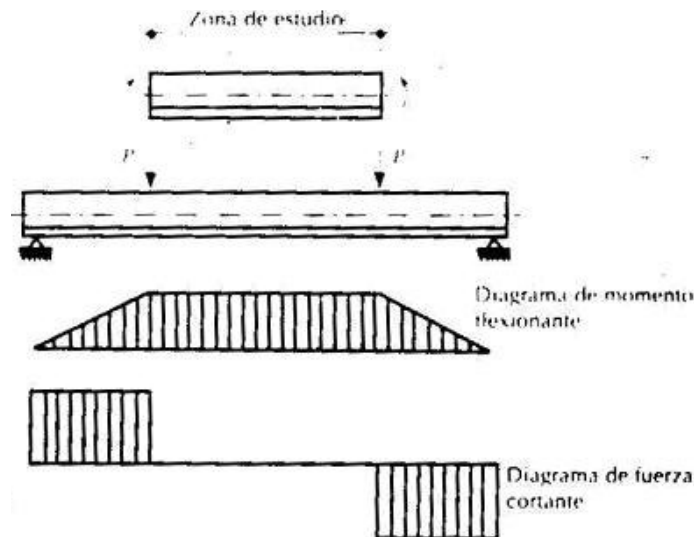
La resistencia a tensión axial de un elemento de concreto reforzado es únicamente la resistencia del acero de refuerzo o sea A_{sfy} , ya que el concreto se agrieta y no contribuye a la resistencia. Debe tenerse en cuenta que, generalmente, la fuerza de tensión que puede aplicarse a un elemento esta determinada por el agrietamiento y no por la resistencia.

2.5.2 FLEXION SIMPLE.

Generalmente, la flexión se presenta acompañada de fuerza cortante. Sin embargo, la resistencia a flexión puede estimarse con suficiente precisión despreciando el efecto de la fuerza cortante.

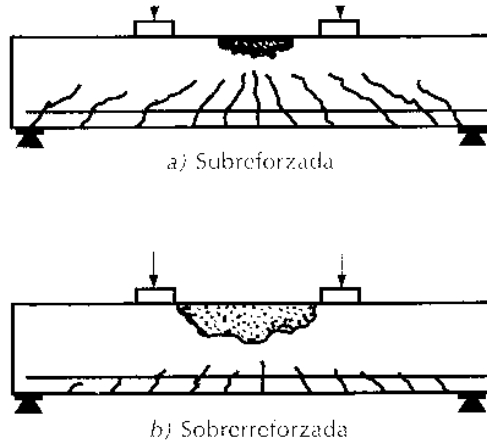
COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN SIMPLE.

Se describirá el comportamiento de un elemento de concreto con refuerzo de tensión. La siguiente figura muestra la grafica carga-deflexión de un elemento con un porcentaje de acero. Al empezar a cargar, el comportamiento de la pieza es esencialmente elástico y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior. Cuando la tensión en la fibra más esforzada excede la resistencia del concreto empiezan a aparecer grietas. A medida que se incrementa la carga, estas grietas aumentan en número, en longitud y en abertura.



A partir de la aparición de las primeras grietas, el comportamiento del espécimen ya no es elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas. En las regiones agrietadas, el acero toma prácticamente toda la tensión. En ésta etapa, el esfuerzo en el acero aumenta hasta que alcanza su valor de fluencia. Desde el momento en que el acero empieza a fluir, la deflexión crece en forma considerable, sin que apenas aumente la carga. La resistencia del elemento es sólo ligeramente mayor que la carga que produce la fluencia del acero. Los primeros síntomas de la fluencia del acero son un incremento notable en la abertura y longitud de las grietas y un quiebre marcado en la curva carga-deflexión. A medida que aumenta la longitud de las grietas, la zona de compresión se va reduciendo, hasta que el concreto en esta zona es incapaz de tomar la compresión y se aplasta. El primer indicio del aplastamiento es el desprendimiento de escamas en la zona de compresión. Cuando esto ocurre, la carga disminuye con mayor o menor rapidez, dependiendo de la rigidez del sistema de aplicación de la carga, hasta que se produce el colapso final.

Según la cantidad de acero longitudinal con que esta reforzada la pieza, este puede fluir o no antes que se alcance la carga máxima. Cuando el acero fluye, el comportamiento del miembro es dúctil; es decir; se producen deflexiones considerables antes del colapso final. En éste caso se dice que el elemento es subreforzado. Si la cantidad de acero longitudinal de tensión es grande, este no fluye antes del aplastamiento, se dice entonces que el elemento es sobre reforzado. Puede que el elemento alcance su resistencia precisamente cuando el acero empieza a fluir. En este caso se dice que el elemento es balanceado.



Los términos sobre reforzado y sub reforzado, aplicados al caso de elementos con acero sin limite de fluencia es el de indicar el grado de ductilidad. En la figura anterior se presenta agrietamiento correspondiente a vigas con diferentes porcentajes de acero. En el caso de un elemento sobre reforzado, la zona de aplastamiento del concreto es mayor que en el caso de otro sub reforzado, y, a la falla, las grietas del primero son longitudinal y abertura menores.

La ductilidad que se puede lograr con la adición de acero de compresión, no se obtiene si éste no está adecuadamente restringido por medio de refuerzo transversal, ya que de otro modo, para compresiones muy altas el acero de compresión puede pandearse, lo que causaría un colapso súbito.

Se ha comprobado que las deformaciones del concreto en tensión y del acero colocado al mismo nivel coinciden sensiblemente si se usan barras con corrugación adecuada para garantizar la adherencia entre concreto y acero.

RESISTENCIA DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN SIMPLE.

HIPÓTESIS DE ALGUNOS REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN.

Los reglamentos de construcción recurren a hipótesis simplificadoras en las cuales se fijan un valor de la deformación unitaria máxima útil del concreto, ϵ_{cu} , y donde se definen diagramas idealizados de los esfuerzos de compresión, de tal manera que el área del diagrama de esfuerzos y la posición de la resultante de compresión sean semejantes a las que corresponderían a una distribución real.

A) HIPÓTESIS ACI.

En lugar de la distribución real de esfuerzos, se propone una distribución rectangular, con una profundidad igual a β_1 veces la del eje neutro. Se acepta que el elemento alcanza su resistencia a una deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión igual a 0.003, con una distribución lineal de deformaciones unitarias.

El parámetro β_1 se hace depender de la resistencia nominal f'_c . El valor de β_1 es constante e igual a 0.85 para $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$. Tiene por objeto tomar en cuenta el cambio en la forma de la curva esfuerzo-deformación del concreto al incrementar su resistencia, ya que el área del rectángulo equivalente debe ser aproximadamente igual al área bajo la curva esfuerzo-deformación.

B) HIPÓTESIS DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS.

(NTC-04) DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL.

Las Normas Técnicas Complementarias habían especificado un bloque equivalente de esfuerzos diferente al del Reglamento ACI. Tenía ventajas para la elaboración de ayudas de diseño, como los diagramas de interacción, sin embargo, no proporcionaba buenos resultados para concretos de resistencias altas, por lo que se cambió, por un bloque muy parecido al del reglamento ACI. La diferencia radica en el uso del parámetro f^*c que se sustituye en las ecuaciones correspondientes a f'_c .

PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A FLEXIÓN.

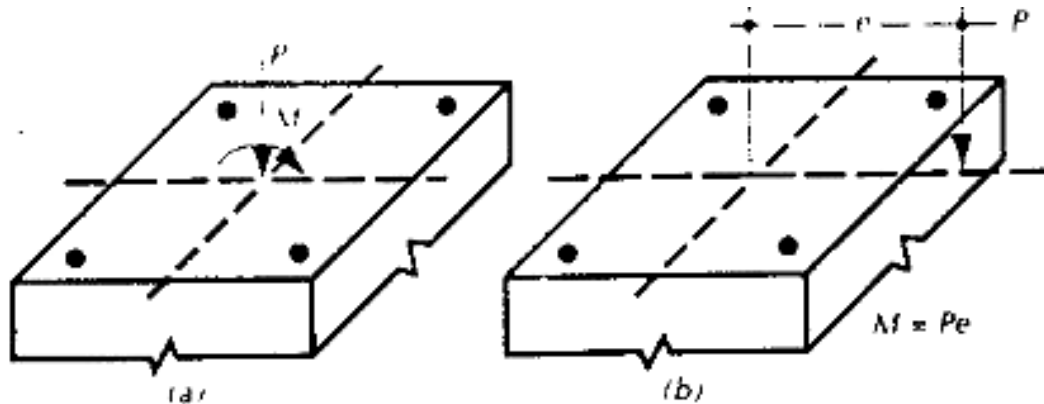
Consisten en establecer un estado de deformación tal, que la sección se encuentre en equilibrio, o sea, que la suma de las fuerza de compresión, que actúan en una sección transversal, sea igual a la suma de las fuerzas de tensión. Una vez establecido dicho estado de equilibrio, se calcula el momento de todas las fuerzas internas con respecto a un eje cualquiera. Este momento es la resistencia a flexión de la sección. El estado de equilibrio interno puede determinarse por medio de tanteos o algebraicamente.

2.5.3 FLEXOCOMPRESION.

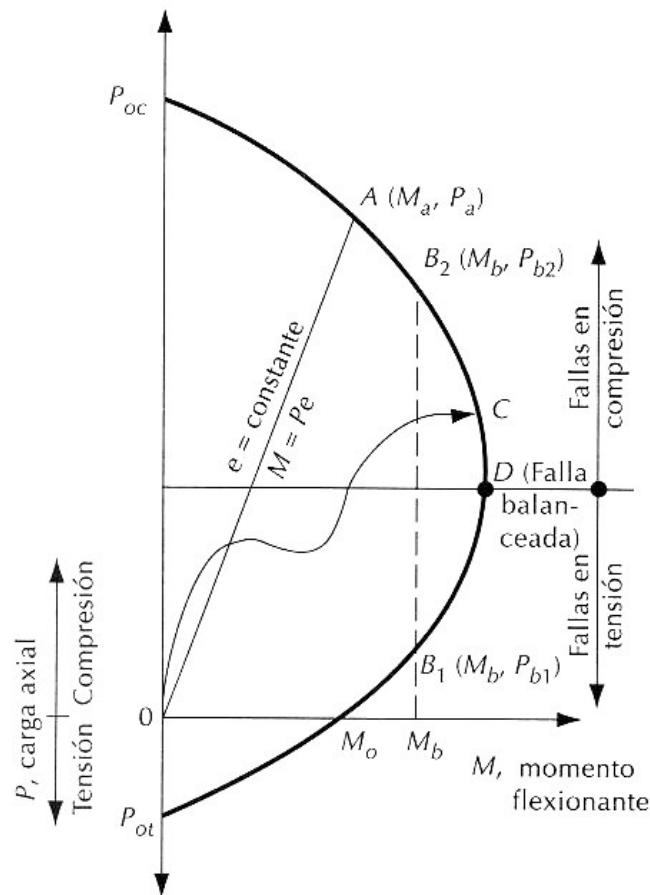
En éste apartado se presentan las consideraciones teóricas para determinar la resistencia de elementos de concreto reforzado, que son sujetos de la acción de fuerza axial y momento flexionantes de manera simultanea.

Se supondrán conocidas la geometría del elemento, incluyendo la cantidad y distribución del acero de refuerzo, la calidad del concreto, definida por una cierta resistencia nominal ($f'c$), y la calidad del acero, definida por su esfuerzo de fluencia (f_y).

En el inciso a de la figura siguiente se muestra una representación esquemática de un elemento bajo la acción de P y M , y en el inciso b de la misma figura, un sistema estáticamente equivalente en el que $M = Pe$. En algunas estructuras, P y M varían en la misma proporción en una sección transversal dada al variar las condiciones de carga externa. La excentricidad, e permanece constante, en otros casos P y M pueden variar en distinta forma, y entonces " e " no es constante.



Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas varían desde una carga axial máxima, P_o , de tensión o compresión, y un momento nulo, hasta un momento M_o , aunado a una carga axial nula. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia, se representa gráficamente por medio de un diagrama de interacciones. La figura siguiente muestra uno típico para una sección rectangular con refuerzo simétrico. Cualquier punto en la curva de trazo continuo representa una combinación de momento y carga axial que hace que el elemento alcance su resistencia.



Si únicamente se aplicara carga axial de compresión, el valor máximo, o resistencia, correspondería al punto P_{oc} . La carga axial máxima de tensión sería la correspondiente a P_{ot} . Si la sección se sujetara solo a momento flexionante, el máximo que podría aplicarse sería el marcado con M_o . El máximo momento flexionante que la sección es capaz de resistir no es el que corresponde a una carga axial nula.

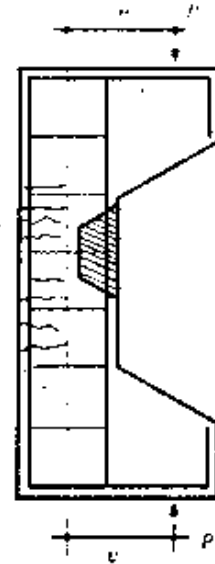
El diagrama de interacción anterior corresponde a un elemento definido perfectamente en su geometría y materiales, y representa el conjunto de valores de acciones interiores máximas que el elemento es capaz de soportar.

COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXO COMPRESIÓN.

El tipo de espécimen usado sujeto a flexo compresión es semejante al que aparece en la figura siguiente, donde se indican esquemáticamente el refuerzo usual y una posible configuración de agrietamiento. Generalmente la carga P se aplica a una excentricidad constante. Esto hace que toda la zona prismática del espécimen este sujeta a una carga axial y a un momento flexionante que crecen en la misma proporción, hasta el colapso.

Existen dos modos principales de falla de elementos sujetos a flexo compresión: falla en compresión y falla en tensión. En el primer caso la falla se produce por aplastamiento del concreto. El acero del lado mas comprimido fluye, en tanto que el del lado opuesto no fluye en tensión. El segundo modo de falla se produce cuando el acero de un lado fluye en tensión antes de que se produzca el aplastamiento del concreto en el lado opuesto mas comprimido. En el diagrama de interacción (ver figura de la pag anterior), el punto D separa la zona de fallas en compresión de la de fallas de tensión; recibe el nombre de punto de falla balanceada.

El efecto de refuerzo helicoidal sobre la resistencia disminuye apreciablemente en cuanto la carga axial tiene cierta excentricidad aunque la hélice sigue aumentando la ductilidad del elemento.



CALCULO DE RESISTENCIA.

DETERMINACIÓN DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.

Un diagrama de interacción es la representación grafica del lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que hacen que un elemento alcance su resistencia. Así se conocen todas las combinaciones de carga axial y momento que puede soportar. El diagrama de interacción se obtiene determinando varios puntos que lo definan.

Se puede definir un diagrama en forma aproximada estimando los siguientes puntos, o puntos cercanos a ellos:

El punto P_{oc} , que corresponde a carga axial de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme.

El punto D, que corresponde a la falla balanceada, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias definido por ϵ_{cu} en la fibra extrema en compresión y por ϵ_y en el acero de tensión.

El punto M_o , que corresponde a momento sin carga axial.

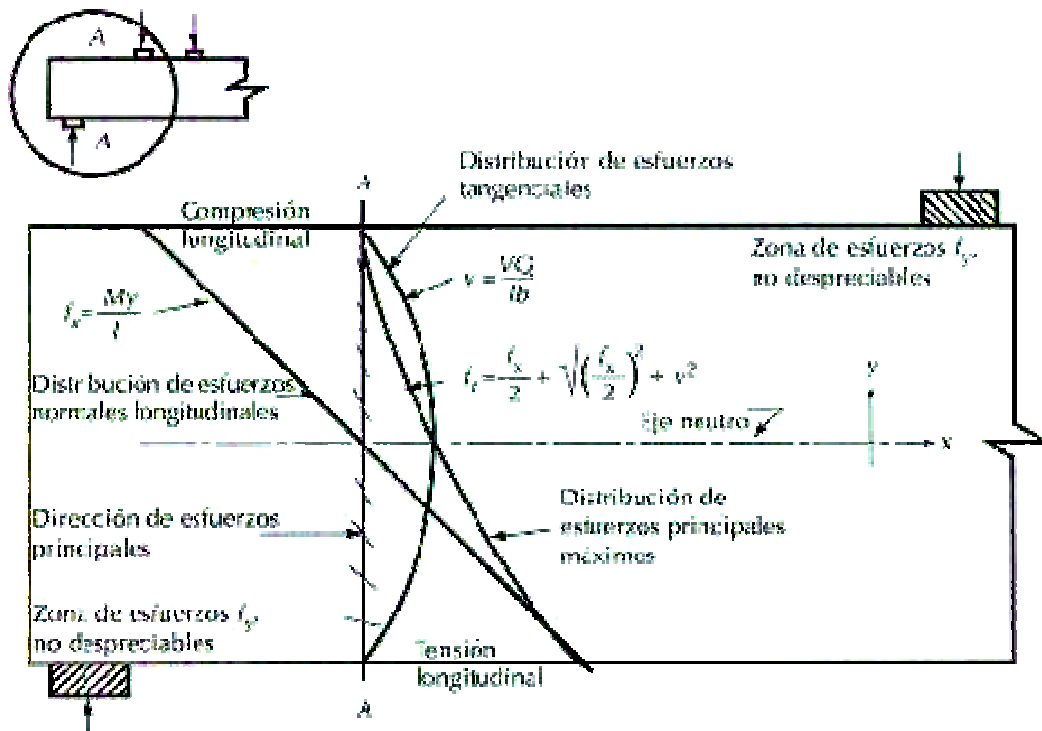
Un punto adicional entre los puntos P_{oc} y D, y otros dos puntos entre los puntos D y M_o .

2.5.4. CORTANTE.

En este apartado se presentan las consideraciones para el estudio de la fuerza cortante en elementos de concreto reforzado, cuando éstos están sometidos simultáneamente a momentos flexionantes y carga axial.

Para visualizar el efecto de la fuerza cortante es útil recordar algunos conceptos elementales de la mecánica de los materiales ya que, a niveles de carga bajos y antes de la aparición de las grietas, el comportamiento del concreto reforzado se asemeja al de un material homogéneo y elástico. El estudio se limitará al caso de elementos en que el estado de esfuerzos puede suponerse como un estado de esfuerzos plano.

Considérese una viga elástica sujeta a un sistema de carga concentradas (ver figura siguiente). En las regiones cercanas al apoyo o una carga concentrada se presentan esfuerzos tangenciales y normales que se presentan en direcciones paralelas y perpendiculares al eje del elemento. La figura muestra una distribución típica de esfuerzos normales longitudinales.

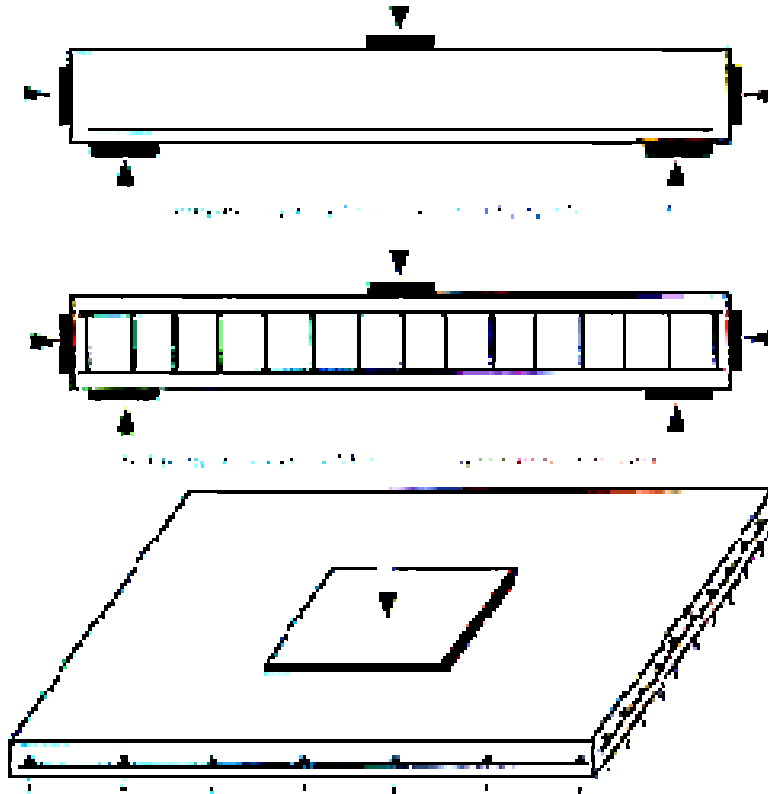


Distribución de esfuerzos en una sección de una viga.

En la figura siguiente se ilustra una red típica de esfuerzos principales, para el caso de una viga libremente apoyada sujeta a una carga uniforme.

TRAYECTORIAS DE ESFUERZOS EN UNA VIGA RECTANGULAR HOMOGÉNEA.

Es bien sabido que la resistencia del concreto a esfuerzos de tensión es baja, comparada con su resistencia a compresión. O bien, un elemento de concreto tenderá a fallar según superficies perpendiculares a las direcciones de las tensiones principales (ver figura anterior). Por lo cual en vigas de concreto, se hace indispensable proporcionar un refuerzo de acero para suplir la ausencia de resistencia a tensión en cualquier zona del elemento.



Tipos de elementos sujetos a fuerza cortante.

COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA.

Para facilitar la exposición se agrupan los elementos en tres tipos distintos, según se muestra en el inciso a) de la figura anterior. Vigas o columnas sin refuerzo transversal en el alma, sujetas a combinaciones de fuerza cortante, momento flexionante y carga axial. b) Vigas o columnas con refuerzo transversal en el alma, mostrado esquemáticamente en la figura por estribos verticales, y sujetas a las mismas combinaciones de carga que los elementos del inciso a. Y por último el inciso c) losas y zapatas, reforzadas y apoyadas en las dos direcciones, sujetas a cargas concentradas o a cargas repartidas. Este tipo de elementos está sujeto a flexión en dos direcciones.

2.5.5 TORSIÓN.

Debido al carácter monolítico de algunas estructuras de concreto, es muy frecuente la aparición de momentos torsionantes que se presentan en combinación con las acciones flexionantes, cortante y normal. En muchos casos, los efectos de la torsión son secundarios en comparación con los de las otras solicitaciones, y por eso suelen despreciarse en el diseño. Sin embargo, a veces la torsión puede ser la acción preponderante, o al menos tener un efecto lo suficientemente importante para no poder ignorarla sin que la estructura sufra daños.

El caso de torsión simple es poco frecuente con la práctica, porque la torsión se presenta casi siempre acompañada de flexión y fuerza cortante. Sin embargo, para calcular la resistencia de un elemento sujeto a torsión combinada con flexión y cortante, es conveniente conocer previamente el comportamiento y la resistencia de un elemento sujeto a torsión simple.

SISTEMAS ESTRUCTURALES SUSCEPTIBLES A EFECTOS DE TORSIÓN.

Los ejemplos que se mencionan a continuación, son sólo con la finalidad de ilustrar el efecto de los momentos torsionantes en algunas estructuras de concreto. Ver figura siguiente.

Vigas que soportan marquesinas

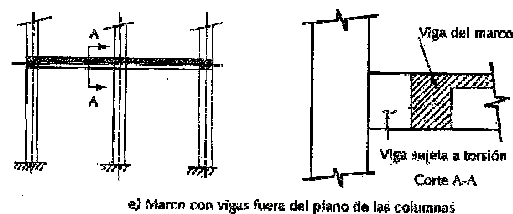
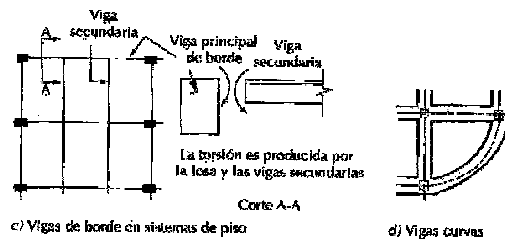
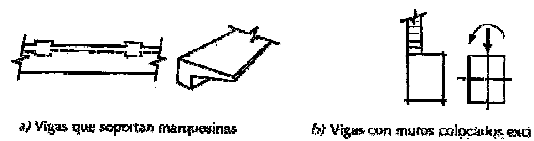
Vigas con muros colocados excéntricamente

Vigas de borde en sistemas de piso

Vigas curvas

Estructuras reticulares con cargas normales a su plano

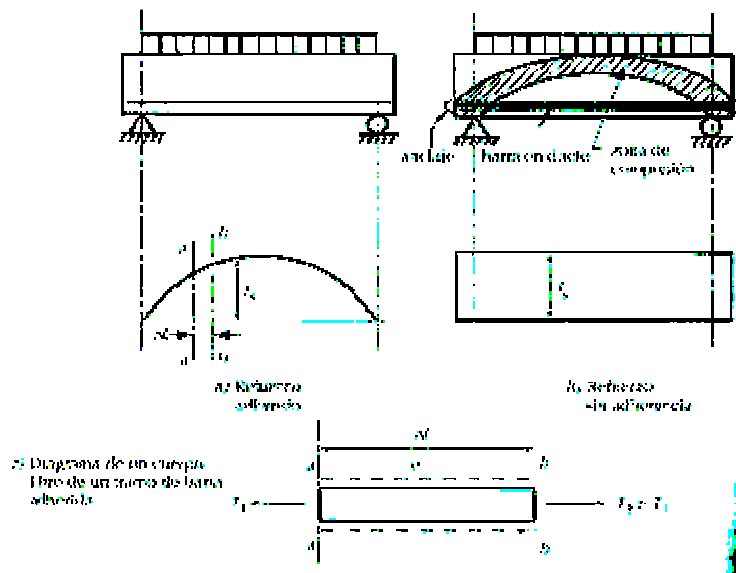
Marcos con vigas fuera del plano de las columnas



2.5.6 ADHERENCIA Y ANCLAJE.

En elementos de concreto reforzado es indispensable que exista adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo, de modo que ambos materiales estén ligados entre sí. De no existir adherencia, el comportamiento de los elementos no sería el descrito en los apartados anteriores.

En la siguiente figura se representa la diferencia de comportamientos entre un elemento con refuerzo adherido y otro en el que el refuerzo se encuentra libre dentro del bloque de concreto. En el primer caso, el esfuerzo en el acero varía de acuerdo a la posición y es proporcional al momento flexionante en el elemento; en el segundo caso, el esfuerzo en el acero es constante en toda la longitud del elemento, ya que como el acero se encuentra aislado, éste se comporta como un cable atirantado y no como una viga; en éste caso es necesario anclar mecánicamente las barras en los extremos del elemento por medio de placas u otros dispositivos adecuados.



Diferencia entre el comportamiento de un elemento con refuerzo adherido y otro con esfuerzo no adherido

El inciso c) de la figura muestra el diagrama de cuerpo libre de una porción de la barra del inciso a) de la misma figura. La fuerza de tensión en el extremo de la derecha es mayor que en el extremo de la izquierda, porque ahí es el mayor momento flexionante. Para que la barra este en equilibrio, deben existir fuerzas distribuidas en su superficie, que son originadas por esfuerzos de adherencia entre el concreto y el acero.

El logro de un comportamiento adecuado en adherencia es un aspecto importante del dimensionamiento de elementos de concreto reforzado.

Las barras de refuerzo deben estar ancladas en el concreto a ambos lados de la sección donde se requieran, de manera que pueda desarrollarse el esfuerzo requerido.

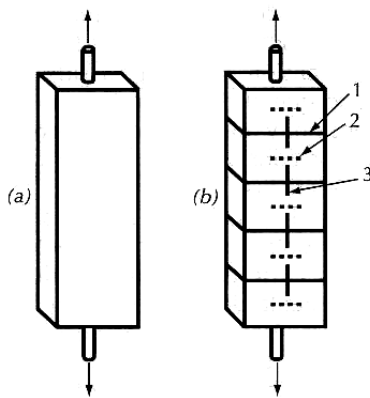
2.5.7 AGRIETAMIENTO.

Debido a la baja resistencia a la tensión del concreto, los elementos de este material tienden a agrietarse. Son diversas las causas que conducen al agrietamiento del concreto, siendo las fundamentales las deformaciones debidas a cambios volumétricos y los esfuerzos ocasionados por fuerzas de tensión, por momentos flexionantes, o por las fuerzas cortantes.

Los cambios volumétricos ocasionados por variaciones en la temperatura y por contracción producen esfuerzos de tensión en los elementos estructurales cuando existe algún tipo de restricción. Cuando estos esfuerzos son superiores a los que soporta el concreto se presentan agrietamientos. Estos agrietamientos pueden controlarse ya sea por medio de refuerzo apropiadamente distribuido, generalmente especificado por los reglamentos con bases empíricas, o ya sea disponiendo juntas de control que hacen que el agrietamiento aparezca en lugares definidos.

La presencia de fuerzas cortantes y de las tensiones diagonales ocasionadas por éstas da origen a grietas inclinadas. El agrietamiento por tensión diagonal ha sido menos estudiado que el debido a flexión o a fuerzas de tensión, y aún no se cuenta con métodos prácticos para estimar el ancho y la separación de grietas. Son dos las razones por las que se requiere controlar el agrietamiento: la apariencia y el riesgo de corrosión del refuerzo.

Un cilindro o prisma de concreto con una barra longitudinal en cuyos extremos se aplican fuerzas de tensión (figura a). El fenómeno de agrietamiento se desarrolla de la siguiente manera:



Cuando los esfuerzos en el refuerzo alcanzan un valor del orden de 500kg/cm^2 , empiezan a desarrollarse grietas perpendiculares al refuerzo que atraviesan toda la sección transversal. Estas grietas reciben el nombre de grietas primarias y las podemos apreciar en el Numero 1 de la figura b). Las primeras grietas se forman en las secciones en que el concreto es más débil a tensión. Debido a la variabilidad natural del material, la localización de estas secciones es un fenómeno aleatorio y en dos especímenes aparentemente iguales las grietas se forman en secciones diferentes. Si los esfuerzos en el refuerzo se aumentan a una magnitud del orden de 1500kg/cm^2 , se observan nuevas grietas que se desarrollan entre las grietas

primarias existentes, pero que no alcanzan la superficie exterior del espécimen. Estas grietas se han denominado grietas secundarias, y están señaladas con el 2 en la misma figura b).

Para esfuerzos mayores se forman pequeñas grietas longitudinales (figura 3 b) que se desarrollan desde las grietas primarias y secundarias existentes; En ésta etapa no se forman nuevas grietas transversales, pero las existentes aumentan su ancho.

2.5.8 DEFLEXIONES.

Los adelantos recientes en los métodos de diseño plástico, y en el desarrollo de concretos de alta resistencia, permiten obtener miembros esbeltos y estructurales en los cuales son significativas las deflexiones. El cálculo de deflexiones también es importante para la estimación de las rigideces de elementos estructurales. El cálculo de deflexiones tiene dos aspectos.

Por un lado, es necesario calcular las deflexiones de miembros estructurales bajo cargas y condiciones ambientales conocidas; por otro lado deben establecerse criterios sobre límites aceptables de deflexiones. Ambos aspectos son complejos por las siguientes consideraciones:

Se han efectuado muchas investigaciones para calcular las deflexiones. Sin embargo, todos los estudios se han llevado a cabo de forma determinística, cuando debería hacerse en forma probabilística, por que inclusive, cuando se ensayan vigas en laboratorio, los resultados de deflexión arrojan una gran dispersión.

Tampoco es fácil determinar las deflexiones en miembros estructurales reales, porque en éstos influyen un sin número de factores que complican el análisis. Tales como el historial de carga del elemento, el comportamiento del concreto en función del tiempo, las condiciones de humedad y temperatura, etcétera.

No es fácil calcular los efectos de la interacción del miembro considerado con otros elementos estructurales y no estructurales. La distribución aleatoria de las grietas a lo largo del miembro produce variaciones en los momentos de inercia que deben considerarse en el cálculo de las deflexiones. Aun más, no resulta práctico tomar en cuenta las variaciones reales del momento de inercia debidas a cambios en la cantidad del acero de una sección a otra.

En el segundo aspecto, osea la limitación de deflexiones, es importante desde dos puntos de vista. En primer lugar las deflexiones excesivas de un miembro pueden producir daños en otros miembros estructurales o, mas frecuentemente, en los elementos no estructurales, como muros divisorios, o acarrear problemas, como acumulación de aguas en azotea. Y en segundo lugar, es muy significativa la respuesta humana ante las deflexiones de los miembros. Las deflexiones excesivas no son toleradas por los usuarios de la estructura, ya que producen una sensación de inseguridad, por encima de razones de orden estético.

Desde el punto de vista estético, el valor de las deflexiones permisibles depende principalmente del tipo de estructura y de la existencia de líneas de referencia que permitan apreciar las deflexiones. Es obvio que las deflexiones permisibles en una residencia deben ser menores que en una bodega. Cuando existe una línea horizontal de referencia, las deflexiones permisibles deben fijarse en un valor absoluto, mientras que si en dicha referencia, son más convenientes las deflexiones permisibles como fracción del claro de la viga, la posibilidad de dar contra flechas, es otro factor que debe tomarse en cuenta al establecer las deflexiones permisibles. El valor de la contra flecha puede restarse de la deflexión calculada, y la diferencia como con la deflexión permisible.

DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de una estructura es el dimensionamiento de los diversos elementos que la integran. El dimensionamiento de piezas de concreto reforzado es la determinación de las propiedades geométricas y de la cantidad y posición del acero de refuerzo. Estas características deben escogerse de manera que satisfagan ciertos requisitos preestablecidos de seguridad y comportamiento bajo de condiciones de servicio. El procedimiento de dimensionamiento aplicado en los ejemplos que se presentan mas adelante es el llamado plástico o de resistencia, este procedimiento, los elementos deben dimensionarse para que tengan determinada resistencia.

El requisito fundamental de un elemento estructural es de contar con una resistencia suficiente. Es natural que la primera consideración que se intenta satisfacer al proponer determinadas dimensiones sea ésta. Así, se procura primero lograr secciones de resistencia suficiente y después se comprueba la forma en que se cumplen con los requisitos de comportamiento bajo condiciones de servicio y los de economía. En otras palabras, después de definidas las características geométricas de la sección de manera que tenga suficiente resistencia, se revisan, por ejemplo las deformaciones y los agrietamientos para comprobar si están dentro de los límites tolerables. Por ultimo una vez establecidas varias alternativas estructurales aceptables, se hacen comparaciones de costos para escoger la más apropiada.

OBSERVACIONES GENERALES SOBRE EL DIMENSIONAMIENTO.

Fundamentalmente, debe buscarse la sencillez constructiva y la uniformidad, y deben evitarse las discontinuidades tanto en las dimensiones del concreto como en la distribución del refuerzo. Los cambios bruscos de sección no suelen ser convenientes. El refuerzo debe detallarse considerando la posibilidad de condiciones de carga no previstas específicamente en el cálculo y los efectos de redistribuciones de momentos.

Dentro de las limitaciones que imponen los requisitos de resistencia y de condiciones de servicio, el proyectista busca tener soluciones económicas en cuanto a consumo de materiales. Pero no debe olvidarse que en el costo total de una estructura influyen otros factores, tales como las cimbras y obras falsas, la mano de obra, la duración de la construcción y el procedimiento constructivo adoptado, además de la interacción con los otros subsistemas de la obra (instalaciones eléctricas, sanitarias, etc).

DETALLADO DEL REFUERZO.

Una de las ventajas del concreto reforzado como material estructural radica en la facilidad con la que puede variarse la resistencia de los elementos a lo largo de sus ejes longitudinales, con el fin de ajustar dicha resistencia a la magnitud de las acciones internas.

Al cortar barras longitudinales, se disminuye el peso total del acero de refuerzo, lo cual redundará en economía de materiales.

El detallado del refuerzo tiene importancia no únicamente para lograr economía en la cantidad de refuerzo, sino también para conseguir estructuras de comportamiento adecuado.

Los armados deben ser sencillos.

Una economía pequeña en la cantidad de acero lograda a base de detalles complicados puede resultar contraproducente por el incremento del costo y mano de obra y supervisión.

No debe haber congestionamientos del acero de refuerzo.

Si la cantidad de acero es excesiva y no se dejan separaciones suficientes entre las barras, se dificulta el colado del concreto. La estructura puede debilitarse debido a la formación de huecos o zonas en donde el concreto se haya segregado.

El refuerzo debe tenerse recubrimientos adecuados.

El recubrimiento protege al acero de dos agentes: la corrosión y el fuego. La magnitud del recubrimiento debe fijarse, por lo tanto, según la importancia de estos agentes agresivos. Debe preverse siempre un recubrimiento suficientemente grande, a pesar de que el ancho de grietas es mayor mientras mayor sea el recubrimiento.

Las barras deben estar ancladas.

Las barras deben desarrollar su esfuerzo de fluencia entre las secciones de momento máximo y sus extremos. Por lo tanto, se debe vigilar que siempre existan longitudes de anclaje suficientes para desarrollar el esfuerzo de fluencia.

La estructura debe tener un comportamiento dúctil.

Esto se logra limitando los porcentajes del refuerzo de flexión y cuidando los detalles de anclaje de las barras longitudinales y del refuerzo transversal por cortante. El detallado de refuerzo con longitudes de anclaje y traslapes amplios, sin cortes o dobleces excesivos en las barras y con estribos a separaciones adecuadas, permite obtener estructuras dúctiles con un aumento pequeño en la cantidad de acero de refuerzo.

2.5.9 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.

ACERO DE FLEXIÓN MÍNIMO.

El porcentaje mínimo de refuerzo de tensión debe ser tal que la resistencia de la viga calculada con las hipótesis usuales sea aproximadamente 1.5 veces mayor que el momento que provoca el agrietamiento, calculado con el modulo de rotura del concreto y suponiendo la sección de la viga sin agrietar.

Por ejemplo, el reglamento ACI – 318-02 establece que el acero mínimo debe ser:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y}bd, \text{ y en el Sistema Internacional } A_s \text{ min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y}$$

Donde b es el ancho en vigas rectangulares o el ancho de nervaduras en vigas T. Para secciones rectangulares, las NTC–04 especifican que el acero mínimo sea el dado por la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y}bd, \text{ y en el Sistema Internacional } A_{s_{\text{min}}} = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{f_y}$$

ACERO DE FLEXIÓN MÁXIMO.

Con el fin de asegurar un comportamiento dúctil, los reglamentos limitan la cuantía de refuerzo a valores que varían del correspondiente a la condición balanceada ρ_b al 56 % de este valor. O bien, establecen que la deformación unitaria del acero mas cercano a la cara en tensión de la viga sea mayor que cierto limite.

CORTE DE BARRAS.

El corte de barras debe de hacerse de tal manera que la resistencia de la viga sea siempre mayor que el momento flexionante producido por las acciones exteriores. Por otra parte, como el diagrama de momentos puede modificarse con respecto al teórico por variaciones de la distribución o en la magnitud de carga y debido a que las barras deben anclarse en sus extremos, se recomienda que estas se prolonguen cierta distancia, generalmente igual o mayor que el peralte de la viga, mas allá de la sección donde puede cortarse teóricamente.

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS.

Las barras deben estar separadas en dirección transversal una distancia suficiente para permitir que pasen libremente las partículas mayores del agregado grueso del concreto.

Así mismo cuando el acero tenga que colocarse en más de una capa, debe haber suficiente separación entre capas consecutivas para que todas las barras queden rodeadas de concreto.

2.5.10 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.

En el presente apartado se tratará lo referente al dimensionamiento de columnas, una vez conocida la carga axial y el momento que debe resistir. Los métodos de dimensionamiento están basados en el uso de las graficas de interacción.

RECOMENDACIONES DEL REGLAMENTO DEL ACI Y NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL RCDF (NTC-04) PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.

Acero mínimo. Los porcentajes mínimos de refuerzo recomendados para columnas son por lo general, mayores a los de las vigas. Las NTC-04 indican la relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no sea menor que $20/f_y$, donde f_y es en kg/cm^2 . También se recomienda armar secciones no circulares con una barra en cada esquina, y a columnas circulares con mínimo 6 barras.

Separación entre barras. Se especifica que la separación libre entre las barras longitudinales no sea inferior a 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño del agregado, ni que 4cms.

Haces de barras. Debido a que los porcentajes de acero para columnas es relativamente alto, hay veces que es necesario formar paquetes para simplificar los armados. Se puede considerar que el área del paquete es la suma de las áreas de las barras. Se recomienda no cortar todas las barras de un haz en la misma sección. También se pide poner especial atención en los detalles de empalmes y dobleces. Tanto el recubrimiento como la separación entre paquetes de barras siguen el mismo criterio que señalan las normas como si se tratase de una sola barra.

Detalles en los cambios de sección. Como es muy común que cambie la sección transversal al pasar de un piso a otro, se recomienda doblar las barras en forma gradual y añadir un refuerzo transversal para contrarrestar los efectos de la componente horizontal de las fuerzas sobre las barras en posición diagonal.

Refuerzo máximo. Aunque algunos reglamentos permiten un refuerzo del orden del 8%, por razones constructivas no es posible alojar tal cantidad de acero longitudinal. Por tal motivo, las NTC-04 especifican un 6% máximo.

Excentricidad mínima. Las NTC-04 especifican una excentricidad mínima de $0.05h \geq 2\text{cm}$, donde h es la dimensión de la columna en el sentido de la dirección de la flexión.

Refuerzo transversal. El refuerzo transversal puede consistir en hélices o en estribos. Si se tratara de un refuerzo helicoidal, las NTC-04 especifican que éstos deben anclarse en los extremos de la columna con 2.5 vueltas, mientras que el reglamento del ACI 318-02 indica que sean sólo 1.5 vueltas. Su esfuerzo de fluencia no debe ser mayor a 4200kg/cm^2 ; también la norma indica que la separación máxima de las vueltas consecutivas no debe exceder de 7cms, y que la separación libre mínima sea de 1.5 veces el tamaño máximo del agregado o 2.5cms. En el caso de los estribos, la norma del ACI 318-02 y las NTC-04 indican que se deben colocar de manera que restrinjan el pandeo lateral de las barras longitudinales, cuidando que cada barra de esquina esté restringida por la esquina de un estribo con ángulo interno no mayor a 135° , también

cuidando que la distancia libre entre barras alternadas no restringidas no sea mayor a 15cms, ni que la distancia máxima centro a centro entre barras restringidas sea mayor a 35cms. También pueden utilizarse grapas para restringir lateralmente a las barras. En cuanto a la separación del refuerzo, el reglamento del ACI 318-02 indica que no se debe exceder 16 veces el diámetro de la barra, 48 veces el diámetro de los estribos ni de la menor dimensión de la columna, mientras que la NTC-04 suprime la primera restricción y en su lugar, limitan a la separación máxima a $850/\sqrt{F_y}$ veces el diámetro de la barra y en lugar de la tercera restricción, especifican la mitad de la dimensión menor de la columna. En cuanto al diámetro de los estribos, el reglamento del ACI 318-02 especifica valores de diámetros en función con los diámetros del acero longitudinal; mientras que las NTC-04 exigen que la fuerza que pueda desarrollar un estribo no sea menor al 6% de la fuerza de fluencia de la mayor barra.

AYUDAS DE DISEÑO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.

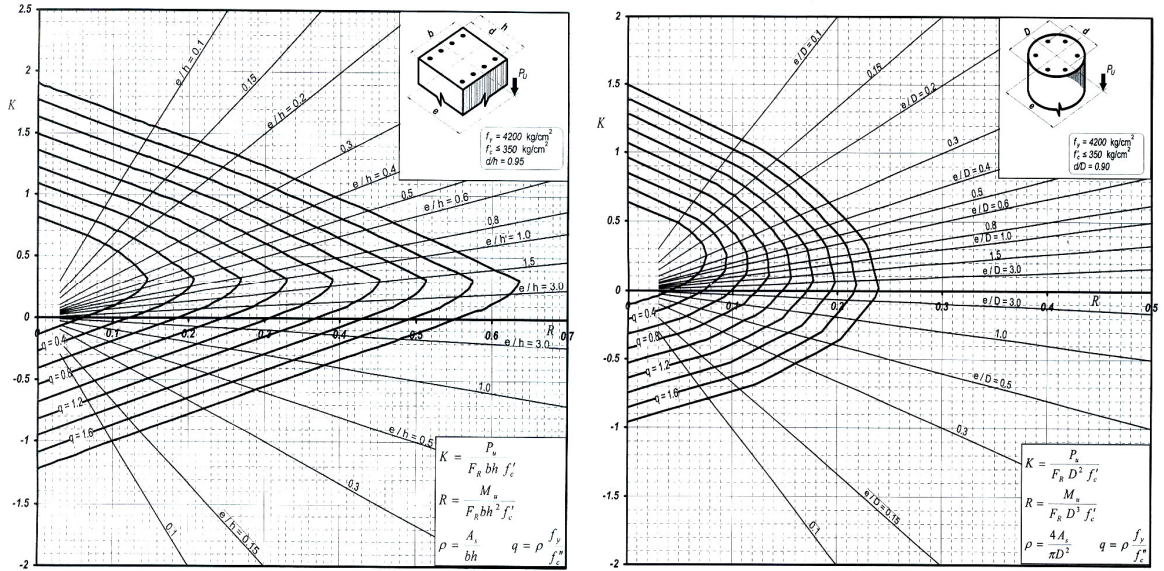
Una de las ayudas más importantes para el dimensionamiento de columnas es el diagrama de interacción. En el apéndice C del libro *“Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado”* se incluyen los diagramas de interacción más comunes para diseño de columnas, mismos que están basados en las hipótesis de las NTC-04 relativas al bloque equivalente de esfuerzos de compresión. Cada una de las graficas incluye diagramas adimensionales para diferentes valores del parámetro “q” para diferentes combinaciones de f_y y f'_c , así como para columnas circulares y rectangulares.

Aunque las graficas son adimensionales y las hipótesis relativas al bloque equivalentes de esfuerzos de compresión son semejantes en las NTC-04 y el ACI 318, existe una diferencia en el factor de reducción del esfuerzo que en el ACI indica $0.85f'_c$ y en las NTC-04 es igual a $0.85f^*c$.

Los resultados que ofrecen las gráficas de interacción son tomados como correctos para el Reglamento ACI 318, si al esfuerzo f'_c de las gráficas se multiplica por 0.8, que es el factor que empleamos para pasar de f'_c a f^*c en las NTC-04. Se muestran a continuación 2 ejemplos de graficas de interacción:

Una forma de utilizar estas gráficas es suponer una sección, calcular los parámetros “K” y “R”. Estos parámetros definen un punto en el diagrama al que corresponderá un valor de “q”, del cual puede deducirse el valor de “p” necesario. Si el valor de “p” está comprendido entre los límites aceptables el problema está resuelto, de otra manera es necesario ensayar con otra sección.

Los diseñadores que se basen en las Recomendaciones Internacionales CEB-FIP, pueden recurrir al texto de Jiménez Montoya, que incluye una gama muy amplia de diagramas de interacción basados en las hipótesis de dichas recomendaciones.



Son útiles también las ayudas de diseño en forma de tablas de que dan directamente la carga axial y el momento flexionante que puede resistir una sección de dimensiones dadas, con una cierta área de acero y con materiales de resistencias conocidas. Dados los valores de P_u y M_u requeridos pueden encontrarse en las tablas distintas alternativas de secciones, con el refuerzo correspondiente, que proporciona una resistencia adecuada.

TEORIA DEL CONCRETO PRESFORZADO

3.1 EL PRESFUERZO.

El concreto presforzado fue patentado en 1888 por Monier, C.F.W. Doehring, quien por primera vez expuso claramente la idea de la precompresión. Su procedimiento fracasó, entre otras cosas por la calidad deficiente entonces del concreto. En 1907 el conocido especialista en estática M. Koenen volvió sobre el principio de la precompresión en relación con necesidades constructivas referentes al concreto armado en el sector de los ferrocarriles pero el resultado no fue el esperado ya que la pretensión de 600 kg/cm² era demasiado pequeña para compensar las deformaciones por contracción y fluencia.

Después de los fracasos anteriores debidos por una parte a la baja calidad de los materiales y por otra al poco alcance del comportamiento de los mismos, la idea del concreto precomprimido no volvería a surgir hasta el año 1928 cuando el ingeniero francés Freyssinet puso en claro por primera vez, que la utilización de materiales de alta calidad era la condición previa necesaria para la nueva construcción, y aclaró el comportamiento plástico del concreto, haciendo una distinción entre las deformaciones por contracción y por fluencia. Aconsejó también una armadura con acero de alta calidad que era tensado previamente hasta las proximidades de su límite crítico. Por estas razones E. Freyssinet es considerado como el padre del Concreto Presforzado.

La segunda guerra mundial de 1939-1945 con su escasez de materiales, dio en Suiza un impulso insospechado al hormigón precomprimido, a pesar de que había muchas cuestiones sin resolver. El grupo profesional de Ingenieros y Arquitectos Suizos designó en 1939 una comisión especial para fijar la teoría y la aplicación del hormigón precomprimido sobre bases seguras por medio de investigaciones y ensayos adecuados. Después de verificarse en el laboratorio de la escuela de Ingenieros de Lausana, en los años 1940 y 1941 las investigaciones oportunas para aclarar el comportamiento plástico del hormigón, se llevaron acabo en los años subsiguientes en los laboratorios de ensayos de Lausana, Schinznach y Zurich (EMPA), sobre vigas precomprimidas. La Unión de Fabricantes Suizos de Cemento puso a disposición de la comisión la fábrica parada de cemento Pórtland de Schinznach-Bad con un local amplio de ensayos, en el que se mantuvieron bajo carga y sometidas a observación 32 vigas de 6m.

El resultado de estos ensayos hizo posible una amplia explicación de este tipo de construcción y condujo a la fijación de las directrices para su empleo.

El Concreto Presforzado consiste en inducir deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia, de tal forma que se producen esfuerzos y deformaciones que contrarresten total o parcialmente a los producidos por las cargas gravitacionales que actúan en el elemento lográndose así diseños más eficientes.

Los elementos que se fabrican bajo este criterio van desde una vigueta para casa habitación hasta trabes para puentes de grandes claros con aplicaciones tan variadas como durmientes para vías de ferrocarril, tanques de almacenamiento y rehabilitación de estructuras dañadas por sismo, entre otras.

Algunas ventajas del concreto presforzado son las siguientes:

Mejor comportamiento ante cargas de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión. Permite el uso óptimo de materiales de alta resistencia.

Se obtienen elementos más eficientes y esbeltos, con menos empleo de material; en vigas por ejemplo, se utilizan peraltes del orden de $L/20$ a $L/23$, donde L es el claro de la viga, a diferencia de $L/10$ en concreto reforzado. La producción en serie en plantas permite mayor control de calidad y abatimiento de costos

Mayor rapidez de construcción al atacarse al mismo tiempo varios frentes o construirse simultáneamente distintas partes de la estructura; esto en general conlleva importantes ventajas económicas en un análisis financiero completo.

Conviene mencionar algunos aspectos de particular cuidado para no encarecer la obra. Estas son:

La falta de coordinación en el transporte de los elementos presforzados puede encarecer el montaje. En general, la inversión inicial es mayor por la disminución en los tiempos de construcción. Se requiere también de un diseño relativamente especializado de conexiones, uniones y apoyos. Se debe planear y ejecutar cuidadosamente el proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje y colados en sitio.

3.2 CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA.

Se entiende por concreto de alta resistencia aquél que tiene una resistencia a la compresión $f'c$ igual o mayor que 400 kg/cm^2 (40 Mpa), según el reglamento del DF en sus NTC.-2004.

El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debido al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por flujo plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores.

Alta resistencia en el concreto presforzado es necesaria por varias razones:

Primero. Para minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero de presfuerzo son siempre diseñados con base de concreto de alta resistencia. De aquí que el concreto de menor resistencia requiere anclajes especiales o puede fallar mediante la aplicación del presfuerzo. Tales fallas pueden tomar lugar en los apoyos o en la adherencia entre el acero y el concreto, o en la tensión cerca de los anclajes.

Segundo. El concreto de alta resistencia a la compresión ofrece una mayor resistencia a tensión y cortante, así como a la adherencia y al empuje y es deseable para las estructuras de concreto presforzado ordinario.

Por último, otro factor es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del presfuerzo.

Contracción por secado. Las mezclas de concreto contienen mayor cantidad de agua que la requerida para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo. La velocidad y terminación del fraguado dependen de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y forma del elemento.

Uno de los efectos del fraguado del concreto es la disminución del volumen del mismo, lo que provoca pérdidas considerables de la fuerza de presfuerzo. Asimismo, la contracción provoca grietas que deben evitarse con acero de refuerzo y en algunos casos con fibras y aditivos. La contracción del concreto es proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla; si se requieren contracciones mínimas, la relación agua-cemento a utilizarse deberá ser la mínima, con revenimientos no mayores que 10 cm . La calidad de los agregados es otro factor que influye en la contracción por secado. Agregados duros y densos de baja absorción y módulo de elasticidad de valor alto provocarán una contracción menor. La magnitud de la deformación unitaria por contracción final ϵ_{cf} varía desde cero, si el concreto es almacenado bajo el agua o en condiciones muy húmedas, hasta 0.001 en ambientes muy secos. Con propósitos de diseño, un valor promedio de deformación por contracción será de 0.0002 a 0.0006 para las mezclas usuales de concreto empleadas en elementos presforzados. Las NTC-C establecen un valor de $\epsilon_{cf} = 0.0006$.

Comportamiento elástico. Convencionalmente y por razones prácticas, podemos considerar que la parte ascendente de la gráfica esfuerzo-deformación del concreto

exhibe un comportamiento elástico, aunque se sabe que no siempre estas deformaciones son recuperables y la gráfica no es una línea recta perfecta. Esta consideración nos permite hacer diseños elásticos y fijar un módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto $f'c$.

La NTC-C establece para concretos tipo I, que es el empleado en concreto presforzado, el siguiente valor de módulo de elasticidad, E_c , en kg/cm^2 .

$$E_c = 8500\sqrt{f'c} + 110,000$$

Para concretos con agregado grueso calizo.

$$E_c = 8500\sqrt{f'c} + 50,000$$

Para concretos con agregado grueso basáltico.

Al igual que ocurre con otros materiales elásticos, cuando el concreto se comprime en una dirección se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson y su valor varía de 0.15 a 0.20. Este efecto puede modificar sensiblemente el presfuerzo en elementos con presfuerzo biaxial.

Deformaciones por flujo plástico. Debido a la presencia de esfuerzos permanentes, las partículas que forman el concreto experimentan un reacomodo que modifica las dimensiones de los elementos. Este fenómeno es conocido como flujo plástico.

El flujo plástico en el concreto depende de la magnitud de las cargas permanentes, de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación de compresión ocasionada por el flujo plástico tiene un efecto importante en el presfuerzo provocando una disminución o pérdida de la fuerza efectiva. Las NTC-C proponen un valor de 2.0 para C_f .

En el pasado el concreto de alta resistencia se usó por primera vez en edificios de marcos de concreto reforzado con 30 o más pisos. Empezando con columnas de concreto de 50 MPa (500 kg/cm^2) para la Lake Point Tower en Chicago, construida en 1965. El edificio Water Tower Place de 79 pisos en Chicago contiene columnas de concreto de 60 MPa (611 kg/cm^2). El edificio Scotia Plaza en Toronto y los dos edificios Union Square en Seattle tienen columnas de concreto con resistencias de 90 y 120 MPa (900 a $1,200 \text{ kg/cm}^2$), respectivamente.

A fin de obtener la alta resistencia, la relación de agua a material cementante (a/mc) de la mezcla de concreto generalmente se mantiene por debajo de 0.4 con la ayuda de un aditivo superfluidificador. Debido a la baja relación a/mc , una característica importante del concreto de alta resistencia es su baja permeabilidad, que es la clave para la durabilidad a largo plazo en ambientes agresivos.

En México CEMEX nos ofrece Concreto Profesional MR Alta Resistencia para construir estructuras o elementos de gran claro y/o muy altos, o secciones económicas con un comportamiento adecuado ante toda clase de esfuerzos.

Ventajas:

- Ofrece valores de resistencia a la compresión entre 400 y 900 kg/cm², de muy alta durabilidad y baja permeabilidad.
- Mejora la protección a la corrosión del acero de refuerzo.
- La estructura tiene un menor costo en comparación a otras elaboradas con acero.
- Presenta una mayor resistencia a la erosión.
- Se aprovecha un área mayor en las plantas más bajas de edificios altos o muy altos.
- Debido a la baja relación agua/ cemento se logran concretos muy durables, de muy baja permeabilidad, alta resistencia y con mayor protección a la corrosión del acero de refuerzo.
- Requiere menos obras de infraestructura en puentes de grandes claros.
- Menor peso de la estructura.
- Su alta consistencia permite bombearlo a grandes alturas.
- Posee muy alta fluidez que hace posible su colocación aún en zonas congestionadas de acero de refuerzo.
- Se puede lograr tener un alto f'c a 24 hrs.

Usos:

- Por sus características mecánicas mejoradas es ideal para construir:
- Columnas esbeltas y trabes en edificios altos o rascacielos.
- Secciones de puentes con claros largos o muy largos.
- Sistemas de transporte.
- Estructuras costeras, sanitarias, militares, etc.
- Pisos más resistentes al desgaste.

DATOS TÉCNICOS

CONCRETO FRESCO

- El fraguado es ligeramente mayor al concreto normal, lo cual nos permite colocarlos sin problema.
- Alta cohesividad de la mezcla en estado fresco.

- Sostenimiento del revenimiento por largos períodos de duración (de hasta 25cm) para su uso como los concretos estructurales.

CONCRETO ENDURECIDO

- Valores de resistencias a la compresión desde 400 hasta 900 kg/cm².
- Resistencias superiores a las referidas se pueden lograr de acuerdo con cada proyecto.



También en otras empresas como Latinoamericana de Concretos (LACOSA), además de la mencionada CEMEX, se producen concretos en pedidos especiales con resistencias mayores a 1,200 kg/cm². Y tal parece que llegar al diseño de una mayor resistencia no es problema, si no más bien este radica en la ductilidad de las estructuras que limitan a estos concretos.

3.3 ACEROS DE ALTA RESISTENCIA

El acero de presfuerzo es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Existen tres formas comunes de emplear el acero de presfuerzo: alambres, torón y varillas de acero de aleación.

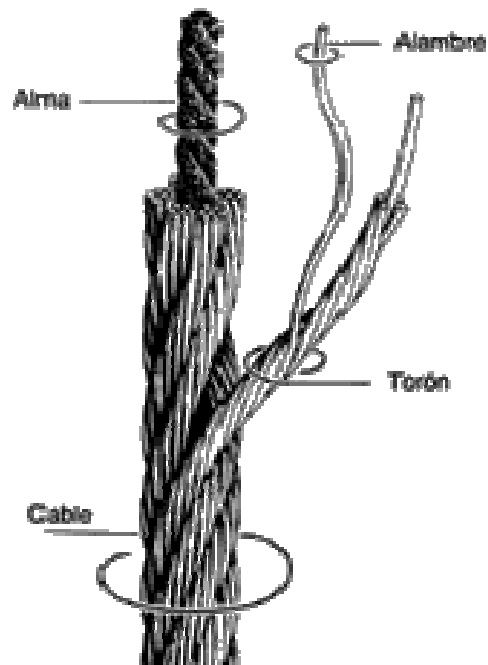


Alambres. Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener alambres redondos que, después del enfriamiento, pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado, se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales

mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10mm y las resistencias varían desde 16,000 hasta 19,000 kg/cm². Los alambres de 5, 6 y 7mm pueden tener acabado liso, dentado y tridentado.

Torón. El torón se fabrica con siete alambres firmemente torcidos cuyas características se mencionaron en el párrafo anterior; sin embargo, las propiedades mecánicas comparadas con las de los alambres mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. El paso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. La resistencia a la ruptura, f_{sr} , es de 19,000 kg/cm² para el grado 270K (270,000 lb/pulg²), que es el más utilizado actualmente. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6 pulgadas de diámetro, siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm², respectivamente.

Varillas de acero de aleación. La alta resistencia en varillas de acero se obtiene mediante la introducción de algunos minerales de ligazón durante su fabricación. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío se les libera de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que varían de 1/2" hasta 13/8".



CARACTERÍSTICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL PRESFUERZO.

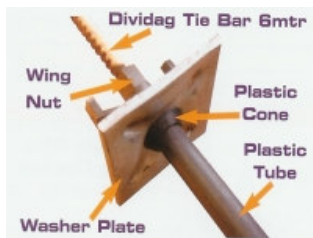
En la Figura anterior se muestra una gráfica resistencia-deformación para torones con distinto diámetro; para el torón de 1/2" esta gráfica también es de esfuerzo-deformación porque el área del torón es 0.987, casi uno. Se observa que el acero de presfuerzo no presenta un esfuerzo de fluencia definido. Usualmente este esfuerzo se calcula como el correspondiente a una deformación unitaria de 1.0 por ciento; en la gráfica se observa que el esfuerzo correspondiente a esa deformación es 17,000 y 17,500 kg/cm² para los aceros normal y de bajo relajamiento, respectivamente. Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es semejante al del refuerzo ordinario, esto es, alrededor de 2'000,000 kg/cm². Para torón y para varillas de aleación el módulo de elasticidad está entre 1'900,000 y 1'960,000 kg/cm².

Después del inicio de la fluencia del acero, los alambres muestran una fluencia gradual y la curva continúa creciendo hasta la falla. Las varillas de aleación tienen características similares a aquellas de los alambres redondos o de los torones, pero sus límites proporcionales y resistencias son de 30 a 40 por ciento menores. Como se verá más adelante, el esfuerzo máximo al que se tensan los torones es 0.8 f_{sr} que, como se aprecia en la anterior, es un esfuerzo de 15,200 kg/cm², para un torón de 1/2" y está debajo del esfuerzo de fluencia. El esfuerzo de servicio final, una vez que se han presentado todas las pérdidas, será entre 15 y 30 por ciento menor que el esfuerzo de tensado.

3.4 BARRAS A TENSIÓN.

Entre las barras a tensión más conocidas están los sistemas “macalloy” y “dividag”. El sistema “Dividag tie bar” consiste en una barra de acero de aleación. Se emplean dos tipos de barras: lisa y corrugada. En la barra lisa las roscas están laminadas en frío únicamente en los extremos de la barra; y la otra, tiene corrugaciones laminadas en su longitud. Durante la operación de tensado, mientras la barra sea estirada por el gato, la cual es sujeta por una tuerca con ala “wing nut”, un plato resistente, un cono y un tubo de plástico. En lo general se usa en sistemas de taludes.

Las barras las encontramos comercialmente en dimensiones de 6, 2.5, 2.0, 1.75, 1.50 y 1.0m.



Tuerca con ala (wing nut). Plato (Water Plate).

El sistema Macalloy es llevado a cabo desde 1948 en Estados Unidos y es sin duda el más conocido y usado en la actualidad en las construcciones vanguardistas. Este sistema lo podemos dividir en dos grandes grupos: Las barras y los tendones, ambos a tensión.

El sistema Macalloy de barras lo tenemos dividido en dos:

- Macalloy 1030.
- Macalloy S1030.

El sistema Macalloy 1030 es un acero del carbón-cromo consiste en una barra de alta resistencia que viene en diámetros desde 25 a 75 mm rolados en caliente. Las barras de 25 a 50 mm obtienen sus propiedades trabajadas en frío. Las barras de 75 mm obtienen sus propiedades mediante un proceso de templado. La longitud máxima para las barras de 25 a 50 mm es de 17.8 m y para diámetros de 75 mm es de 8.4m.

El sistema Macalloy S1030 es acero con aleación níquel-cromo endurecido durante la fabricación para obtener las características especificadas. Se presentan en diámetros de 20 a 40 mm. Las barras inoxidables de Macalloy están disponibles en longitudes hasta los 6m para todos los diámetros a partir 20m m hasta 40m m. Mayores longitudes del tendón pueden ser obtenidas ensamblando las barras de Macalloy con los acopladores roscados de Macalloy.

Las barras para su correcto funcionamiento se proveen de las tuercas, arandelas, placas, acopladores, torniquetes, rebordes de la lechada, bifurcaciones y pernos según lo requerido.

Las aplicaciones fueron desarrolladas inicialmente para el uso del presfuerzo, pero se han adoptado para muchos usos estructurales. Entre estos están:

- Conexiones tensionadas:
- Concreto con concreto.
- Concreto con acero.
- Acero con acero.
- Pernos de ancla.
- Tensores.
- Soporte de taludes.

Dentro de los tendones, el más utilizado de ambos grupos, lo tenemos en construcciones como puentes atirantados y colgantes, estadios y, un ejemplo claro es el estadio de Braga en Portugal y otro el Estadio Olímpico de Atenas.

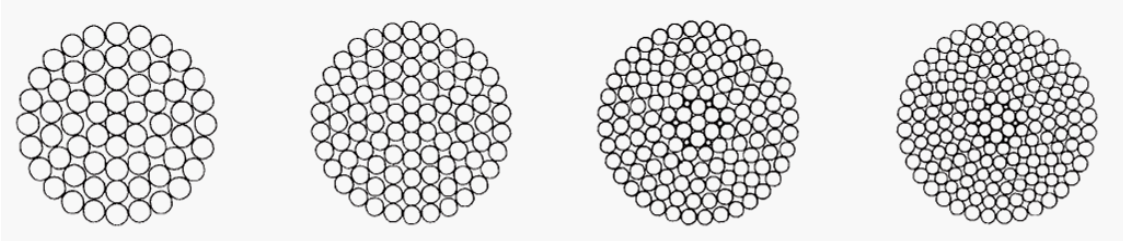


En la imagen se muestra como son tensados los Tendones del estadio con enormes gatos hidráulicos en su construcción para la Eurocopa de Naciones 2004 en el que fue país sede.

El sistema Macalloy en el grupo de tendones nos ofrece dos tipos:

OPEN SPIRAL STRAND (OSS) – HEBRA ESPIRAL ABIERTA-

El OSS esta formado por varias capas de tendones redondos galvanizados de alta resistencia alrededor de un corazón de 7 cables.



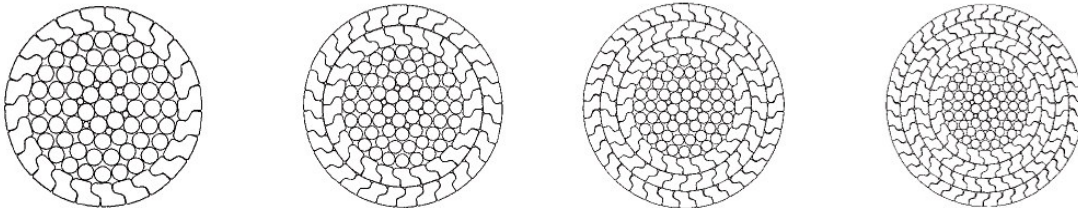
Los cables que forman el OSS tienen un diámetro que va de 12 a 88 mm, una sección transversal de 88 a 4683 mm² y un peso de 0.7 a 38.6 kg/m respectivamente.

FULL LOCKED COIL STRAND (FLC).

El FLC es formado por un corazón de cables redondos galvanizados de alta resistencia y además de una capa externa de cables en forma de Z.

Los cables en forma de Z son especialmente hechos para conseguir una sección compacta, además de permitir gracias a su superficie plana un bajo esfuerzo de fricción con los cables del corazón y proteger de agentes externos dañinos.

El sistema FLC viene comercialmente en dimensiones que van desde Ø 32 a 128 mm, una sección transversal de 681 a 11289 mm² y un peso de 5.6 a 93.0 kg/m respectivamente.



Este sistema se complementa con 3 sistemas de anclaje:

- Fork Sockets.
- Cylindrical Sockets.
- Bridge Sockets.

Relajación del acero. Cuando al acero de presfuerzo se le mantiene en tensión experimenta un reajuste y rompimiento interno de partículas conocido como relajación. Esta relajación debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza presforzante. Actualmente, la mayoría de los aceros son de baja relajación y son conocidos como Acero de Baja Relajación o LO-LAX, y deben de preferirse sobre los otros para evitar pérdidas excesivas.

3.5 VIGA SUJETA A FLEXIÓN.

La seguridad de un elemento estructural está relacionada con su resistencia. Dicha resistencia no está garantizada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el elemento tuviera que sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento debido a que los materiales alcanzarían niveles de esfuerzo superior al elástico justo antes de la falla. Así, el factor de seguridad real se establece comparando la resistencia del miembro con la carga última que produciría la falla del mismo. El comportamiento típico de un elemento estructural es lineal hasta el nivel de la carga de servicio, y las fuerzas que componen el par interno resistente permanecen casi constantes hasta el agrietamiento del concreto en tensión. Después del agrietamiento, sobreviene un incremento súbito en el esfuerzo del acero acompañado por un aumento en el esfuerzo de compresión en el concreto. La capacidad a flexión se alcanza cuando el acero llega a su resistencia última después de haber fluido o cuando, en una falla súbita o frágil, se llega a la capacidad de deformación del concreto.

En elementos de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio. Se deberán tomar en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

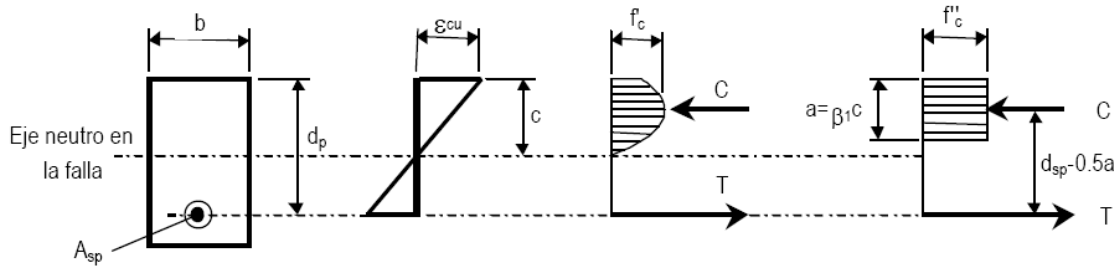
HIPÓTESIS DE DISEÑO.

Para calcular la resistencia de un elemento de concreto presforzado se consideran las siguientes hipótesis.

1. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
2. Hay adherencia perfecta entre el concreto y los aceros de presfuerzo y de refuerzo ($\epsilon_c = \epsilon_{sp} = \epsilon_s$).
3. Se desprecia la resistencia del concreto a la tensión.
4. La deformación unitaria del concreto a la compresión cuando se alcanza la resistencia es $\epsilon_{cu} = 0.003$.
5. La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor $f'_c = 0.85f_c$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $a = \beta_1 c$ (c es la distancia al eje neutro desde la fibra extrema en compresión) y un ancho dado por f'_c , el valor de β_1 se determinará de acuerdo a los siguientes términos:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si} \quad f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0.65 \quad \text{si} \quad f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2.$$



Presfuerzo parcial y presfuerzo total.

Se podrá suponer que una sección tiene presfuerzo total, si su índice de presfuerzo, I_p , esta comprendido entre 0.9 y 1.0, incluyendo los valores extremos. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.9 pero mayor o igual que 0.6, se podrá suponer que la sección tiene presfuerzo parcial. Si el I_p es menor que 0.6, se podrá suponer que la sección no tiene presfuerzo.

El índice de presfuerzo se define con la siguiente relación:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}}$$

Donde M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero ordinario, respectivamente.

Por sencillez, el índice de presfuerzo podrá valuarse con la expresión siguiente:

$$I_p = \frac{A_{sp} * f_{sp}}{(A_{sp} * f_{sp}) + (A_s * f_y)}$$

Donde:

A_{sp} = área de acero presforzado.

A_s = área de acero ordinario a tensión.

f_{sp} = esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia a flexión del miembro.

f_y = esfuerzo de fluencia del acero ordinario.

ESTADOS LÍMITE DE FALLA.

Los estados límite de falla a revisar son flexión, flexocompresión, fuerza cortante, torsión, pandeo y, cuando sean significativos, los efectos de la fatiga.

En elemento total y parcialmente presforzados, el esfuerzo en el acero " f_{sp} ", cuando se alcanza la resistencia, deberá valuarse a partir del equilibrio y las hipótesis generales del concreto reforzado. Cabe señalar que existen formulas para calcular " f_{sp} " de manera aproximada, aunque con restricciones como $f'_c < 350 \text{ kg/cm}^2$.

MOMENTO RESISTENTE EN VIGAS RECTANGULARES

En la mayoría de los elementos presforzados típicos, la resistencia está dada por el par interno formado por la fuerza de compresión, C, proporcionada por el concreto y por el acero a compresión, y la fuerza de tensión, T, dada por la suma de la fuerza de los aceros de presfuerzo Tsp y de refuerzo Ts. El diseño de elementos presforzados con acero de refuerzo en compresión es poco común, y en general se desprecia la contribución de éste a la resistencia cuando por alguna razón ya existe en esa parte de la sección. En la figura anterior se aprecia que los valores de estas fuerzas y del momento de diseño resistente MR son:

$$C = a f'c b.$$

$$T = Tsp + Ts.$$

a = el peralte del bloque de compresiones.

$$Tsp = Asp fsp.$$

$$Ts = As fy.$$

Asp = área de acero de presfuerzo.

As = área de acero de refuerzo.

fy = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Una forma de obtener el momento resistente es como sigue:

$$MR = FR (Tsp * Zsp + Ts * Zs).$$

FR = 0.9, factor de reducción.

$$Zsp = dsp - a/2.$$

$$Zs = ds - a/2.$$

Son los brazos de palanca de la fuerza de compresión a cada fuerza de tensión. En los diseños comunes, el acero de presfuerzo Asp es conocido ya que es el necesario para que el elemento tenga un comportamiento satisfactorio en su etapa de servicio. En cambio, As, solo se proporcionará en caso de que se requiera incrementar MR. Por equilibrio se obtiene que:

$$T = C.$$

$$As fy + Asp fsp = a * f'' c * b$$

Despejando a:

$$a = \frac{(Asp * fsp) + (As * fy)}{b * f'' c}$$

Por último se obtiene MR y se compara con el momento último, MU, dado por:

$$MU = FC MS.$$

MS = el momento de servicio.

FC = factor de carga;

Finalmente se debe garantizar que:

$$MR \geq MU$$

REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO

En todo elemento se deberá garantizar que la resistencia última a flexión se presente después del agrietamiento. Para ello se deberá de proveer presfuerzo o refuerzo suficiente a tensión y así obtener un momento resistente mayor que el momento de agrietamiento.

$$MR \geq (1.5 - 0.3 I_p) M_{agr}$$

Para evaluar M_{agr} se usará el módulo de ruptura no reducido, fr:

$$f_r = 2\sqrt{f'c}$$

La suma de esfuerzos en la fibra en tensión es:

$$\frac{M_{agr}}{I} y_i - \frac{P_e}{I} y_i - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'c}$$

Por lo tanto:

$$M_{agr} = \frac{I}{y_i} \left[\frac{P_e}{I} y_i + \frac{P}{A} + 2\sqrt{f'c} \right]$$

REVISIÓN POR ACERO MÁXIMO.

El diseñador debe garantizar que el elemento presentará una falla dúctil. Para ello, debe revisar que la deformación en los aceros sea al menos 33 por ciento mayor que la deformación de fluencia:

$$\epsilon_{sp} \geq 1.33\epsilon_{sy}$$

3.6 SISTEMA DE POSTENSADO.

El postensado es el método de presfuerzo que consiste en tensar los tendones y anclarlos en los extremos de los elementos después de que el concreto a fraguado y alcanzado su resistencia necesaria. Previamente al colado del concreto, se dejan ductos perfectamente fijos con la trayectoria deseada, lo que permite variar la excentricidad dentro del elemento a lo largo del mismo para lograr flechas y esfuerzos deseados. Los ductos serán rellenados con mortero o lechada una vez que el acero de presfuerzo haya sido tensado y anclado. Las funciones primordiales del mortero son las de proteger al presfuerzo de la corrosión y evitar movimientos relativos entre los torones durante cargas dinámicas. En el postensado la acción del presfuerzo se ejerce externamente y los tendones se anclan al concreto con dispositivos mecánicos especiales (anclajes), generalmente colocados en los extremos del tendón.

Los torones pueden estar en el ducto antes del vaciado del concreto, o, se pueden introducir después del vaciado, antes del tesionamiento, halados o empujados en los ductos. Este último es el caso de los puentes construidos en voladizos sucesivos.

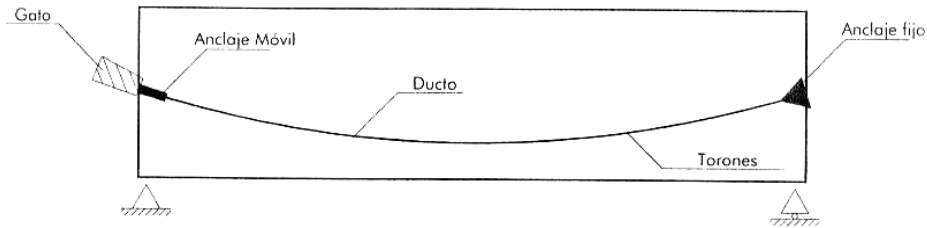
Durante el vaciado existe el peligro que el ducto o coraza se deforme o se rompa, o se introduzca una lechada en el ducto. Si los torones no estaban en los ductos será un gran problema introducirlos y si los torones estaban en los ductos las pérdidas por fricción aumentan considerablemente incluso se pueden bloquear e impedir que una parte del cable entre en tensión. Otra anomalía que se puede presentar es que los ductos sufran el empuje de Arquímedes y por no estar bien sujetos cambien de posición con las consecuencias que esta implica.

Este postensado puede emplearse tanto para elementos fabricados en planta, o pie de obra (colados en) el sitio). Las aplicaciones más usuales son para vigas de grandes dimensiones dovelas para puentes, losas con presfuerzo bidireccional, diafragmas de puentes, vigas hiperestáticas, cascarones y tanques de agua, entre otros.

Este procedimiento ofrece todas las ventajas de presforzado a saber:

- Concentración del acero.
- Reducción del peso propio.
- Continuidad de los aceros.
- Todas las posibilidades de trazado de cables.

Las trayectorias del presfuerzo pueden ser curvas, lo que permite diseñar con mayor eficiencia elementos hiperestáticos y evitar esfuerzos en los extremos del elemento.



Esquema del proceso de postensado

MINIMIZACIÓN DE PÉRDIDAS

Un problema al que no se le presta mayor importancia es el de las pérdidas de presforzado. Algunos diseñadores ya adoptaron “sus valores” y no se toman el trabajo de analizar el proceso constructivo ni el programa de trabajos para hacer un análisis que los aproxime a la realidad.

Existen dos tipos de pérdidas: las pérdidas instantáneas y las diferidas.

Dentro de las instantáneas esta el acortamiento elástico del concreto. En las estructuras postensadas, donde hay solamente un cable las pérdidas de este tipo son cero pues el gato se apoya directamente en el concreto y lo que se tiene es el acortamiento relativo del acero respecto al concreto.

Pero cuando hay mas de un cable a tensionar pierden tensión pues el concreto se acorta y a su vez los cables anclados en el. Para minimizar estas pérdidas se recomienda hacer un retensionamiento de los cables.

Las pérdidas por fricción: Es el rozamiento entre los torones y el ducto que tiene dos orígenes, la forma o trazado del cable, pérdida por variación de ángulo, y ondulación involuntaria, pérdida por unidad de longitud. Las pérdidas por penetración de cuña juegan un papel muy importante. Esta pérdida limita la utilización de los anclajes de cuñas a estructuras mayores de 18.00 m para obtener pérdidas razonables.

El proveedor de tensionamiento debe garantizar un valor razonable de penetración de cuña. En general no debe ser mayor a 6 mm.

Con el objeto de minimizar las pérdidas por fricción y por penetración de cuña se pueden sobretensionar los cables mientras se acomodan los torones y posteriormente bajar la tensión a los valores permitidos por las normas.

Las pérdidas diferidas son la retracción del fraguado, flujo plástico y relajación del acero.

La retracción del fraguado depende de:

- El medio ambiente.
- Las dimensiones del elemento.
- La composición del concreto.
- La temperatura ambiente.

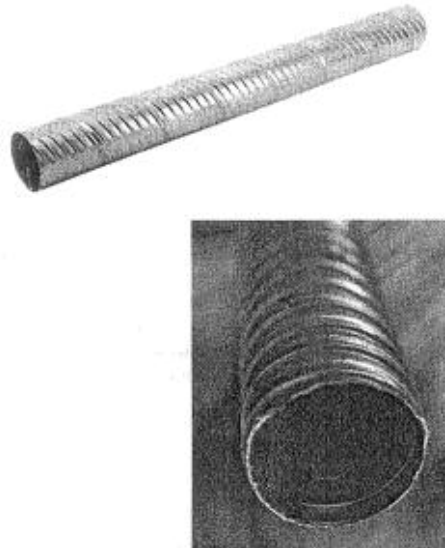
Cuando se presfuerza un elemento en concreto siendo muy joven la retracción y el flujo plástico que restan por desarrollarse hacen que las pérdidas sean grandes. Entre más tarde se aplique el presforzado menos serán las pérdidas por retracción y flujo plástico.

La edad a la cual se aplica el presforzado es digna de tenerse en cuenta la variación alrededor del 10% del valor del presforzado inicial.

Por las razones anteriormente expuestas se debe establecer un programa de tensionamiento perfectamente definido de acuerdo a lo especificado por el diseñador.

DUCTOS

Son las fundas o corazas donde se introducen los torones para conformar los cables, estos ductos se fabrican en lamina Coll Roll o galvanizada en espesores entre 0.28 y 0.32 mm. La configuración del ducto mediante grafado y corrugado permite hacer trazados curvos fácilmente sin perder sección logrando muy buena adherencia con el concreto gracias a su grafado y corrugado los ductos normalmente se fabrican en lamina de coll Roll, pero en climas agresivos y sobretodo cuando los ductos estarán durante periodos largos expuestos a la intemperie se recomienda usar ductos galvanizados. El área interna de los ductos debe ser de 2.5 veces mayor al área total de los torones que van en su interior.



Ejemplo de ducto metálico flexible

DUCTOS PARA POSTENSADO.

Los ductos para postensado no deben permitir el paso del concreto a su interior y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material de relleno.

Para facilitar la inyección de lechada el diámetro interior de ductos que alojen un solo tendón será al menos de 6 mm mayor que el diámetro del tendón; el área transversal interior de ductos que alojen varios tendones será por lo menos igual al doble del área transversal de todos los tendones.

LECHADA PARA TENDONES ADHERIDOS.

La lechada para inyección debe de ser de cemento Pórtland y agua, o de cemento Pórtland, arena y agua; estos materiales deben de cumplir con los requisitos especificados en las normas Oficiales Mexicanas. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos ni a la lechada ni al acero ni al concreto, y no debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en: resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección o experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejante y en condiciones de campo comparables.

El contenido de agua será mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero la relación agua-cemento en peso no será mayor que 0.45. No se podrá emplear agua para incrementar la fluidez de la lechada si aquella fue disminuida por retraso de la colocación.

La lechada debe inyectarse con equipo mecánico de mezclado y agitación continua que de lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecta la lechada, debe ser mayor que 2° C, y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 5 cm., fabricados con la lechada y curados en la obra, lleguen a una resistencia mínima a la compresión de 55 kg/cm². Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 30° C.

PRESFORZADO ADHERIDO Y NO ADHERIDO.

En el pretensado los torones se encuentran íntimamente adheridos al concreto. El comportamiento de este concreto es similar al comportamiento del concreto reforzado en estado fisurado, es decir, que las fisuras se van a repartir a lo largo del elemento.

En el concreto postensado, una vez tensionados los cables que se encuentran en el ducto pueden ocurrir dos casos. El primero, es que el ducto sea inyectado con un mortero de tal manera que los torones van a quedar adheridos al concreto a través del mortero y del ducto, siempre y cuando este cumpla con ciertas especificaciones. En estas condiciones el comportamiento de este concreto será similar al concreto reforzado. En el segundo caso no se procede a inyectar y los torones no se pueden considerar adheridos al concreto, de esta manera, el comportamiento de este concreto presforzado no adherido será completamente diferente pues las fisuras dejan de serlo para convertirse en grietas donde se acumula toda la deformación de los torones.

El caso del presforzado no adherido se presenta también cuando el toron o los torones son recubiertos por fundas plásticas lubricadas que permiten tensionarlos después de vaciado y fraguado de concreto.

El concreto presforzado no adherido requiere especial atención pues no se puede permitir la deformación de fisuras, es decir, que no puede haber tracciones. También este concreto es sensible a otras sollicitaciones tales como incendios.

GATOS HIDRÁULICOS.

Son equipos de vital importancia especialmente diseñados para este objetivo, razón por la cual se recomienda intentar tensionar cables con equipos inadecuados ya que resulta muy peligroso tanto para los trabajadores de las obras como para la estabilidad de la estructura. Gatos de tensionamiento de cables existen de agarre trasero y de agarre delantero, esto depende principalmente de la marca y de las preferencias del fabricante con respecto a los desperdicios del torón y a la seguridad al tensionar, hoy en día todos los gatos que se usan son con paso interno del torón, es decir, los torones salen rectos del anclaje pasando por interior del gato hasta las cuñas de arrastre.

PROGRAMA DE TENSIONAMIENTO.

Para el proceso de presforzado debe responder un programa de tensionamiento bien definido que corresponda a los objetivos propuestos.

Cuando se aplica el tensionamiento en un concreto demasiado joven se puede presentar falla de este por no haber alcanzado la resistencia necesaria especialmente en los sitios de anclaje donde hay concentración de esfuerzos. Las perdidas son mayores cuando el concreto es joven y por ende puede incrementar los costos al tener que aumentar la fuerza de presforzado. De todos modos una segunda etapa de tensionamiento es conveniente para introducir una precomprensión y así poder liberar una parte de los andamios con la cual el constructor se mostrara satisfecho.

Una tercera y última etapa lo más tarde posible compensa pérdidas por efectos diferidos del concreto.

Obviamente esta propuesta de programa de tensionamiento puede causar molestias al tensionador pues lo obliga a desplazar sus equipos tres veces a la obra en un lapso de unos 28 días.

OTROS COMPONENTES DEL PROGRAMA DE TENSIONAMIENTO SON:

- La preparación de los equipos mecánicos. Calibración de manómetro, control del funcionamiento de los gatos.
- Elaboración de la curva fuerza elongación de los cables.
- Tener a disposición las deformaciones que sufrirá la estructura durante y después del proceso de tensionamiento.
- Preparación del protocolo de tensionamiento el cual contiene presión en el manómetro, fuerza en el gato y elongación medida en el cable.

Estos aspectos son muy importantes pues el primero garantiza que la fuerza que aplicamos a los elementos es la especificada, el segundo nos muestra como debe de ser el comportamiento de los cables cuando se produce una transferencia normal de fuerzas a la estructura y el tercero nos indica como se debe comportar la estructura durante el proceso de tensionamiento.

Cualquier anomalía en alguno de estos parámetros debe ser causa de suspensión del proceso de tensionamiento.

Podemos pensar que un manómetro mal calibrado puede proporcionar un subtensionamiento o un sobretensionamiento que pueden ser causa del colapso de la estructura.

Si la elongación del cable no corresponde a lo esperado puede tener las siguientes causas:

- La zona del anclaje fallo y las elongaciones son mayores a las esperadas.
- El cable está bloqueado en un punto intermedio y la fuerza no llega al anclaje fijo.

ELEMENTOS PRETENSADOS Y POSTENSADOS.

Hay ocasiones en que se desean aprovechar las ventajas de los elementos pretensados, pero no existe suficiente capacidad en las mesas de colado para sostener el total del presfuerzo requerido por el diseño del elemento; en otras por las características particulares de la obra, resulta conveniente aplicar una parte del presfuerzo durante alguna etapa posterior a la fabricación.

Al menos ante estas dos situaciones, es posible dejar ahogados ductos en el elemento pretensado para postensarlo, ya sea en planta, a pie de obra o montado en sitio.

3.6.1 FORMACIÓN DE CABLES.

Es el producto final que esta formado por varios torones que son enrollados helicoidalmente alrededor del alma.

CABLE.

El cable de acero es una maquina simple que esta compuesta de un conjunto de elementos que transmiten fuerzas, movimientos y energía entre 2 puntos, de una manera predeterminada para lograr el fin deseado.

Es un producto fabricado con alambre de acero, colocados ordenadamente para desempeñar el trabajo de izar los skip y las jaulas.

Para formar cables, se arrolla un gran numero de hilos de acero de alta resistencia (normalmente entre 130 y 180 kg/mm²). Estos hilos se disponen en cordones y torones, según los casos.

Para el sistema de izaje se emplean exclusivamente los cables compuestos de varios torones. Estos torones están formados por un cierto número de hilos arrollados en uno o varios cordones alrededor de un alma de cáñamo o de acero, formando el cable.

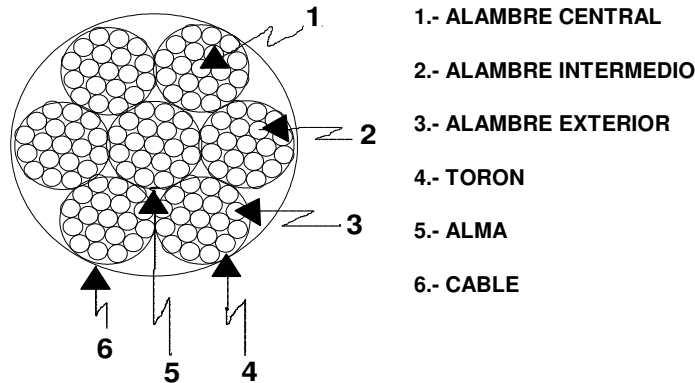


Cables y su presentaciòn

ESTRUCTURA DE LOS CABLES.

Los cables se componen de:

- Núcleo o alma.
- Torones.



Alambre.- es el componente básico del cable de acero, el cual es fabricado en diversas calidades, según el uso al que se destine el cable final.

Torón.- Esta formado por un numero de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas.

Núcleo o Alma.- Que puede fabricarse de fibra 1 metal y depende de la aplicación a la que va a destinarse.



El alma del cable sirve como soporte a los torones que están enrollados a su alrededor. El alma se fabrica de diversos materiales, dependiendo del trabajo al cual se va a destinar el cable, siendo lo más usuales:

- El alma independiente de cable fabricado con el alambre de acero dispuesto generalmente en construcciones de 7 x 7.
- El alma de torón, que está formado por un torón, igual a los demos que componen el cable.
- Alma de fibra que puede ser de fibras vegetales o sintéticas.

El alma de acero se utiliza para zonas donde el cable esta sujeto a severos aplastamientos o cuando el cable trabaja en lugares donde existen temperaturas muy elevadas que ocasionen que el alma de fibra se dañen con el calor. También este tipo de alma proporciona una resistencia adicional a la ruptura, de aproximadamente un 10%, dependiendo de la construcción del cable.

Los cables con alma de acero son ligeramente más rígidos que los cables de alma de fibra, pero soportan los dobleces adecuadamente.

Los Cables con alma de fibra se usan en aquellas aplicaciones en que los cables no están expuestos a las condiciones mencionadas. Estos cables son fáciles de manejar y más elásticos.

De acuerdo al tipo de alma, podemos denominar los cables:

Torones o Cordones.- Un cable está formado por un conjunto de torones o enrollados. Cada torón, esta formado por un conjunto de hilos.

La mayoría de hilos utilizados en la construcción de cables son redondos y de diámetros comprendidos corrientemente entre 2 y 3 mm.

Tipos de cables. De acuerdo a su torcido pueden ser:

a) Regular.- Los alambres del torón, están torcidos en dirección opuesta a la dirección de los torones del cable.

b) Lang.- Los torones en un cable torcido Lang, están torcidos en la misma dirección.

Los cables con torcido lang son ligeramente más flexibles y muy resistentes a la abrasión y fatiga, pero tiene el inconveniente de tener tendencia a destorcerse por lo que únicamente deberán utilizarse en aquellas aplicaciones en que ambos extremos del cable están fijados y no le permitan girar sobre si mismo.

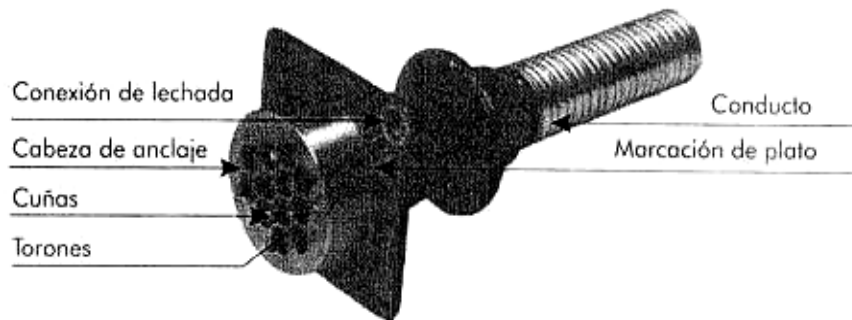


3.6.2 ANCLAJES CON CUÑAS.

Los anclajes se dividen, en activos y pasivos.

ANCLAJES ACTIVOS.

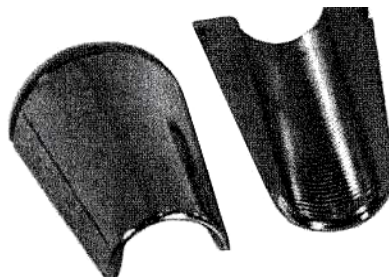
Los anclajes activos son aquellos por donde se introducen las fuerzas a los cables, es decir, por donde se realiza el tensionamiento. Estos anclajes son los que se encargan de bloquear los cables para mantener las fuerzas de tensión que comprimen el concreto. Normalmente se componen de tres pares que son: cuñas, bloques de anclaje, culata y refuerzo.



Anclaje activo o móvil completo

ANCLAJES CON CUÑAS.

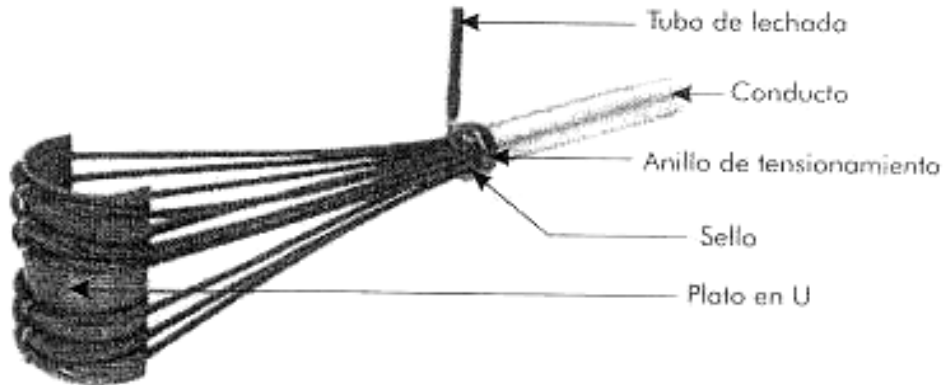
Las cuñas son pequeñas piezas con forma de cono truncado con un agujero central de la superficie dentada que se encarga de morder los torones para bloquear el cable y sostener la tensión en el mismo. Estos elementos en acero mecanizado son fabricados en tornos de control numérico para garantizar y controlar sus dimensiones adecuadamente, dado que cualquier pequeña variación puede presentar fallas en el momento de bloquear. Las cuñas dentro de su fabricación son sometidas a un proceso de temple para que adquiera una dureza superficial suficiente para morder el toron y no permitir el deslizamiento, manteniendo dúctil su interior para que se acomoden fácilmente en las aberturas de los bloques de anclaje sin cortar o cizallar el acero pensionado.



Detalle de cuña de dos piezas

ANCLAJES PASIVOS.

Estos se encuentran ubicados en el extremo del cable opuesto al anclaje activo, en estos anclajes no se realiza tensionamiento por que se encargan de hacer reacción, es decir, son el extremo muerto del cable que se opone al tensionamiento. Estos anclajes también tienen diferentes tipos de configuraciones, pueden conformarse haciendo un bucle con el torón dejándolo embebido en el concreto, o destoronando los cables de las puntas con el propósito de generar un bulbo o muerto en el extremo del cable.



Ejemplo de un anclaje pasivo

BLOQUES DE ANCLAJE.

Los bloques de anclaje son piezas de acero que alojan las cuñas, razón por la cual son piezas sometidas a grandes esfuerzos que se transfieren al concreto. Los bloques de anclaje, llamadas también cabezas de anclaje, son piezas de acero mecanizadas en tornos del control digital para garantizar una altísima precisión dimensional. También se producen en acero de fundición rectificadas en tornos de control numérico posteriormente.

3.6.3. SISTEMA DE PRESFUERZO FREYSSINET.

Los cables están formados por un haz de alambre de acero duro, de alta resistencia, dispuestos en grupos de 8, 10, 12 o 18 de 5 mm \varnothing , o 12 de 7 mm \varnothing , los cuales están acomodados paralelamente alrededor de un alma de acero ordinario, llamada resorte central, a la vez que el cable, así constituido, se ata exteriormente con amarres de alambre a cada metro.

El resorte central es de acero ordinario y se estira para aumentar su paso, teniendo como objetivo facilitar la fabricación del cable, manteniendo los alambres en su lugar, evitando cruzamientos, y permitiendo el inyectado posterior de la lechada de cemento dentro del cable.

El peine auxiliar que se muestra en la siguiente figura, facilita el suministro de del alambre debidamente ordenado.



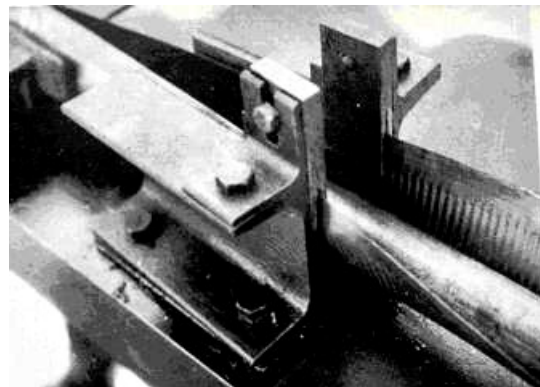
Una vez manufacturado el cable en la forma expuesta, se introduce en un ducto de lamina, el cual puede fabricarse en taller por cualquier procedimiento, o en la obra misma, siendo esto ultimo lo usual en este sistema de presforzado.

Para este objeto se ideó una máquina de sencilla operación que se muestra en la figura central, en la cual la lámina desplegada, proveniente de un rollo, entra a un rodillo que le da una corrugación en sentido transversal a su mayor dimensión, dejando lisos los bordes de dicha lámina para juntarlos posteriormente.



El acanalado de la lámina, tiene como objeto darle rigidez a los ductos para que no se aplasten durante su manejo, o por el peso de la mezcla durante el vaciado, así como para lograr la debida adherencia con el concreto, sin que por ello pierdan su necesaria flexibilidad.

En la ultima figura, muestra la lámina guiada por un vástago en el proceso de engargolado dentro de la lámina; ésta une los bordes y los dobla para formar una costura longitudinal hermética que impida la penetración del concreto dentro del ducto, ya que se formarían tapones en el interior, que no permitirían el libre corrimiento del cable, y por consiguiente su correcto tensado.



Se introduce el cable de alambres de alta resistencia en el interior del ducto, y se instala el conjunto, así dispuesto, dentro de los moldes de la trabe por construir, en donde previamente se armaron los estribos de acero ordinario.

A fin de poder efectuar esta operación tal como se muestra en la figura siguiente, se deja sin cimbrar una de las caras laterales de la trabe. De acuerdo con las coordenadas de proyecto, se fija la posición de cada cable, sujetándolo a los estribos mencionados.

Un problema básico, en cualquier sistema de preesfuerzo, es lograr la transferencia del esfuerzo al concreto, sin que este rebase su capacidad de trabajo sufriendo agrietamientos inadmisibles.

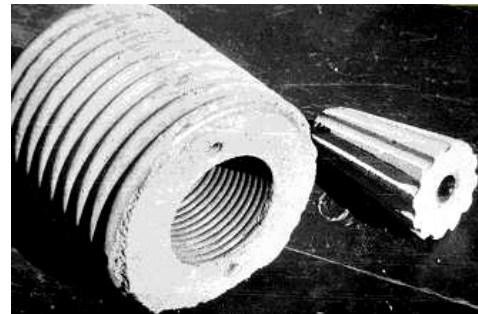
Para ello se hace preciso disponer de una cabeza de anclaje, en nuestro caso un cono hembra formado por un bloque de sección cilíndrica, con un agujero tronco-cónico en su centro.

Esta pieza, durante su fabricación, fue zunchada en su interior con acero de alta resistencia a paso y diámetro pequeño; los materiales empleados en el vaciado están protegidos por la parte de la firma.



En la figura central, se observa el elemento antes mencionado, el cual cuenta con ondulaciones en su superficie exterior e interior a fin de empotrarse en el cuerpo de la trabe, y con objeto de ofrecerle resistencia al cono macho durante su entrada, operación que se describirá más adelante.

En la última figura, presenta tres conos hembras debidamente instalados en un cabezal de los moldes de una trabe; la sección menor de su agujero (como se dijo, la sección de este es tronco-cónica), está orientada hacia el interior de la trabe, y mediante el pequeño tubo de que dispone cada cono hembra, se recibe el ducto que contiene el cable.



Se ligan el tubo del cono con el ducto del cable, proyectados ambos de manera que embonen entre sí, a fin de sujetarlos con cinta aislante para impedir su separación, y por ende, para evitar la introducción del concreto en el empate descrito, durante el colado de la trabe.

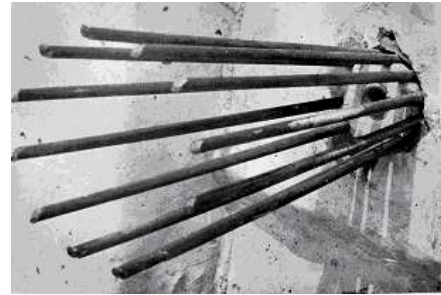
El cable atraviesa el cono hembra por su perforación central tronco-cónica, y a continuación un cono macho de fabricación semejante al cono hembra (se muestra junto al primero en la figura central), es colocado de manera de aprisionar los alambres entre ambos conos.

El cono macho, según puede observarse en las figuras aludidas, lleva en su exterior un número de estrías igual al de los alambres del cable, para permitir la salida de estos a fin de que puedan ser agarrados por el gato de tensado (figura posterior). Se encuentra provisto a su vez este cono de un tubo central, el cual permite la inyección de la lechada una vez que el cable ha sido debidamente tensado y anclado.



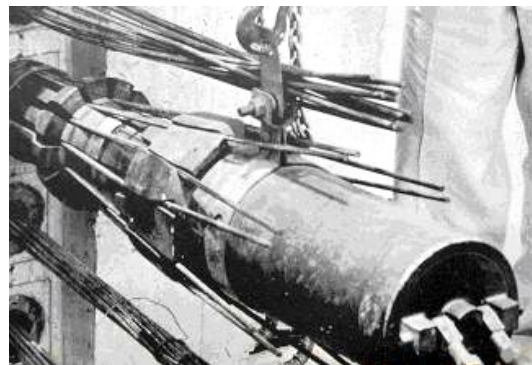
OPERACIÓN DEL SISTEMA FREYSSINET

En caso de que las limitaciones del proyecto lo permitan, el cable se podrá tensar de un solo lado, dejando un extremo fijo, en la siguiente forma: mediante un mango de madera maciza, se golpea el cono macho hacia el interior del cono hembra, hasta que el primero sobresalga unos 15 mm de la superficie exterior del cono hembra, quedando este extremo tal como se muestra en la figura siguiente.



Durante el tensado, el cable se irá corriendo de este extremo hacia el interior de la trabe, llegándose a fijar completamente al final del tensado; estos corrimientos se deben registrar durante el tensado y restarse de los alargamientos que se observen en el extremo opuesto, donde opera el gato, para obtener en esta forma las elongaciones efectivas. En el extremo opuesto, qué funcionará como anclaje móvil, primeramente se retira un tramo del resorte central, el cual debe cortarse al ser armado, a 1.20 m de los dos extremos del cable, para permitir las operaciones de tensado.

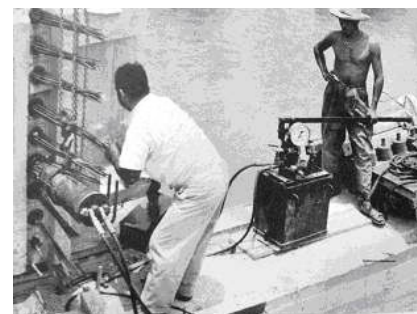
Se instala a continuación el gato, cuyo conjunto se muestra en la figura central, en el cual se observa cómo está ranurado del chasis de este gato a fin de permitir el paso de los alambres del cable, los cuales, agrupados en partes, entran en unos salientes del cuerpo del pistón de tensado, siendo agarrados con cuñas de sección trapezoidal y bordes acanalados que, por lo mismo, se ajustan a las salientes del pistón del gato y a la sección de los propios alambres. Estas cuñas son introducidas a golpe de martillo.



La base del gato, se sienta sobre una pieza llamada corona de apoyo, la cuál está en contacto directo con el cono hembra. Los alambres son agarrados al cuerpo del pistón del gato mediante cuñas, en la forma que se explicó anteriormente.

Al inyectar agua limpia, en el tubo de entrada, el pistón es desplazado en el sentido opuesto a la trabe, arrastrando consigo los alambres que a él fueron anclados.

Las tuberías de alimentación que provienen de la bomba de inyectado y conectan con la entrada, son de alta presión, debido a sus condiciones propias de trabajo, que llegan a ser hasta de 450 Kg/cm².



Esencialmente, la bomba de inyectado de la figura anterior, consiste en un tanque metálico y dos pistones concéntricos que se operan a mano mediante una palanca. Dispone esta bomba de un manómetro acoplado para medir presiones, y una válvula que sirve para mantener o aliviar la presión del gato, según se conserve cerrada o abierta, y mediante una manija de cambio se puede usar el pistón

conveniente a la operación. Para presiones de 50 Kg/cm² debe utilizarse el pistón grande, y para presiones altas debe ser empleado el pistón chico.

El bombeo se puede hacer con un hombre operando la palanca; y a presiones del orden de los 300 Kg/cm², conviene que sea manejada por dos hombres. El alargamiento total del cable se logra en etapas, elevando la presión aplicada al gato, en incrementos de 50 Kg/cm², con objeto de registrar los alargamientos respectivos a diferentes esfuerzos de tensión y hacer las comprobaciones correspondientes.

La carrera permisible del pistón es tal que no es necesario recibir el cable provisionalmente durante su tensado para enmendarla, por lo que se continua con el tensado hasta obtener la elongación prevista. Compárese la primera y segunda posición del gato de tensado, mostradas en las figuras citadas, que muestran gráficamente lo hasta aquí expresado; la carrera del gato de tensado, es igual a la elongación lograda.

A continuación se cierra la válvula que regula la entrada, inyectando ahora agua por la entrada para operar el pistón y acuñar el cono macho, que entra en el cono hembra oprimiendo los alambres firmemente contra éste. El desplazamiento del gato de bloqueo, ósea que hunde el cono macho, es regulado por presión manométrica, al aplicar a este segundo gato una presión sensiblemente igual a la última que se aplicó durante el tensado. Se abren las válvulas para descargar los gatos, hasta llegar a presión cero, y se continúa bombeando hasta cerrar el gato y botar las cuñas que amordazaban los alambres del cable en el pistón.

Al soltarlo, se registra un corrimiento de alambre hacia adentro de la trabe, que, aparte de corresponder a la recuperación elástica del tramo de cable entre cono y cuñas de agarre del gato, indica especialmente que el cable ha quedado fijado; y la longitud que entra, del orden de 3 mm, corresponde al corrimiento necesario para bajar la tensión del cable en el extremo de la trabe.

Finalmente, se acortan las puntas del cable, dejando hacia afuera de la superficie de la trabe, salientes de 15 cm, que se doblan hacia afuera, rellenando a continuación con una pasta de agua cemento los huecos entre los conos macho y hembra. Una vez endurecida aquélla, se procede a continuación a la inyección de la lechada, de acuerdo con las anotaciones generales.

3.6.4 OTROS SISTEMAS DE PREESFUERZO.

SISTEMA DE PREESFUERZO BBRV.

Este procedimiento de construcción fue inventado en Suiza por los señores BIRKENMAIER, BRANDESTINI, ROS Y VOGT.

El proceso de fabricación de los cables, sistema BBRV, comprende los pasos siguientes:

- a) **CORTE.** La longitud de corte de los alambres es un dato de proyecto. Los alambres se cortan en frío con maquina cortada de dados. Con ayuda de un sencillo dispositivo de mordazas, guías y contrapeso, todos los alambres de un cable se cortan a la misma tensión y a igual longitud. En el caso de cables muy largos, el taller de corte puede instalarse en la misma obra.
- b) **CABECEDEADO.** Estos alambres se hacen pasar en uno de sus extremos por la cabeza móvil, en la ultima figura, y en el otro (en caso de que el cable se vaya a tensar de un solo extremo) a través de las placas y, unidas con puntos de soldadura, de manera que coincidan sus taladros; se llevan a la máquina que hace las cabezas de los alambres, mediante la presión hidráulica de un émbolo que golpea al alambre previamente sujeto a unas mordazas de la máquina, que lo fija a la misma por fricción. Esta operación se hace a una velocidad tal, que evita el calentamiento del alambre, conservando inalteradas sus características o propiedades de trabajo.
- c) **ENSAMBLE.** El ensamble lo constituye las operaciones necesarias para formar el cable propiamente dicho. La primera consiste en cabecear todos los alambres por un extremo e introducir el cable en el ducto; a continuación se colocan los embudos de transición; por ultimo se forman las cabezas en los extremos de los alambres correspondientes al anclaje faltante, quedando terminado el cable.
- d) **TRANSPORTE.** Para transportar los cables a la obra es necesario doblarlos o enrollarlos en tamaños adecuados a los medios de transporte. Los dobleces o vueltas deberán tener, cuando menos, 1.50 m de \emptyset . Puesto que para el forro metálico se usa preferentemente tubo de lamina de poca flexibilidad, es necesario colocarlo en tramos no mayores de 6 m, entre los que intercala tramos menores de tubo de un diámetro ligeramente mayor que el de los primeros, de manera que puedan deslizar telescópicamente, sobre estos y dejar libre de ducto la longitud de cable necesaria, para poder darle un dobléz de 180°.
- e) **COLOCACIÓN.** Una vez en la obra, los cables se desenrollan, para mover los tubos del forro hasta sus posiciones correctas, de manera de cubrir perfectamente todo el cabe; Se sellan las uniones con material impermeable y se colocan en la estructura simultáneamente con las armaduras comunes de refuerzo.

OPERACIÓN DE TENSADO.

La secuencia seguida se detalla; En el extremo del anclaje móvil, el cable que pasa a través del ducto, entra en un embudo de transición, necesario para lograr, durante el tensado, el desplazamiento de la cabeza móvil, donde están conectados los alambres,

debiendo disponer, por lo tanto, de una longitud tal, que permita lograr los alargamientos previos en el proyecto.

En la última figura se muestra los alambres del cable, con sus cabezas, de donde se agarran de la cabeza móvil; a su vez ésta se encuentra atornillada dentro de la tuerca de anclaje.

En torno del embudo, se arma de una espiral de acero ordinario, para reforzar el concreto de la trabe en dirección de los esfuerzos de tensado, que son transmitidos a ésta a través de la placa. La cabeza móvil, se conecta a una barra, que dispone de rosca a todo su largo; esta barra, que pasa a través de las tuerca - cuyo empleo se indicará más adelante -, entra en el pistón perforado del gato hidráulico, sobre cuyo pistón se coloca la tuerca, que sujeta la mencionada barra de tensado.

El gato hidráulico se apoya en la placa de anclaje, mediante una silleta, cuyas ventanas permiten el manejo de las tuercas.

Al inyectar aceite en la entrada, el pistón es impulsado en sentido de las flechas contrario a la trabe, arrastrando consigo la tuerca y, por consiguiente la barra, la cabeza y el cable, que en esta forma se va alargando.

Como la carrera del pistón, es limitada e inferior al alargamiento total será preciso enmendarla, regresándolo a la base del gato.

Para recibir provisionalmente la barra, durante esta operación, se avanza la tuerca, apoyándola sobre la tuerca.

Esta última es la que recibirá la cabeza al final del tensado.

Si, el alargamiento fue superior al previsto, y por ello la cabeza tiende a salirse de la tuerca, se calza mediante cuñas, que son propiamente medios anillos, para poder ser instalados.

Si por lo contrario, al lograrse la elongación necesaria, la cabeza no alcanza a llegar a la tuerca, se corta la barra de tensado, sujetándola definitivamente con la tuerca que estaba destinada originalmente a recibir la barra provisionalmente durante el tensado.

Si los esfuerzos finales requeridos en la trabe permiten tensar el cable de un solo lado, el opuesto funcionará como anclaje fijo, siendo recibido el cable por una placa, que apoyará sobre la placa, disponiendo ambas de una perforación de ventilación, para el inyectado, que se efectúa a través del agujero roscado en la cabeza, donde se conecta el dispositivo de inyectado.



3.6.5 OTROS TIPOS DE ANCLAJES

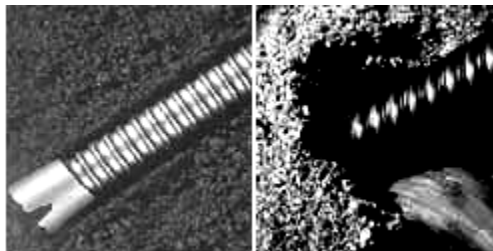
Anclas de Terreno son sistemas de estabilización que consisten en la inserción por medios mecánicos, de barras de acero de alta resistencia (tendón), al terreno que se está excavando; formándose a continuación un bulbo adherente, situado en el extremo más profundo del taladro o barreno, por medio de inyección de lechada de cemento u otros fluidos, o por medio de elementos mecánicos (conchas metálicas expandibles), que funciona como anclaje pasivo del tendón, al cuál se le aplica una fuerza determinada en el extremo contrario al bulbo adherente, reaccionando contra el terreno, y después de fijarse dicha fuerza mecánicamente, se crea el mecanismo suelo-ancla estable.



EL SISTEMA DE ANCLAS AUTOPERFORANTES (DEL – ISCHEBECK).

El sistema de anclas autoperforantes **DEL** - ISCHEBECK actúa bajo un principio elemental: la misma barra sirve sucesivamente como herramienta de barrenación, conducto de inyección y elemento tensor. Para su realización se utiliza barras rígidas de acero de muy alta resistencia no estirado, evitándose con esto los problemas de fragilización por hidrógeno, típico de los aceros normales de presfuerzo, estas barras son a su vez roscadas y huecas en toda su longitud, lo que conjuntamente con las propiedades características del acero le confieren las siguientes ventajas:

- **SOLDABILIDAD**, en ocasiones se requieren realizar trabajos de soldadura en la zona de anclajes.
- **DUCTILIDAD**, para una mejor respuesta sísmica.
- **RESISTENCIA AL CORTANTE**, fundamental en trabajos de "cosido" de estratos que en su caso atraviesa el ancla.
- **NO CORROSION BAJO TENSION**.
- **Máxima ADHERENCIA** al mortero o cemento, por el tipo de roscado.
- **Capacidad para INYECCION A ALTA PRESION** por el espesor de sus paredes.



Anclas autoperforantes

APLICACIONES:

- El sistema de anclas es utilizado fundamentalmente para trabajos de estabilización de estructuras en obras civiles. Presas, puentes, canales (vertedores), taludes en tajos, túneles cimentación de torres de electricidad entre otros.
- Anclas Activas recomendadas para la fijación de estructuras al terreno.
- Anclas Pasivas usadas en obras de contención y estabilización de túneles y laderas.
- Minipilas o Micropilotes empleadas en lugar de Pilas coladas en el lugar, para transmitir al terreno cargas de una estructura tanto de Tensión como de compresión y también para aplicación en terrenos de los cuales se desea mejorar su capacidad de carga mediante Inyección a presión de lechada de cemento, resinas u otros fluidos.

El Sistema DEL y todos sus componentes son 100% compatibles con los aceros de presfuerzo para torones contemplados por las principales normas internacionales vigentes (ASTM, DIN y BS) y están concebidos para obtener el mejor partido de dichos aceros. Lo mismo cabe decir de su compatibilidad con toda clase de procedimientos constructivos, desde los tradicionales de obra falsa y trabes precoladas a los más avanzados de construcción por dovelas (colado en avance, precolado y montaje, empujado, atirantado), estructuras metálicas y mixtas.

El Sistema DEL cumple con las normas y recomendaciones Internacionales vigentes para aceptación de Sistemas de Preesfuerzo.

APLICACIONES:

- Trabes, Losas y Columnas. Para resistir las flexiones y cortantes.
- Puentes Construidos por Voladizos. Para rigidizar la fase ya construida y para resistir las flexiones y cortantes en la fase de servicio.
- Puentes Empujados. Para unir dovelas entre sí y para resistir las flexiones y cortantes durante el empujado y en servicio.
- Puentes por Dovelas Prefabricadas. Para unir dovelas entre sí y tomar flexiones y cortantes en servicio.
- Puentes y otras Estructuras Atirantadas. Para soportar el peso de la Superestructura y resistir sus flexiones y cortantes.
- Anclajes al Terreno. Para pre-comprimir una estructura con el terreno y evitar hundimientos y colapsos del mismo.
- Silos, Tanques y Torres. Para resistir los empujes internos impidiendo fisuraciones.
- Estructuras sobre el Agua para anclarlas al fondo.

- Izajes, Descensos y Desplazamientos de Cargas. Para detenerlas en los puntos de amarre.
- Unión de Elementos Estructurales. Para evitar su movimiento relativo.

VENTAJAS:

- Fuerzas de tensado de hasta 1200 toneladas.
- Escala de gatos adaptada a los cables de composición más usual.
- Gatos con amarre y desamarre frontal, simultáneo y automático con acuñado hidráulico.
- Mínimo desperdicio de cable; puntas de tensado de 25 cm.
- Velocidad de operación: tensado de un cable 12 T 1/2" en 5 minutos.
- Optimo peso, tamaño, manejabilidad y durabilidad e los equipos.

ANCLAJE AS. *AS Activo Simple*. Los anclajes activos o móviles son los que van situados en el extremo de los cables desde el que se aplica la fuerza de tensado

ANCLAJE AE. *AE Activo para postensado externo*. Diseño especial para trabajar ante sollicitaciones dinámicas en los extremos de tendones externos y asegurar la correcta protección anticorrosiva.

ANCLAJE AR. *AR Activo con Rosca*. Se usa cuando el Proyecto exige ajustes en la fuerza de tensado posteriormente al gateo

ANCLAJE PA. *Pasivo por Adherencia Pasivo o fijo*. Se unen cuando el proyecto solo exija el tensado desde un extremo del cable. Si existe espacio para la longitud de adherencia, los PA son los más apropiados.

ANCLAJE PC. *Con cabezas*. Se usan en el lado desde el cuál no se tensa, cuando no se admiten los PA, ni existe acceso para utilizar los AS como pasivos

ACOPLADORES:

ACOPLADOR FIJO. Se utilizan para unión postensada de elementos de concreto presforzado (anclajes de continuidad).

ACOPLADOR MÓVIL. Se utilizan para prolongación de cables de postensado.

DUCTOS.

En el postensado Multitorón adherente, el ducto para formar el hueco para el paso del cable debe ser metálico o plástico y engargolado. De esta manera se garantizan tanto la estanqueidad del hueco destino al cable durante el colado, como la transmisión de la adherencia acero-cemento de concreto.

Para la correcta instalación de presfuerzo multitorón, se deben usar una serie de productos complementarios para la unión de ductos, aditamentos para inyección, preparación de puntas, etc, que **DEL** ha puesto a punto y que son surtidos a recomendados con todos los pedidos de materiales.



DUCTOS METÁLICOS.

DUCTOS PLÁSTICOS.

EQUIPO:

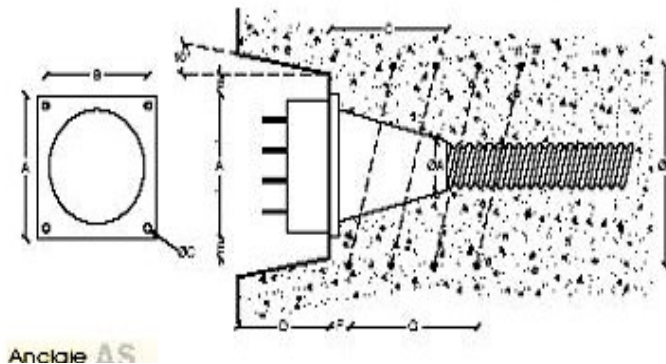
GATOS.

Existen dos líneas de gran rendimiento y durabilidad de los Gatos **DEL** para tensado de cables de torón, ANCLAJE PA. Con o sin acuñado y soldado automático, de peso y tamaño adecuados para sus funciones y para los tamaños y longitudes de los cables.

Gatos E. Los gatos multitorón más ligeros, más fáciles de manejar y de mantener. Estos ofrecen operación manual básica para acuñamiento y soldado, semiautomático, la pérdida en el asiento esta limitado a 10 mm.

ANCLAJE ACTIVO (AS).

Los anclajes activos o móviles son los que van situados en el extremo de los cables desde el que se aplica la fuerza de tensado.

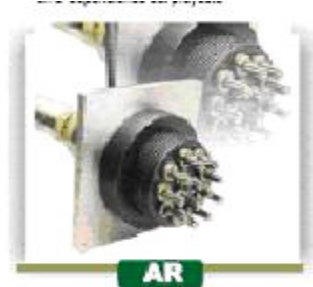


Anclaje AS

AS

ANCLAJE ACTIVO CON ROSCA (AR)

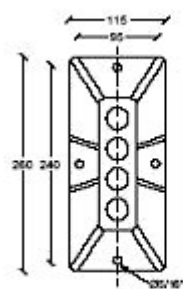
Se usan cuando el Proyecto exige ajustes en las fuerzas de tensado posteriormente al gateo.



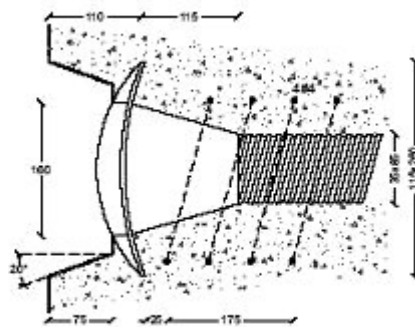
AR

ANCLAJE ACTIVO PARA TENDONES PLANOS (AF).

Usados normalmente en trabajos de solidificación (losas de entrepiso postensadas) y en puentes, para tensado transversal de la losa superior de secciones de concreto en cajón. Postensado torón por torón.



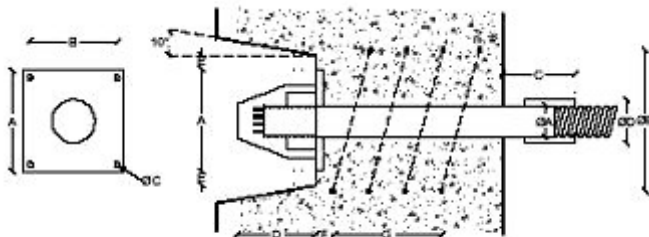
Anclaje AF



AF

• **ANCLAJE ACTIVO PARAPOSTENSADO (AE)**

Diseño especial para trabajar ante sollicitaciones dinámicas en los extremos de tendones externos y asegurar la correcta protección anticorrosiva.



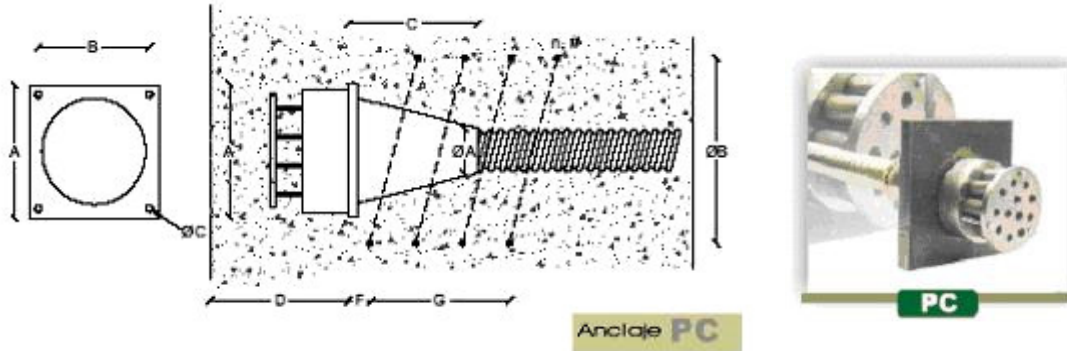
Anclaje AE



AE

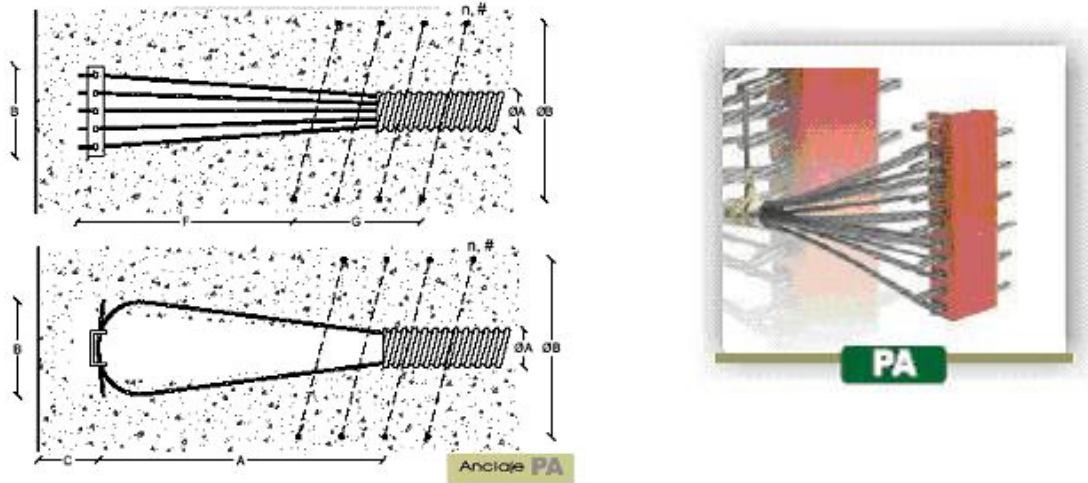
ANCLAJE PASIVO CON CABEZAS (PC).

Se usan en el lado desde el cuál no se tensa, cuando no se admite este tipo de anclajes PA, ni existe acceso para utilizar los AS como pasivos.



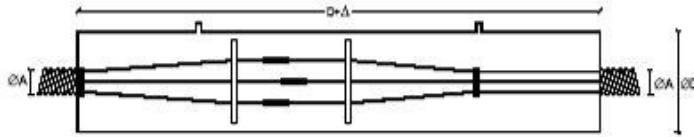
ANCLAJES PASIVO POR ADHERENCIA (PA).

Pasivos o fijos, se usan cuando el proyecto sólo exija el tensado desde un extremo del cable. Si existe espacio para la longitud de adherencia, los PA son los más apropiados.



ACOPLADORES MÓVILES (M).

Se utilizan para prolongación de cables de postensado.



Acoplador M

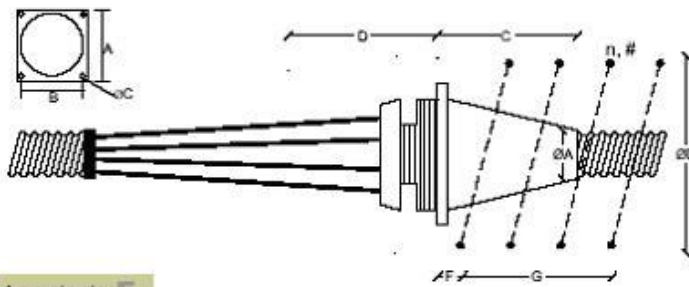
Δ = Alargamiento del tramo de cable entre su anclaje pasivo y el acoplador



M

ACOPLADORES FIJOS (F).

Se utilizan para uniones postensadas de elementos de concreto presforzado (anclajes de continuidad).



Acoplador F



F

3.6.6 PREPARACIÓN DE LOS ASIENTOS PARA LOS ANCLAJES.

ZONAS DE ANCLAJE.

En vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas del preesfuerzo en el anclaje. Estos bloques deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de preesfuerzo y alojar los dispositivos de anclaje, deben ser diseñados para resistir tanto la fuerza máxima de tensado como la fuerza última de diseño de los tendones utilizando $FR = 0.9$ para el concreto.

Para resistir el esfuerzo de ruptura y evitar el agrietamiento y el desprendimiento del recubrimiento, debe colocarse refuerzo en los miembros postensados con la separación y cantidad recomendadas por el fabricante del anclaje. Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe de constar, como mínimo, de barras del n. 3, colocadas cada 8 cm en cada dirección. Esta parrilla se colocará a no más de 4 cm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.



Los anclajes y acopladores para tendones adheridos o no adheridos deben desarrollar, por lo menos el 95% de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos. Sin embargo, para tendones adheridos dichos anclajes y acopladores deben ser ubicados para poder desarrollar el 100% de la resistencia de la ruptura de los tendones en las secciones críticas una vez producida la adherencia al elemento.

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el supervisor y guardados en dispositivos lo suficientemente largos para permitir los movimientos necesarios.

En elementos sometidos a cargas cíclicas se debe atender la posibilidad de fatiga en los anclajes y acopladores.

Los dispositivos de anclaje y acopladores en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

La preparación correspondiente a los asientos para el anclaje deben realizarse conjuntamente con el armado de los elementos a colar. La secuencia más común es la siguiente:

Trazado de los cables y colocación de silletas para los ductos. Para esta operación deben estar ajustados los moldes, a los cuales se refieren las distancias que definen sus trayectorias en el Proyecto. En las tablas se señalan los diámetros exteriores de los ductos.

Habilitado, tendido y cierre estanco de ductos engargolados. Los tramos de ducto se empatan por medio de coples a los cuales se enroscan. Después se sellan todas las uniones y todos los puntos para prevenir que pudiera entrar el cemento en el momento del colado, mediante cintas para unión.

Colocación de culatas de anclaje y refuerzos de reventamiento. Cada culata debe de ir fijada al molde que forma la cara del concreto en el extremo del anclaje. Este molde debe llevar la inclinación que marque el Proyecto con el fin de que la cara de concreto sea perfectamente perpendicular a la trayectoria del cable. El extremo del ducto engargolado se introduce en el cono de anclaje y la unión se sella con cinta. Si el Proyecto no define el refuerzo de reventamiento, se coloca el recomendado en las tablas de anclajes.

Colocación de aditamentos para inyección. Los respiraderos se amarran a los ductos en los siguientes puntos: en los Extremos, cada 20 metros del ducto y En los puntos altos cuando el cable tiene varias curvaturas.

Las boquillas se colocan en los orificios previstos en las culatas de anclaje. En ambos casos se conectan ductos para la salida de la mezcla.

En el caso de utilizar anclajes pasivos ahogados en el concreto (PA o PC), debe colocarse el cable dentro del ducto antes de colado. En ese caso, dependiendo de los medios de izaje con que se cuente la obra, se puede pre-insertar el cable y colocar el conjunto cable-ducto. La colocación de acopladores sigue los mismos pasos que a de anclajes, con ciertas instrucciones de preparación que son proporcionados con el suministro.

3.6.7 AUTOANCLAJE.

El anclaje de cables de acero de sección oval, formado de 10 o menos alambres, y que por lo mismo no requieren un alto valor de preesfuerzo, en el Sistema Philipp Holzmann, se efectúa por la adherencia entre el acero ya tensado y la lechada que se inyecta después de efectuada tal operación, no requiriéndose, por lo mismo, un anclaje especial. El procedimiento seguido en estos casos es el siguiente:

A un tramo de acero de alta resistencia, alojado dentro de la vaina, se le hacen, con maquina operadora a mano, unas muescas, que consisten en doblar las varillas en forma que su mayor superficie gire 90° con respecto a la misma, quedando por consiguiente este tramo en distinto plano respecto del resto de la varilla.

El cable alojado en el ducto, se acomoda en el interior de la vaina, en forma desplegada mediante separadores de placas y un tubo, como se muestra en la figura del gato.

La vaina, se conecta al ducto, mediante cinta aislante y se recubre exteriormente con un refuerzo en espiral, para reforzar al concreto durante la aplicación de la reacción de los gatos, que se efectúa a través de la placa provisional de apoyo, la cual sienta en un empaque de hule.

Para efectos de tensado, las varillas se agrupan de dos en dos, en planos horizontales separados con las placas, que disponen de una perforación para permitir el paso de un tornillo, que sujetará tanto a las placas como al cable.

Una vez que se ha colocado sobre la superficie de concreto la placa de apoyo, las placas separadoras, y el tornillo, que se deja flojo, se sienta la base del gato doble (cuenta con dos pistones gemelos), el cual dispone de una silleta en su base para alojar el conjunto de anclaje provisional.

En la cabeza de los gatos, y siguiendo su eje de simetría y el del cable, se coloca otro anclaje idéntico al anterior descrito, apretando en este caso el tornillo a una presión establecida de antemano, mediante un torsiómetro (dinamómetro, propiamente dicho, que mide la fuerza que se aplica en el maneral, mediante una aguja indicadora que permanece fija durante esta operación, en tanto que la placa que aplica la torsión se flexiona).

Las placas separadoras, son de menor dureza que el acero de los alambres, por lo que el corrugado de estos se incrusta en dichas placas, con lo que la fijación del cable se completa.

Al inyectar aceite a las entradas de los gatos, el extremo correspondiente al segundo anclaje provisional se desplazará igual distancia que la recorrida por los pistones. Véase la figura; obsérvese la aguja indicando el alargamiento del cable en una escala fija a la base de los gatos. (Convencionalmente se ha designado en este caso, como base de los gatos, la que corresponde a la parte superior de sus pistones).

Una vez obtenido el alargamiento deseado, se aprieta el tornillo, en igual forma con que se apretó el tornillo, y se afloja posteriormente este último, quedando sujeto el cable de su primer anclaje provisional; pudiéndose continuar con el mismo gato del tensado de otros cables, para lo cual es preciso contar con dotación suficiente de placas de apoyo, y placas separadoras.

Se inyecta lechada por la entrada, y una vez que ha endurecido se retira el anclaje provisional, quedando, como se indico primeramente; sujeto al cable por simple adherencia y por el apoyo directo que se le suministra la superficie de las muescas.

El lado opuesto, antes del tensado, se ancla provisionalmente en igual forma no siendo necesario el empleo del otro gato, por lo que simplemente se instala un solo anclaje de placas separadoras y tornillo apretándolo con igual procedimiento; por esta causa el cable, en este extremo, se deja más corto a fin de no desperdiciar acero.

3.6.8 TENSADO DE LA ARMADURA.

TENSADO.

La secuela de operaciones es la siguiente:

Se cortan las puntas de los cables a una distancia de 40 cm de la placa de reparto (70 cm si se prevé la posibilidad de destensar) del lado del anclaje activo y de 15 cm, del lado del anclaje pasivo, se eliminan los sobrantes de ducto que hayan quedado en el interior de los conos de anclaje y se coloca la placa de anclaje con sus cuñas.

Se coloca el marco portante, la placa de acuñado y luego el gato, estando éste suspendido del dispositivo que lleva para el efecto.

Se efectúa el tensado por escalones graduales de presión hidráulica de 100 Kg/cm² o 100 bar, según las unidades del manómetro. Ello se hace simplemente accionando la placa de TENSADO de la unidad de bombeo. El amarre de los torones tiene lugar automáticamente.

Durante el tensado se anotan los desplazamientos parciales del pistón en todos los escalones, excepto el de 0 a 100 Kg/cm², el cual se obtiene como el promedio de todos los parciales de 100 Kg/cm², con lo que se absorbe el desplazamiento aparente causado por el acomodo inicial del gato y del cable.

La suma de todos los parciales da el alargamiento real del cable relativo a la estructura, el cual debe constatarse con el alargamiento esperado, que se deduce de los datos del Proyecto y de las características del torón.

Se realiza el acuñado, simplemente accionando la placa de ACUÑADO de la unidad de bombeo. La presión hidráulica puede observarse en el manómetro y sube hasta un límite previamente fijado, inferior a 200 Kg/cm².

Se regresa el pistón, simplemente accionando la placa de RETROCESO de la unidad de bombeo. El desamarre se realiza automáticamente al final del retroceso, quedando el gato listo para tensar de nuevo.



3.6.9 INYECCIÓN DE CEMENTO.

DUCTOS PARA POSTENSADO.

Los ductos para postensado no deben permitir el paso del concreto a su interior y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material de relleno.

Para facilitar la inyección de lechada el diámetro interior de ductos que alojen un solo tendón será al menos 6mm mayor que el diámetro del tendón; el área transversal interior de ductos que alojen varios tendones será por lo menos igual al doble del área transversal de todos los tendones.



LECHADA PARA TENDONES ADHERIDOS.

La lechada para inyección debe ser de cemento Pórtland y agua, o de cemento Pórtland, arena y agua; estos materiales deben cumplir con los requisitos especificados en las Normas Oficiales Mexicanas (NOM C 1, NOM C 2, NOM C III, NOM C 122 Y NOM C 225). Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, puede usarse aditivos que no sean dañinos ni a la lechada ni al acero ni al concreto, y no debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en:

Resultados de ensayos sobre la lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección.

Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejante y en condiciones de campo comparables.

El contenido del agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero la relación agua-cemento en peso no será mayor que 0.45. No se podrá emplear agua para incrementar la fluidez de la lechada si aquélla fue disminuida por retraso en su colocación.

La lechada debe inyectarse con equipo mecánico de mezclado y agitación continua que de su lugar a una distribución uniforme de los materiales; así mismo, debe bombearse de modo que llene los ductos completamente de los tendones.

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecta la lechada, debe ser mayor que 2°C, y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 5 cm, fabricados por la lechada y curados en la obra, lleguen a una resistencia mínima a la compresión de 55 Kg/cm². Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 30°C.

INYECTADO.

Una vez aprobado el tensado por la Supervisión y en un plazo que no conviene exceda de una semana:

Se cortan las puntas a una distancia de 3 cm. de las cuñas.

Si el elemento de concreto que se preesfuerzo lleva cajetines en los extremos de anclajes, éstos se cuelan con concreto de por lo menos 250 Kg/cm^2 , para formar los tapones para la inyección. Si no los lleva, se colocan capuchas atornilladas a las placas de reparto, que cumplen la misma función.

Se introduce aire comprimido por uno de los ductos de inyección (en ocasiones el Proyecto no lo requiere).

Se conecta la inyectora a uno de los ductos de inyección.

Se bombea agua a través del ducto. De esta manera se facilita el posterior paso de la mezcla.

Se pasa la mezcla a la cubeta de inyección, donde se mantiene agitada en forma automática.

Se bombea la mezcla hasta que salga con su propia consistencia por todos los ductos del cable que se inyecta. En ese momento se procede a cerrarlos sin detener el bombeo, con lo cual sube la presión. Cuando esta alcanza 8 Kg/cm^2 , o el valor indicado en el Proyecto, se cierra el conducto de entrada y se desconecta. El bombeo se puede interrumpir en cualquier momento haciendo reciclar la mezcla a la cubeta de inyección.

PROTECCIÓN DE TENDONES DE PREESFUERZO.

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de preesfuerzo se debe realizar de modo que éste no quede sujeto a altas temperaturas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

Los tendones no adheridos deberán estar completamente cubiertos con materiales adecuados para asegurar la protección contra la corrosión.

El recubrimiento de los tendones deberá ser continuo en toda su longitud no adherida, y deberá prevenirse que se introduzca lechada o la pérdida del material de recubrimiento durante la colocación del concreto.



3.7 SISTEMA DE PRETENSADO.

El término pretensado se usa para describir el método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan antes de colar el concreto. Se requiere de moldes o muertos (bloques de concreto enterrados en el suelo) que sean capaces de soportar el total de la fuerza de presfuerzo durante el colado y curado del concreto antes de cortar los tendones y que la fuerza pueda ser transmitida al elemento.

El pretensado puede usarse en la obra cuando se requiera de un gran número de unidades similares prefabricadas, pero normalmente se lleva a cabo en la planta donde ya han sido previamente construidas mesas permanentes de tensado. El método más efectivo es el de producción a gran escala, en la que un cierto número de unidades análogas se producen simultáneamente. Los tendones de acero se tensan entre las placas de anclaje situadas en cada extremo de una mesa larga de tensado. Dichas placas se encuentran soportadas por grandes secciones de acero ahogadas en un macizo de concreto (muerto de anclaje) en cada extremo de la superficie de colado. En uno de los extremos, la placa de anclaje se apoya directamente en las viguetas de acero soportantes, denominadas apoyo fijo. En el otro extremo, el de tensado, se introducen puntales de acero temporales entre la placa de anclaje y las viguetas de apoyo. Las placas de anclaje son placas gruesas de acero con agujeros por donde los alambres o torones pueden introducirse y anclarse. Los extremos de cada unidad tienen un tope que se taladra de acuerdo con la colocación de los tendones requeridos y del diámetro de los alambres o torones utilizados.

Los torones o alambres se arrastran a todo lo largo de la mesa de tensado, enhebrándose en los topes y en las placas de anclaje que finalmente se sujetan al apoyo fijo. En el otro extremo de la mesa, el tensado se inicia una vez que hayan sido colocados todos los alambres. Los cables se estiran para levantarlos de la mesa y aplicar la carga. Puede tomarse lectura de la extensión y compararse con el valor calculado, pero como, de hecho, los tendones tienen libertad de movimiento es la fuerza en el cable la que reviste una importancia primordial. En seguida se ancla el alambre y se descarga el gato. La secuencia del tensado no es muy importante en el pretensado, pero es esencial un tensado preciso.

En el pretensado, la adherencia entre el acero tensado y el concreto, es de vital importancia y en ésta debe preverse que el acero quede libre de cualquier material, tal como el aceite o grasa de los moldes, que interfiera con la adherencia.

Para obtener una comparación completa del concreto, se deben de emplear vibradores, ya sean internos ó externos.

Como ocurre con cualquier concreto, el curado es necesario y es un proceso que se acelera mediante la introducción de vapor bajo una cubierta apropiada.

Cuando el concreto ha adquirido suficiente resistencia, los puntales provisionales son sustituidos por los gatos que pueden irse aflojando lentamente. Como el acero tensado tiende a regresar a su longitud original, la adherencia entre el concreto y el acero evita que suceda esto, de tal manera que el concreto queda sometido a compresión.

La fuerza en cada tendón se transfiere al concreto en una cierta longitud denominada "longitud de transmisión". Esta longitud se afecta considerablemente por las condiciones de la superficie con respecto a los alambres.

En los procedimientos descritos hasta ahora, todos los tendones se han mantenido rectos, continuamente adheridos al concreto. Aun cuando la mayoría de las unidades pretensadas se construyen de esta manera no proporciona el uso más eficiente de la fuerza de presfuerzo, en lo que respecta a miembros a flexión de sección constante.

3.7.1 EL AUTOANCLAJE.

Se denominan anclajes los dispositivos de sujeción de los extremos de las armaduras activas.

Los anclajes deberán ser capaces de retener eficazmente los tendones, resistir su carga unitaria de rotura, y transmitir al concreto una carga, al menos, igual a la máxima que el correspondiente tendón pueda proporcionar, tanto bajo cargas estáticas como dinámicas.

Los sistemas de anclaje por cuñas serán capaces de retener los tendones de tal forma que, una vez finalizada la penetración de cuñas, no se produzcan deslizamientos respecto al anclaje.

Todos los elementos que constituyan un anclaje deberán someterse a un control efectivo y riguroso y fabricarse con una tolerancia tal que, dentro de un mínimo sistema, tipo y tamaño, todas las piezas resulten intercambiables. Además, deberán ser capaces de absorber, sin menoscabo para su efectividad, las tolerancias dimensionales establecidas para las secciones de las armaduras.

En el caso de anclajes por cuñas, el fabricante o suministrador deberá, además, aportar datos sobre el deslizamiento que puedan experimentar las armaduras en los anclajes durante el ajuste de las cuñas, y la magnitud del movimiento conjunto de armadura y cuña que se produzca por penetración. Ambos valores deberán tenerse en cuenta al fijar la tensión que deba darse a los tendones, para poder compensar las pérdidas correspondientes.

En general se utilizara el equipo de tensado recomendado por el suministrador del sistema, con la aprobación del Director de obra.

Los anclajes deberán entregarse convenientemente protegidos para que no sufran daños durante su transporte, manejo en obra y almacenamiento. Se guardaran convenientemente clasificados por tamaños y adoptarán las precauciones necesarias para evitar su corrosión o que puedan ensuciarse o entrar en contacto con grasas, aceites no solubles, pintura o cualquier otra sustancia perjudicial.



ANCLAJE DEL ACERO Y LONGITUD DE DESARROLLO.

En elementos pretensados, los torones de tres o siete alambres deben estar adheridos más allá de la sección crítica en una longitud de desarrollo, L_d , no menor que la requerida para desarrollar el esfuerzo de los torones. L_d se puede determinar por medio de la suma de las longitudes de adherencia, L_{ad} , más la longitud de desarrollo adicional para que se llegue al esfuerzo máximo.

$$L_d \geq 0.0014 (L_{ad} + L_{des})$$

$$L_d \geq 0.0014 ((f_{se}/3)d_b + (f_{sp} - f_{se}) d_b)$$

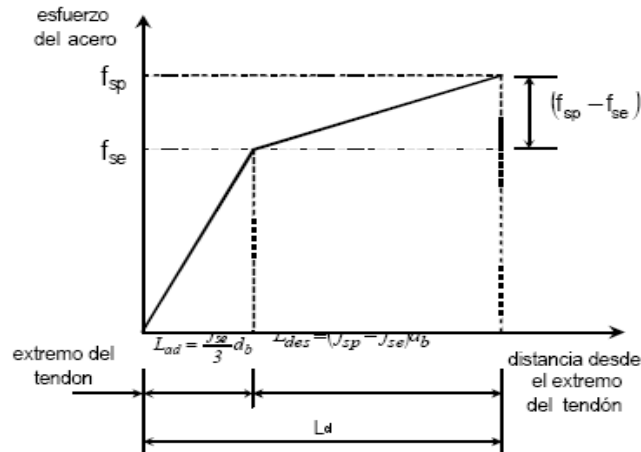
Donde:

f_{sp} = esfuerzo del torón cuando se alcanza la resistencia de la sección.

f_{se} = esfuerzo efectivo después de pérdidas.

d_b = diámetro nominal del torón.

En la siguiente figura se aprecia esquemáticamente L_{ad} y L_{des} .



Variación del esfuerzo del torón con respecto a la longitud de desarrollo.

Cuando el peralte de la viga rebase 75 cm. debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos. Las NTC-C especifican que en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m., el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_s = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)}$$

Donde:

a_s (cm²/cm) es el área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera por unidad de ancho de la pieza.

El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a X_1 , en cm, que es la dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo.

Si X_1 no excede de 15 cm., el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si X_1 es mayor que 15 cm., el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5 a_s .

Por sencillez, en vez de emplear la ecuación anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.3 por ciento en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de 3.5 X_1 . En casos de contracción pronunciada debe aumentarse la cantidad de acero no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones de manera que se eviten agrietamientos excesivos. También, se hará lo anterior cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

3.7.2 CRITERIOS CONSTRUCTIVOS.

La fabricación de elementos prefabricados de concreto normalmente se lleva a cabo en plantas fijas de producción, las cuales cuentan con el equipo y personal especializado para elaborar, bajo estrictas normas de calidad, diferentes productos solicitados por la industria de la construcción. También se pueden prefabricar elementos a pie de obra, que por su peso, tamaño o condiciones propias de la obra requieren que sean fabricados en sitio.



Fabricación en obra de una viga cajón con aletas pretensada de grandes dimensiones (Línea B metro de la Ciudad de México).

- Colocación del fondo de la cimbra.
- Desmoldante.
- Colocación y tensado de torones.
- Colocación de acero de refuerzo y estructural.
- Colocación de costados con desmoldante.
- Colado.
- Vibrado (inmersión, molde vibrador, extrusoras).
- Cubierta con lonas y curado con vapor (6-10 horas).
- Revisión del $f'c$ y cortado de torones (en orden).
- Descimbrado de costados.
- Extracción y resane.
- Almacenaje.

MOLDES.

Una planta de prefabricación deberá contar con las instalaciones propias para la elaboración de elementos de concreto de alta calidad. Para ello se requieren moldes que permitan al personal encargado de la producción, fabricar elementos que cumplan con las especificaciones de calidad y dimensiones del proyecto.

La apariencia en la superficie de cualquier elemento precolado está directamente relacionada con el material y la calidad de los moldes. Éstos se pueden hacer de materiales como madera, concreto, acero, plástico, fibra de vidrio con resinas de poliéster, yeso o una combinación de estos materiales. Para la fabricación de elementos estructurales, los moldes son generalmente de acero, concreto o madera, siendo los otros materiales más usuales en la prefabricación de elementos arquitectónicos de fachada. Los moldes deberán de construirse suficientemente rígidos para poder soportar su propio peso y la presión del concreto fresco, sin deformarse más allá de las tolerancias convencionales. Los moldes de madera deberán ser sellados con materiales que prevengan la absorción.



Molde de concreto para trabe cajón

Los de concreto deberán tratarse con una membrana de poliuretano que tape el poro de la superficie para evitar la adherencia con el concreto fresco y permitir el desmolde de la pieza sin daños. Los de plástico no se deberán de usar cuando se anticipen temperaturas superiores a los 60 grados centígrados. Algunos plásticos son susceptibles a agentes desmoldantes por lo que deberá analizarse la factibilidad de su uso. Cuando se usen moldes de acero se asegurará que no exista corrosión, bordes de soldadura o desajustes en las juntas.

En el sistema de prefabricación pretensada, algunos moldes están fabricados de tal forma que los cables o torones de presfuerzo se anclan en los extremos del mismo molde. A estos moldes se les denomina autotensables y pueden ser de concreto o de acero. Los moldes autotensables de concreto se usan en plantas fijas de prefabricación y la fuerza presforzante se transmite entre los dos anclajes extremos a través de traveses o paredes longitudinales de concreto propias del molde. Los moldes autotensables de acero (como se observa en las siguientes figuras.) contienen canales, vigas o tubos adosados a los lados del molde, que transmiten la fuerza del presfuerzo en toda la longitud. Por su relativa ligereza y capacidad de poder seccionarse, este tipo de moldes se pueden usar para prefabricar elementos a pie de obra. Estos moldes deberán de ser lo suficientemente rígidos para soportar la fuerza sin pandearse o deformarse fuera de las tolerancias requeridas.



Molde metálico autotensable de sección I



Molde y mesa de colado de concreto presforzado para traveses doble T

MESA DE COLADO.

Las mesas de colado en una planta de prefabricados son líneas de producción de gran longitud. La longitud de las mesas varía de acuerdo a las limitaciones de las plantas entre 60 y 150 m. dependiendo del tipo de elemento. El presforzado simultáneo de varios elementos a la vez en una misma mesa de colado tiene como resultado una gran economía de mano de obra, además de eliminar el costoso herraje del anclaje en los extremos, propios del postensado. Como se explicó, en el sistema de prefabricación pretensada los cables o torones de presfuerzo se anclan previos al colado de la pieza. Estos soportes sobre los que se anclan los cables se llaman “muertos” y están localizados en los extremos de la mesa de colado. Los muertos son bloques de concreto enterrados en el suelo de dimensiones y peso tales que resisten por la acción de su peso el momento de volteo que produce la fuerza de tensado. Por el costo de los muertos y su condición de instalación fija se utilizan generalmente en líneas de producción de gran longitud. Entre los muertos se pueden colocar moldes totalmente fijos de acero, o moldes intercambiables de acero, madera o mixtos de acuerdo a la sección que se requiera fabricar.

Los moldes autotensables de acero no requieren de muertos para soportar la fuerza de presfuerzo. Solamente se deben fijar a una mesa de concreto que permita el movimiento longitudinal debido a la contracción y dilatación del molde en el caso de ser metálicos.



Molde autotensable de acero (trabe doble T)

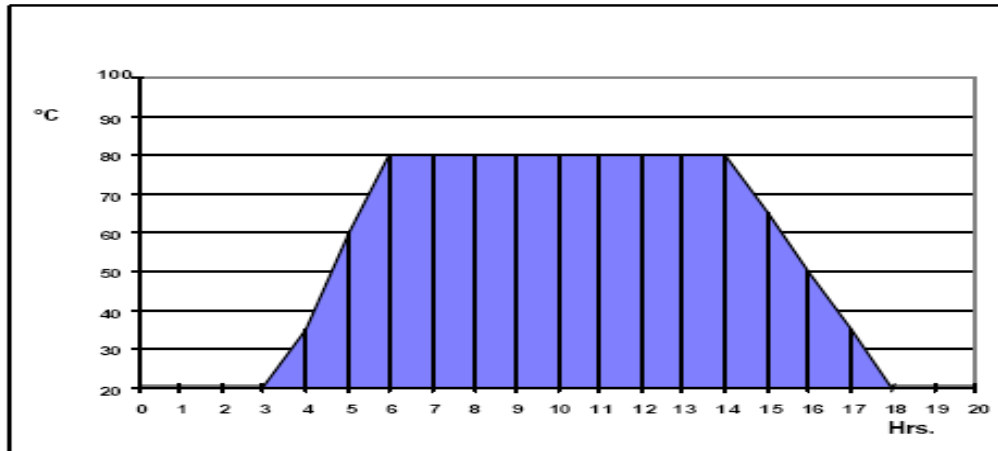
En el sistema de postensado, las mesas de colado no son tan largas, pues el colado generalmente se hace pieza por pieza.

No se requiere de muertos que soporten la fuerza de presfuerzo. Solamente se requiere que la mesa sea una superficie plana, generalmente una plancha de concreto con suficiente rigidez para soportar las cargas debidas al molde, al colado y a las operaciones de desmolde.

CURADO.

Una de las principales ventajas de la prefabricación es la rapidez con la que se ejecutan las obras. Esto se debe en gran medida a la velocidad con la que se hacen los ciclos de colado de los elementos prefabricados. Para ello se requiere que el método de curado del concreto acelere las reacciones químicas que producen un concreto resistente y durable. El método de curado más utilizado en elementos prefabricados y especialmente en los pretensados es el curado a vapor. Con la aplicación de este método es posible la producción de elementos presforzados en forma económica y rápida al permitir la utilización diaria de los moldes.

El ciclo de curado con vapor es el siguiente:



Proceso de curado a vapor

Después del colado se debe esperar de 3 a 4 horas hasta que el concreto alcance su fraguado inicial, protegiéndolo con una lona para evitar la deshidratación de la superficie.

Se eleva la temperatura hasta 33° ó 35° C durante una hora. En las siguientes 2 horas se elevará gradualmente hasta llegar a 70° u 80° C.

El proceso de vaporizado durará de 6 a 8 horas manteniendo la temperatura entre 70° y 80° C.

Seguirá un período de enfriamiento gradual cubriendo al elemento para lograr que el enfriamiento sea más lento y uniforme. La duración total del proceso es de aproximadamente 18 horas, lo que permite, como se mencionó anteriormente, la utilización del molde todos los días.



Vista de elementos curados a vapor

DESMOLDE DE ELEMENTOS.

Como se ha explicado en capítulos anteriores, en el sistema de pretensado se requiere que el concreto haya alcanzado la resistencia a la compresión f'_{ci} , necesaria para resistir los esfuerzos debidos a la transferencia del presfuerzo al cortar los cables y liberar a las piezas para su extracción. Generalmente el valor de f'_{ci} se considera del 70 u 80 por ciento del f'_{c} de diseño.

Es importante que el corte individual de los cables se haga simultáneamente en ambos extremos de la mesa y alternando cables con respecto al eje centroidal del elemento para transferir el presfuerzo uniformemente y evitar esfuerzos que produzcan grietas, alabeos o pandeo lateral.

El desmolde de los elementos precolados se realiza mediante el uso de grúas, marcos de carga, grúas pórtico o viajeras. Los elementos cuentan con accesorios de sujeción o izaje (orejias) diseñados para soportar el peso propio del elemento más la succión generada al momento de la extracción de la misma. Su localización está dada de acuerdo al diseño particular de la pieza que deberá especificarse en los planos de taller correspondientes.

Para tomar en cuenta las fuerzas en el elemento causadas por la succión y el impacto se utilizan como práctica común factores de incremento al peso propio de la pieza de acuerdo a la sig. Tabla. Estos factores se usan en diseño por flexión de paneles y no se deben de aplicar a factores de seguridad en accesorios de izaje.



Desmolde de trabe cajón.

Desmolde		
Producto Tipo	Acabado	
	Agregado expuesto (con retardante)	Liso del molde (sólo desmoldante)
Plano, con lados removibles sin juntas falsas	1.2	1.3
Planos con juntas falsas	1.3	1.4
Estriado o acanalado con Desplome apropiado ¹	1.4	1.6
Esculpido	1.5	1.7
Manejo de elementos de patio y montaje		
Todos los productos	1.2	
Transporte		
Todos los productos	1.5	

¹Por ejemplo en dobles T, canales, T sencilla y paneles estriados

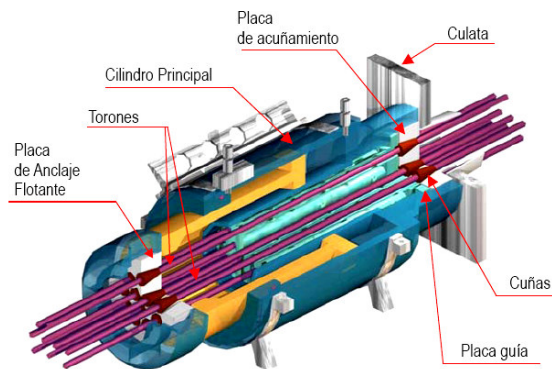
Factor de incremento de carga estática para considerar fuerzas al desmoldar y fuerzas dinámicas en el manejo de elementos precolados.

3.7.3 MAQUINARIA PARA EL TENSADO.

GATO E.

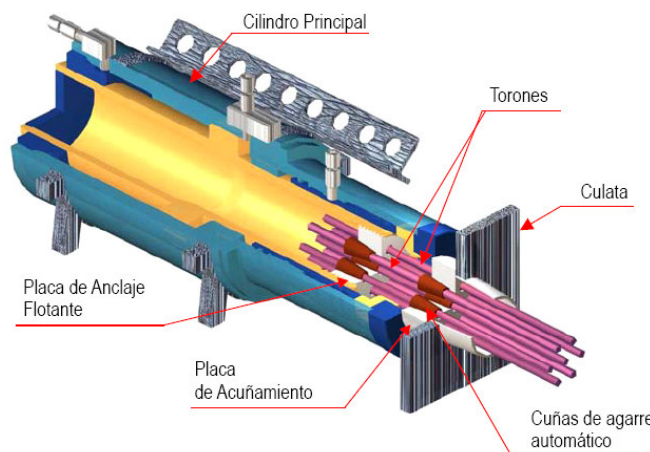
Existen dos líneas de gran rendimiento y durabilidad de los Gatos para tensado de cables de torón, con ó sin acuñado y soldado automático, de peso y tamaño adecuado para sus funciones y para los tamaños y longitudes de los cables.

Los Gatos multitorón más ligeros, más fáciles de manejar y de mantener. Estos ofrecen operación manual básica para acuñamiento y soldado semiautomático; la pérdida en el asiento esta limitada a 10 mm.



GATO T.

La línea de Gatos T son equipados con amordazados/soldado automático frontales y dispositivo de asiento de cuñas, realizan una operación de tensado/acuñado, en menos de 10 minutos y requieren puntas de torón de sólo 0.3 m para medidas normales de torón. Son la opción recomendada para tendones cortos y operaciones precisas de tensado, incluyendo control de pérdida en el asiento de las cuñas.



3.7.4 EL CONCRETO.

La mezcla de concreto para una obra de presfuerzo deberá ser trabajable cuando se encuentra en estado fresco y resistente cuando haya endurecido. La trabajabilidad del concreto fresco aumenta con un mayor contenido de agua y una buena granulometría de los agregados, en tanto que la resistencia del concreto endurecido –la que se incrementa con la edad- se aumenta con una relación agua-cemento reducida y por un incremento en la compactación. La contraposición de estos requisitos ha sido objeto de amplios estudios y actualmente se conoce la posibilidad de satisfacerlos, así como la forma de predecir una resistencia mínima a la compresión después de que haya transcurrido un tiempo especificado.

En trabajos de pretensado, cuando todo el esfuerzo se aplica simultáneamente, se presenta la mayor pérdida debido a la deformación elástica y, en caso del postensado, la pérdida es nula, ya que el concreto constituye el anclaje y el esfuerzo en el concreto se alcanza por una transferencia directa al tensar el acero. En el postensado, donde el esfuerzo se aplica por etapas, existe un esfuerzo progresivo, reduciéndose este en todo el acero que ha sido previamente tensado. Por lo tanto, la pérdida es intermedia entre una cantidad nula y la total que se presenta en el pretensado.

El concreto que se usa para presforzar se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de $f'c$ oscilan entre 350 y 500 kg/cm^2 , siendo el valor estándar 350 kg/cm^2 . Se requiere esta resistencia para poder hacer la transferencia del presfuerzo cuando el concreto haya alcanzado una resistencia de 280 kg/cm^2 . La gran calidad y resistencia generalmente conduce a costos totales menores ya que permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros utilizados. Con ello, se logran ahorros significativos en peso propio, y grandes claros resultan técnica y económicamente posibles. Las deflexiones y el agrietamiento del concreto pueden controlarse y hasta evitarse mediante el presfuerzo. Es posible el uso de aditivos y agregados especialmente en elementos arquitectónicos.

3.7.5 LA ARMADURA.

ACERO DE PRESFUERZO.

El acero de presfuerzo es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Existen tres formas comunes de emplear el acero de presfuerzo: alambres, torón y varillas de acero de aleación.

ACERO ESTRUCTURAL.

En muchos elementos prefabricados es común el uso de placas, ángulos y perfiles estructurales de acero. Éstos son empleados en conexiones, apoyos y como protección. El esfuerzo nominal de fluencia de este acero es de 2,530 kg/cm².

MALLA ELECTROSOLDADA.

Por su fácil colocación, las retículas de alambre o mallas Electro soldadas se emplean comúnmente en aletas de trabes cajón, doble te y similares. El esfuerzo nominal de fluencia es de 5,000 kg/cm². La nominación más común de los distintos tipos de malla es como sigue: SL x ST - CML / CMT en donde S es la separación en pulgadas, CM es el calibre y L y T son las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. La malla más comúnmente utilizada es la 6x6-6/6.

3.7.6 LAS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO.

Como se ha mencionado, existen varias razones por las que la fuerza de presfuerzo efectiva que actúa en el elemento es menor que la fuerza aplicada por el gato. Esta reducción de la fuerza efectiva, llamada pérdida, puede llegar a ser mayor al 30 por ciento en los elementos comúnmente empleados. Por ello, estimar las pérdidas asignando un porcentaje como lo permiten las normas vigentes para el Distrito Federal puede resultar en un diseño poco conservador, y las consecuencias se reflejarán a largo plazo una vez que todas las pérdidas se presenten. Subestimar o sobrestimar las pérdidas implica errar en la estimación de los esfuerzos y deformaciones en las distintas etapas de servicio del elemento; sin embargo, para la etapa última cuando se evalúa la resistencia del elemento, las pérdidas no influyen debido a que esta resistencia es función del equilibrio interno de fuerzas y deformaciones.

Las pérdidas totales, ΔPT , están dadas por la suma de las pérdidas iniciales, ΔPT_i , más las diferidas, ΔPT_d

$$\Delta PT = \Delta PT_i + \Delta PT_d$$

Las pérdidas más comunes en elementos presforzados son:

$$\Delta PT_i = \Delta FR + \Delta DA + \Delta AE + \Delta DT + \Delta RE_i$$

$$\Delta PT_d = \Delta CC + \Delta FP + \Delta Red$$

Donde:

ΔFR = pérdida por fricción.

ΔDA = pérdida debida al deslizamiento del anclaje.

ΔAE = pérdida debida al acortamiento elástico.

ΔDT = pérdida debida al desvío de torones.

ΔCC = pérdida debida a la contracción del concreto.

ΔFP = pérdida debida al flujo plástico del concreto.

ΔRE = pérdida debida a la relajación del acero.

PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS O INMEDIATAS.

Perdidas por deslizamiento del anclaje. En los miembros postensados la fuerza del gato se libera transfiriéndose al concreto por medio de dispositivos de anclaje. Existe inevitablemente un deslizamiento entre estos dispositivos y el acero de presfuerzo a medida que las cuñas realizan el anclaje mecánico de los tendones, o a medida que se deforma el anclaje.

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada, formados por		K (1/m)	μ (1/rad)
Alambres		0.001 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia		0.0001 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres		0.0005 a 0.0065	0.15 a 0.25
Alambre y torones de siete alambres no adheridos	cubiertos con resina	0.0010 a 0.0020	0.05 a 0.15
	Preengrasados	0.0003 a 0.0020	0.05 a 0.15

Coefficientes de fricción para cables de postensado

Lo mismo sucede en los elementos pretensados al momento en que la fuerza presforzante se transfiere de los gatos a los anclajes colocados en los muertos, aunque en general esta pérdida se desprecia debido a la eficiencia de los equipos utilizados en pretensado.

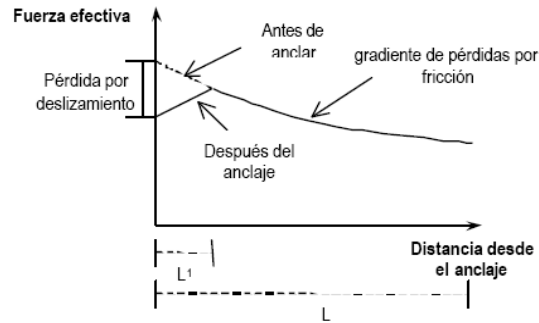
La pérdida por deslizamiento del anclaje se calculará utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta DA = e \cdot E \frac{dl}{L} E_{sp}$$

Donde:

L es la longitud del tendón, E_{sp} el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y dl es el deslizamiento. dl es proporcionado por el fabricante y debe estar claramente especificado, pudiendo variar de 1 a 10 mm. La ecuación anterior se basa en la suposición de que el deslizamiento se encuentra uniformemente distribuido a lo largo de la longitud del tendón. Lo anterior puede no suceder en elementos postensados con pérdidas por fricción ya que las pérdidas por deslizamiento se concentrarán en los extremos disminuyendo

proporcionalmente con la fricción (Huang T., 1969). Se debe trazar un diagrama de fuerza efectiva como el de la siguiente figura y considerar la fuerza efectiva en cada sección como la suma del deslizamiento y la fricción. En caso de no existir fricción, la pérdida por deslizamiento se reflejará a todo lo largo del elemento. Fricción. Esta pérdida se presenta sólo en elementos postensados.



Pérdida de la fuerza efectiva de presfuerzo debida al deslizamiento de los anclajes y a la fricción

Perdidas por fricción. Esta pérdida se presenta sólo en elementos postensados. Durante el proceso de tensado, a medida que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante y la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. Las pérdidas debido a la fricción entre el tendón de presfuerzo y los ductos deberán tomarse como:

$$\Delta FR = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

Donde:

f_{pj} = Esfuerzo en el acero al tensado (kg/cm^2).

x = Distancia desde el anclaje hasta el punto en consideración (m).

K = Coeficiente de fricción secundario o de deformación no intencional ($1/\text{m}$).

μ = Coeficiente de fricción primario por curvatura intencional ($1/\text{rad}$).

α = Suma total de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria del presfuerzo desde el anclaje hasta el punto en consideración (rad).

La ecuación anterior se basa en considerar a la pérdida total por fricción como la suma de la fricción primaria debida a la curvatura intencional del tendón que está dada por el factor $\mu\alpha$ y por la fricción secundaria debida a la deformación no intencional del ducto dada por Kx . Si la curvatura intencional es nula ($\alpha=0$), no existe pérdida por este concepto; a medida que se suman las distintas curvaturas impuestas al ducto, ésta pérdida aumenta también de valor. Por otro lado, la pérdida no intencional es directamente proporcional a la distancia x ; por ello, cuando las pérdidas por fricción sean muy grandes, se deberá tensar por ambos lados de l elemento. Los valores de los coeficientes de fricción K y μ se muestran en la Tabla 2, y deben quedar claramente especificados en los planos.

Perdidas por desviación de torones. Similar a las pérdidas por fricción en elementos postensados, los mecanismos de desvío de torones, que se utilizan con la finalidad de mejorar el comportamiento del elemento ante cargas de servicio pueden inducir pérdidas significativas en elementos pretensados. El valor de estas pérdidas dependerá de las características de los dispositivos empleados y es responsabilidad del fabricante cuantificar las mismas.

Perdidas por acortamiento elástico. Cuando la fuerza presforzante se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto debido a la compresión axial. Este puede determinarse fácilmente a partir de la relación esfuerzo deformación del concreto. Para elementos pretensados, esta pérdida está dada por:

$$\Delta AE = \frac{E_{sp}}{E_{ci}} f_{cgp}$$

donde f_{cgp} es la suma de los esfuerzos en el centro de gravedad de los tendones debidos al peso propio del miembro y a la fuerza de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia en las secciones de momento máximo, tomando en cuenta las pérdidas inmediatas que ya se presentaron en el torón como relajación instantánea, fricción, deslizamiento y acortamiento elástico; como esta pérdida aún no se conoce, el PCI permite estimar f_{cgp} con el 90 por ciento del valor obtenido sin haberla tomado en cuenta. E_{ci} es el módulo de elasticidad del concreto en la transferencia considerando f'_{ci} , la resistencia del concreto en ese instante.

$$E_{ci} = \frac{\gamma_c^{3/2}}{7.3} \sqrt{f'_{ci}}$$

Para miembros postensados, en caso en que se utilicen tendones múltiples y que éstos se tensen siguiendo una secuencia, las pérdidas se calcularán, según los reglamentos AASHTO, como:

$$\Delta AE = \frac{N-1}{2N} \frac{E_{sp}}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Donde:

N es el número de veces que se tensa, de manera que si se tensan todos los tendones simultáneamente, $N=1$ y por lo tanto $\Delta AE=0$. Cuando N es muy grande el factor $(N-1)/2N$ tiende a $1/2$, por lo que es usual así considerarlo.

Perdidas por relajación Instantánea. Cuando al acero del presfuerzo se tensa hasta los niveles usuales experimenta relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante. Existen dos etapas para el cálculo de esta pérdida: la que corresponde al momento de hacer el tensado, y la que se presenta a lo largo del tiempo. La primera es una pérdida instantánea y en miembros pretensados, inicialmente tensado arriba de $0.5 f_{sr}$, puede tomarse como (AASHTO, LRFD).

$$\Delta RE_i = \frac{\log(t)}{10} \left(\frac{f_{jp}}{f_{yp}} - 0.55 \right) f_{jp}$$

Donde:

t es el tiempo estimado en horas desde el tensado hasta la transferencia, f_{pi} es el esfuerzo en el tendón al final del tensado y f_{py} es el esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo. Este esfuerzo es proporcionado por el fabricante o puede calcularse como $f_{py}=0.85f_{sr}$, para torones aliviados de esfuerzo y $f_{py}=0.9f_{sr}$, para torones de baja relajación. Para torones de baja relajación, ΔREi debe dividirse entre 4.

PÉRDIDAS DIFERIDAS O A LARGO PLAZO

Perdidas por contracción. La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación que produce esa contracción. Lo anterior se refleja en una disminución del esfuerzo en el acero y constituye un componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado. Esta pérdida puede tomarse considerando que la deformación del concreto por este concepto es $\epsilon_c=0.001$ indicado en las NTC-C.

$$\Delta CC = \epsilon_c E_p$$

ó aplicando las siguiente expresiones contenidas en el AASHTO estándar (1996).

$$\Delta CC = 1193 - 10.5 H$$

$$\Delta CC = 954 - 8.4 H$$

Donde:

H es la humedad relativa anual promedio en porcentaje; de no conocerse la humedad del sitio donde se construirá la obra, puede considerarse como lo indica la siguiente tabla. Las ecuaciones anteriores son válidas para elementos pretensados y postensados, respectivamente. Para elementos postensados, la pérdida debida a la contracción es menor a la que se presenta en elementos pretensados, debido a que gran parte de la contracción ya se ha presentado antes del momento de postensar.

Tipo de clima	H (%)
Muy húmedo	90
Humedad intermedia	70
Seco	40

Porcentaje de humedad, H, según el tipo de clima.

Alternativamente a las ecuaciones anteriores, el manual PCI contiene otra expresión en la que no sólo se toma en cuenta la humedad relativa sino también la relación volumen-superficie del elemento y el valor de deformación del concreto:

$$\Delta CC = 8.2 \times 10^{-6} K_{SH} E_{sp} \left(1 - 0.024 \frac{V}{S} \right) (100 - H)$$

Donde:

E_{sp} = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

V / S = Relación volumen sobre superficie.

H = Humedad relativa (%).

K_{SH} = Para elementos pretensados igual a 1.0, para elementos postensados ver la siguiente tabla.

Valores de K_{SH} para miembros postensados en función del tiempo desde el término del curado hasta la aplicación del presfuerzo.

días	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{SH}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

Perdidas por flujo plástico. Esta pérdida se presenta por la deformación del concreto ante la acción de cargas sostenidas como son la carga muerta y el presfuerzo. El manual AASHTO contiene la siguiente expresión:

$$\Delta FP = 12f_{cgp} - 7f_{cds} \geq 0$$

Donde:

Δf_{cgp} es el esfuerzo de compresión neto en el concreto en el centro de gravedad de los tendones inmediatamente después de aplicar el presfuerzo al concreto y f_{cds} es el esfuerzo en la sección a la altura del centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas (kg/cm^2) aplicadas después del tensado.

Los valores de f_{cds} deberán calcularse en la misma sección o secciones para las cuales f_{cgp} es calculada. El comité del ACI-ASCE (PCI, 1994) propone la siguiente expresión para la evaluación de las pérdidas por flujo plástico:

Donde:

n = relación modular.

K_{CR} = 2.0 para concreto normal y 1.60 para ligero.

Perdidas por relajación diferida. Las pérdidas por relajación después de la transferencia pueden tomarse como:

Las ecuaciones anteriores son válidas para pretensados y postensados, respectivamente. Para aceros de baja relajación se deberá usar el 25 por ciento de ΔRE_d .

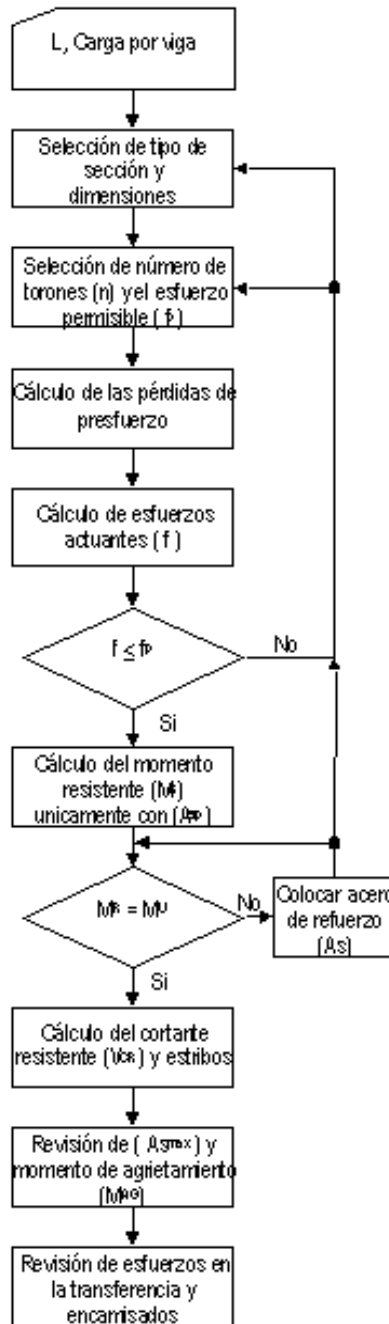
3.7.7 LA FLEXIÓN.

La seguridad de un elemento estructural está relacionada con su resistencia. Dicha resistencia no está garantizada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el elemento tuviera que sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento debido a que los materiales alcanzarían niveles de esfuerzo superior al elástico justo antes de la falla. Así, el factor de seguridad real se establece comparando la resistencia del miembro con la carga última que produciría la falla del mismo.

El comportamiento típico de un elemento estructural es lineal hasta el nivel de la carga de servicio, y las fuerzas que componen el par interno resistente permanecen casi constantes hasta el agrietamiento del concreto en tensión. Después del agrietamiento, sobreviene un incremento súbito en el esfuerzo del acero acompañado por un aumento en el esfuerzo de compresión en el concreto. La capacidad a flexión se alcanza cuando el acero llega a su resistencia última después de haber fluido o cuando, en una falla súbita o frágil, se llega a la capacidad de deformación del concreto.

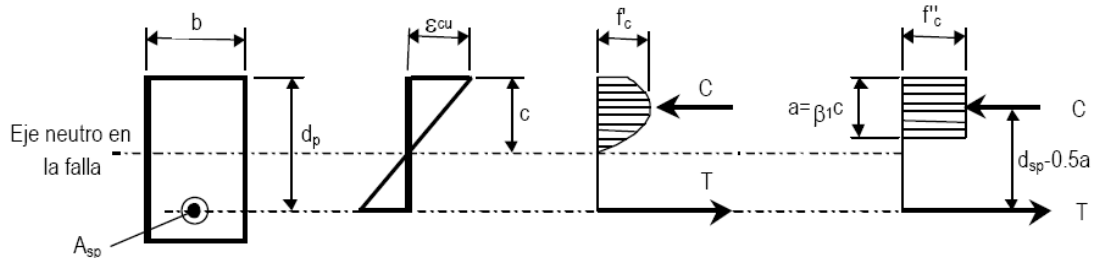
3.7.8 CRITERIO PARA EL CÁLCULO.

A continuación se muestra un diagrama de flujo que muestra el proceso de diseño de un elemento presforzado:



3.7.8 HIPÓTESIS DE DISEÑO.

Para calcular la resistencia de un elemento de concreto presforzado se consideran las siguientes hipótesis:



Resistencia última de un elemento presforzado de sección simple

1. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales, ϵ , en cada sección transversal de un elemento es plana.
2. Hay adherencia perfecta entre el concreto y los aceros de presfuerzo y de refuerzo ($\epsilon_c = \epsilon_{sp} = \epsilon_s$).
3. Se desprecia la resistencia del concreto a la tensión.
4. La deformación unitaria del concreto a la compresión cuando se alcanza la resistencia es $\epsilon_{cu} = 0.003$.
5. La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme, con una profundidad $a = \beta_1 c$ (c es la distancia al eje neutro) y un ancho dado por f''_c , el valor de β_1 se determinará de acuerdo a los siguientes términos:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400} \right) \quad \text{si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.8 f'_c$$

Índice de Presfuerzo. Con el objeto de simplificar o precisar algunos cálculos dependiendo de la cantidad de acero de presfuerzo y refuerzo que contribuyen a la resistencia del elemento, las NTC-C definen el índice de presfuerzo como:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}} = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}$$

Donde:

MRp y MRr son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero de refuerzo, respectivamente.

Los límites del índice I_p son 1, cuando es totalmente presforzada, y 0, cuando es totalmente reforzada. Las NTC-C consideran que cuando $I_p \geq 0.9$ el elemento puede considerarse totalmente presforzado. La mayoría de los elementos presforzados comunes tienen índices mayores que 0.9.

Esfuerzo en el presfuerzo al momento de la falla. Para conocer la resistencia del elemento es necesario saber el esfuerzo f_{sp} cuando se alcanza la resistencia de dicho elemento. Por las características esfuerzo-deformación de los tendones, pequeños cambios en la deformación del mismo siempre están ligados con cambios en el esfuerzo, sobre todo cerca de la ruptura. Por ello, f_{sp} depende del estado de deformación del acero de presfuerzo.

La manera de calcular f_{sp} es a partir de las hipótesis de diseño y del estado de equilibrio. Este es un proceso iterativo que converge fácilmente.

Sin embargo, es posible calcular f_{sp} de manera aproximada siempre y cuando no exista acero de presfuerzo en la zona de compresión de la sección. La expresión es:

$$f_{sp} = f_{sr} [1 - 0.5 (q_p + q - q')]$$

En donde:

f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo y q_p , q y q' corresponden a los aceros de presfuerzo y de refuerzo en tensión y en compresión, respectivamente, dados por:

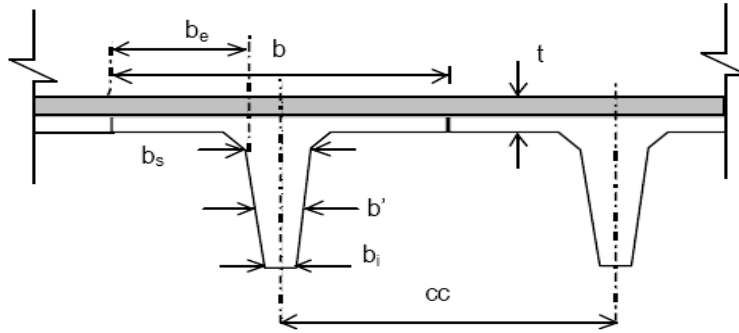
$$q_p = \frac{p_p f_{sr}}{f''c}; \quad q = \frac{p f_y}{f''c}; \quad q' = \frac{p' f_y}{f''c}$$

Con las siguientes cuantías de acero:

$$p_p = \frac{A_{sp}}{bd_{sp}}; \quad p = \frac{A_s}{bd}; \quad p' = \frac{A'_s}{bd}$$

En donde:

b es el ancho de la sección rectangular. Cuando existe acero de compresión, la cantidad $(q_p + q - q')$ no se tomará menor que 0.17. Esta limitación se debe a que si la cantidad $(q_p + q - q')$ es muy pequeña el acero de compresión no fluye y la ecuación del f_{sp} resulta poco conservadora. Si no se toma en cuenta el acero de compresión, la cantidad $(q_p + q - q')$, donde $q' = 0$, sí puede tomar valores más pequeños que 0.17. Otra restricción es que la distancia entre la fibra extrema de compresión y el centroide del acero a compresión, d' , no se supondrá mayor que $0.15 d_{sp}$. Esto se debe a que si d' es grande, la deformación de compresión del refuerzo será menor que la de fluencia; en tal caso, la contribución de este acero no influye tan favorablemente al cálculo de f_{ps} como lo supone la ecuación f_{sp} .



Cálculo del ancho efectivo en una sección T

MOMENTO RESISTENTE EN VIGAS RECTANGULARES.

En la mayoría de los elementos presforzados típicos, la resistencia está dada por el par interno formado por la fuerza de compresión, C , proporcionada por el concreto y por el acero a compresión, y la fuerza de tensión, T , dada por la suma de la fuerza de los aceros de presfuerzo T_{sp} y de refuerzo T_s . El diseño de elementos presforzados con acero de refuerzo en compresión es poco común, y en general se desprecia la contribución de éste a la resistencia cuando por alguna razón ya existe en esa parte de la sección. Los valores de estas fuerzas y del momento de diseño resistente M_R son:

$$C = a f'_c b$$

$$T = T_{sp} + T_s$$

En donde:

a.- es el peralte del bloque de compresiones. La fuerza de tensión está dada por los aceros:

$$T_{sp} = A_{sp} f_{sp}$$

$$T_s = A_s f_y$$

Con áreas A_{sp} y A_s para presfuerzo y refuerzo, respectivamente, y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. Una forma de obtener el momento resistente es como sigue:

$$M_R = F_R (T_{sp} Z_{sp} + T_s Z_s)$$

Donde:

$$Z_{sp} = d/2 - a/2$$

$$Z_s = ds - a/2$$

FR = 0.9 es el factor de reducción y son los brazos de palanca de la fuerza de compresión a cada fuerza de tensión. En los diseños comunes, el acero de presfuerzo A_{sp} es conocido ya que es el necesario para que el elemento tenga un comportamiento satisfactorio en su etapa de servicio. En cambio, A_s , solo se proporcionará en caso de que se requiera incrementar MR. Por equilibrio se obtiene que

$$T = C$$

$$A_s f_y + A_{sp} f_{sp} = a f'' c b$$

En donde:

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}{b f'' c}$$

Por último se obtiene MR y se compara con el momento último, MU, dado por:

$$M_u = FC M_s$$

En donde:

MS.- el momento de servicio y FC el factor de carga; FC=1.4 cuando se trata de cargas vivas y permanentes e igual a 1.1 en caso de combinación con cargas accidentales. No es correcto utilizar factores de carga de otros reglamentos ya que esto puede conducir a diseños erróneos. Cada reglamento o manual es consistente en sus consideraciones de carga y resistencia, pero no son necesariamente compatibles con otros. Finalmente se debe garantizar que el momento resistente de la sección sea mayor o igual que el momento último:

$$M_R \geq M_u$$

Secciones compuestas. Para el cálculo del MR de elementos presforzados con sección compuesta, deberá considerarse en los cálculos el $f''c$ del concreto del firme ya que allí es donde se encuentra la fuerza de compresión. Este $f''c$ debe tomarse en cuenta, inclusive, para el cálculo de f_{sp} . En caso de que la altura "a" sea mayor que el espesor del firme, se procederá considerando dos fuerzas de compresión: una conocida, C1, y otra por conocer, C2:

$$C_1 = b t_{\text{firme}} f''c_{\text{firme}}$$

$$C_2 = (a - t_{\text{firme}}) b f''c_{\text{trabe}}$$

Para obtener el peralte del bloque de compresiones encontramos la fuerza de tensión T_1 correspondiente a C_1

$$T_1 = C_1$$

$$A_{sp1} f_{sp} = b t_{firme} f'' c_{firme}$$

Donde:

A_{sp1} es el área del acero de presfuerzo que equilibra la fuerza de compresión C_1 que actúa en el firme. El resto del acero de presfuerzo A_{sp2} y el acero de refuerzo A_s , si existe, sumarán una fuerza T_2 que será igual a la fuerza de compresión en el patín de la trabe.

$$T_2 = C_2$$

$$A_{sp2} f_{sp} + A_s f_y = (a - t_{firme}) b f'' c_{trabe}$$

Despejando "a" de la ecuación anterior tenemos:

$$a = t_{firme} + \frac{A_{sp2} f_{sp} + A_s f_y}{b f'' c_{trabe}}$$

El MR estará dado por:

$$M_R = F_R \left[T_1 \left(d_{sp} - \frac{t_{firme}}{2} \right) + T_2 \left(d_{sp} - t_{firme} - \left(\frac{a - t_{firme}}{2} \right) \right) \right]$$

MOMENTO RESISTENTE EN SECCIONES T.

Un alto porcentaje de las secciones de los elementos presforzados son T o similares. Debido a que el bloque de compresión se encuentra en el patín de la sección T, se debe considerar que la sección trabaja como rectangular con un ancho b_e . Este ancho, según las NTC-C, está dado para cada lado del alma del elemento por la mitad de esta alma, $b'/2$, más la menor de las siguientes cantidades:

$$b_e \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{8} - \frac{b'}{2} \\ \frac{c-c'}{2} - \frac{b'}{2} \\ 8t \end{array} \right\}$$

En donde:

L es el claro del elemento y cc es la distancia de un alma a la otra. El ancho b' puede tomarse como el promedio del ancho superior, b_s , y el ancho inferior, b_i .

Una sección T trabajará como sección rectangular si la altura del bloque de compresiones, "a", es menor que el espesor total del patín de la sección compuesta, t, que incluye el firme y el patín del elemento presforzado (como se observa en la fig. anterior). En la mayoría de los casos prácticos las secciones T trabajan como rectangulares y el M_R deberá obtenerse como se indicó en la sección anterior. Sin embargo, cuando la profundidad del bloque equivalente, "a", sobrepase el espesor del patín de la sección, la viga trabaja como T y no como rectangular, por lo que el momento resistente podrá obtenerse de la siguiente manera. Por comodidad, podemos establecer que la fuerza total de compresión en el concreto estará dada por la suma de la fuerza en el patín, C_1 , más otra fuerza que se genera en el alma, C_2 , dadas por:

$$C_1 = (b - b') t f''c$$

$$C_2 = a b' f''c$$

En las ecuaciones anteriores C_1 es conocido, por lo que encontramos la parte de la fuerza total de tensión correspondiente a C_1 , T_{sp1} , y el resto de la fuerza de tensión T_{sp2} será igual a C_2 .

$$T_{sp1} = A_{sp1} f_{sp}$$

$$T_{sp2} = A_{sp2} f_{sp}$$

$$T = T_{sp1} + T_{sp2}$$

$$C_1 = T_{sp1}$$

$$C_2 = T_{sp2}$$

$$T_{sp2} = a b' f''c$$

De donde obtenemos el valor de "a"

$$a = \frac{A_{sp2} f_{sp}}{b' f''c} + \frac{(A_{sp} - A_{sp1}) f_{sp}}{b' f''c}$$

Y finalmente obtenemos el valor de M_R , y es:

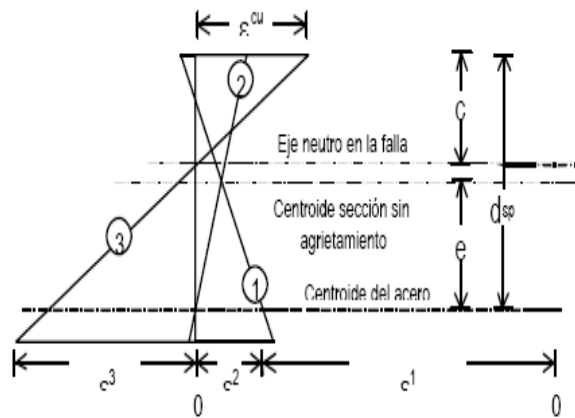
$$M_R = F_R \left[T_{sp1} \left(d_{sp} - \frac{t}{2} \right) + T_{sp2} \left(d_{sp} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

FLEXIÓN POR COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES.

En la sig. figura se muestran las deformaciones y los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo tres distintos niveles de carga. La distribución de deformaciones (1) es el resultado de la aplicación de la fuerza efectiva de presfuerzo, P, actuando sola y después de que ocurren todas las pérdidas. En este nivel de carga la deformación en el acero es:

$$\epsilon_1 = \frac{P}{A_{sp} E_{sp}} = \frac{f_{pe}}{E_{sp}}$$

En la sig. figura se muestra esquemáticamente esta deformación con respecto a su estado inicial.



Deformaciones en el concreto y en el acero

El siguiente nivel de carga a considerar es un estado intermedio (2) correspondiente a la descompresión o esfuerzos nulos de la sección al nivel del centroide del acero, aunque el torón se encuentra en tensión. Se supone que la adherencia permanece intacta entre el concreto y el acero. En este estado la suma de las deformaciones y esfuerzos provocados por el presfuerzo son iguales a las deformaciones y esfuerzos provocados por las cargas.

$$f_{centroide} = 0 = f_{presfuerzo} - f_{cargas}$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_{presfuerzo} = \epsilon_{cargas}$$

Por lo tanto, el incremento de la deformación en el acero producido a medida que las cargas pasan del nivel (1) al nivel (2) es el mismo que la disminución en la deformación del concreto en la sección provocado por las cargas. Esta deformación está dada por la expresión:

$$\epsilon_2 = \frac{P}{A_c E_c} + \frac{P e^2}{I E_c}$$

Cuando el miembro se sobrecarga hasta el nivel de falla (3), el eje neutro se desplaza hasta una distancia c a partir de la fibra superior de la sección. El incremento en la deformación se obtiene gráficamente de la figura anterior como:

$$\epsilon_3 = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_{sp} - c}{c} \right)$$

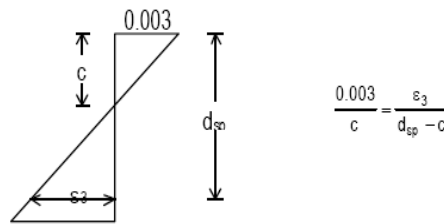
La deformación total del acero en la falla d_{sp} es la suma de las tres deformaciones mencionadas:

$$\epsilon_{sp} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$$

y el correspondiente esfuerzo f_{sp} se obtiene directamente de la gráfica esfuerzo-deformación proporcionada por el fabricante.

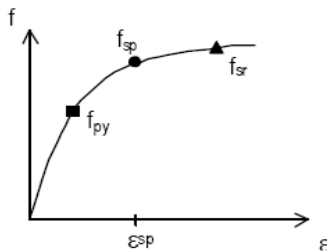
A continuación se indica el método de compatibilidad de deformaciones para obtener el esfuerzo f_{sp} .

a) Se acepta que $\epsilon_{cu}=0.003$ y se supone un valor de c para obtener ϵ_3 .



b) Se obtienen las deformaciones ϵ_1 y ϵ_2 según se mostró en las ecuaciones.

d) Se suman las deformaciones para obtener ϵ_{sp} y de la gráfica esfuerzo-deformación se obtiene f_{sp} .



d) Se obtienen $T_{sp} = A_{sp} f_{sp}$ y $C = \beta_1 c b f'_c$, y se compara T_{sp} con C . Si $C > T_{sp}$, se reduce c , si $C < T_{sp}$, se aumenta c , y se acepta si $C = T_{sp}$.

Esta forma de proceder no es única y pueden existir variantes, pero en todas ellas se supone conocida una variable y se trata de establecer el equilibrio mediante iteraciones. Generalmente son necesarias únicamente dos de ellas.

REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO.

En todo elemento se deberá garantizar que la resistencia última a flexión se presente después del agrietamiento. Para ello se deberá de proveer presfuerzo o refuerzo suficiente a tensión y así obtener un momento resistente mayor que el momento de agrietamiento:

$$M_R \geq (1.5 - 0.3 I_p) M_{agr}$$

Dependiendo del índice de presfuerzo, I_p , el factor entre paréntesis de la ecuación anterior tiene como límites 1.5, para elementos sin presfuerzo, y 1.2, para elementos totalmente presforzados. Para evaluar M_{agr} se usará el módulo de ruptura no reducido, f_r :

$$f_r = 2\sqrt{f'c}$$

La suma de esfuerzos en la fibra en tensión es:

$$\frac{M_{agr}}{I} y_i - \frac{Pe}{I} y_i - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'c}$$

por lo tanto:

$$M_{agr} = \frac{1}{y_i} \left[\frac{Pe}{I} y_i + \frac{P}{A} + 2\sqrt{f'c} \right]$$

Para secciones compuestas el momento de agrietamiento se obtendrá como la suma de un momento M_1 debido al peso propio del elemento y al firme que actúan en la sección simple, más un momento M_{agr} que causa dicho agrietamiento.

$$M_{agr} = M_1 + M_2$$

$$M_1 = M_{popo} + M_{firme}$$

$$M_2 = \frac{I_{sc}}{y_{isc}} \left[\frac{Pe}{I} y_i + \frac{P}{A} + 2\sqrt{f'c} - \frac{M_1}{I} y_i \right]$$

REVISIÓN POR ACERO MÁXIMO.

El diseñador debe garantizar que el elemento presentará una falla dúctil. Para ello, debe revisar que la deformación en los aceros sea al menos 33 por ciento mayor que la deformación de fluencia:

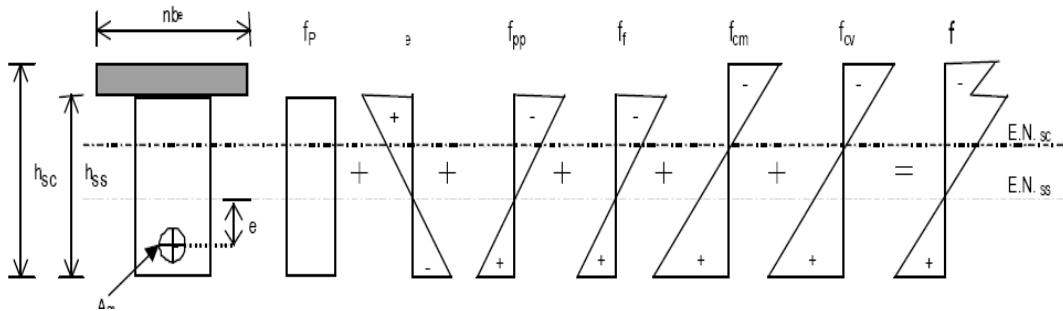
$$\epsilon_{sp} \geq 1.33 \epsilon_{sy}$$

El valor de ϵ_{sp} debe incluir la deformación inicial del presfuerzo según se mostró en la sección de flexión por compatibilidad de deformaciones.

La deformación de fluencia ϵ_{sy} se debe obtener del fabricante.

3.7.9 EL CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS.

En cada una de las etapas del preesfuerzo, deben revisarse los esfuerzos que actúan en el elemento. De acuerdo con la sig. figura, los esfuerzos, f , se calculan para cada una de las acciones con las correspondientes propiedades geométricas de la sección, y están dados por:



$$f = -f_p \pm f_{pe} \pm f_{pp} \pm f_f \pm f_{cm} \pm f_{cv}$$

$$f = -\frac{P}{A_{ss}} \pm \frac{Pe}{I_{ss}} y \pm \frac{M_{pp}}{I_{ss}} y \pm \frac{M_f}{I_{ss}} y \pm \frac{M_{cm}}{I_{sc}} y \pm \frac{M_{cv}}{I_{sc}} y$$

Donde las acciones y las propiedades geométricas son:

P = fuerza de preesfuerzo efectiva.

e = excentricidad del preesfuerzo.

M_{pp} = momento por peso propio.

M_f = momento debido al firme.

M_{cm} = momento debido a la sobrecarga muerta.

M_{cv} = momento debido a la carga viva.

A = área de la sección.

I = momento de inercia de la sección.

y = distancia a la fibra donde se calculan los esfuerzos.

Los subíndices ss y sc se refieren a sección simple y compuesta, respectivamente. Convencionalmente se adopta signo negativo para compresión y positivo para tensión.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO.

Los esfuerzos en el concreto no deberán exceder lo indicado en la sig. Tabla. En esta tabla, f'_{ci} es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia.

Inmediatamente después de la transferencia		Bajo cargas de servicio	
Fibra extrema en compresión	$0.60 f_{ci}$	Fibra extrema en compresión: debido al presfuerzo más las cargas sostenidas debido al presfuerzo más la carga total	$0.45 f'_c$ $0.60 f'_c$
Fibra extrema en tensión	$0.80 \sqrt{f_{ci}}$	Fibra extrema en tensión	$1.6 \sqrt{f'_c}$
Fibra extrema en tensión en extremos de miembros simplemente apoyados	$1.6 \sqrt{f_{ci}}$		

Esfuerzos permisibles en el concreto.

a) Esfuerzos permisibles en la transferencia.

La transferencia ocurre antes de las pérdidas diferidas de presfuerzo; esto es, en concreto pretensado, cuando se cortan los tendones o se disipa la presión del gato, y en postensado, cuando se anclan los tendones. Los esfuerzos del concreto en esta etapa son provocados, tanto en concreto pretensado como postensado, por los esfuerzos debidos al peso del elemento y por la fuerza en los tendones de presfuerzo reducida por las pérdidas inmediatas. Cuando los esfuerzos de tensión calculados excedan los valores de la tabla anterior deberá proporcionarse refuerzo auxiliar adherido en esa zona (no presforzado o presforzado) para resistir el total de la fuerza de tensión en el concreto considerando la sección no agrietada. El esfuerzo de este acero de refuerzo debe tomarse como $0.6 f_y$.

En los extremos de elementos simplemente apoyados se permite usar $1.6 \sqrt{f_{ci}}$ en la transferencia ya que los torones no están completamente adheridos. Una vez que los torones han alcanzado la adherencia total, el esfuerzo debe tomarse como $0.8 \sqrt{f_{ci}}$.

b) Esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio.

El esfuerzo permisible de tensión de $1.6 \sqrt{f_{ci}}$ bajo cargas de servicio es compatible con el recubrimiento de concreto requerido, y es válido para la zona de tensión precomprimida que es donde ocurren las tensiones bajo cargas gravitacionales muertas y vivas. En condiciones de medio ambiente corrosivo, debe utilizarse un mayor recubrimiento de acuerdo con los valores establecidos, y deben reducirse los esfuerzos de tensión para eliminar el posible agrietamiento bajo cargas de servicio. Es deber del ingeniero aplicar los criterios adecuados a fin de determinar el incremento en el recubrimiento y si es que se requieren esfuerzos de tensión reducidos.

El esfuerzo máximo de tensión permisible bajo cargas de servicio puede considerarse de $3.2 \sqrt{f_{ci}}$, lo que proporciona al elemento un mejor comportamiento especialmente cuando las cargas vivas son de naturaleza transitoria. Para aprovechar este incremento, se debe analizar el comportamiento de la sección agrietada transformada y que las relaciones bilineales momento deflexión indiquen que las deflexiones en las distintas etapas del elemento están por debajo de las permisibles. Además, se deberá incrementar la protección de concreto sobre el refuerzo, y calcular las características de deflexión del elemento, bajo la carga en la que este cambia de comportamiento no agrietado a comportamiento agrietado.

De acuerdo con los esfuerzos de la tabla anterior, bajo cargas de servicio se permite incrementar de $0.45 f'c$ a $0.6 f'c$ el esfuerzo permisible a compresión del concreto ante cargas vivas, ya que por su naturaleza transitoria éstas no causarán flujo plástico en el concreto ni deflexiones permanentes. Para nuevos productos, materiales y técnicas propias del concreto prefuerzo, los esfuerzos permisibles de la tabla anterior podrán ser excedidos si se demuestra mediante pruebas o análisis que su eficiencia y funcionalidad serán adecuadas.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL PREFUERZO.

Los tendones deben tensarse de manera que el esfuerzo efectivo final sea por lo menos la mitad del esfuerzo resistente del acero de prefuerzo. El esfuerzo de tensión en los cables de prefuerzo no deberá exceder lo indicado en la sig. Tabla.

Condición	Con respecto al esfuerzo de fluencia f_{py}	Con respecto al esfuerzo de ruptura f_{sr}
Debido a la fuerza del gato	$0.94 f_{py}$	$0.80 f_{sr}$
Inmediatamente después de la transferencia del prefuerzo	$0.82 f_{py}$	$0.74 f_{sr}$
Tendones de postensado, en anclajes y acopladores, inmediatamente después del anclaje de los tendones	—	$0.70 f_{sr}$

Esfuerzos permisibles en los cables de prefuerzo de baja relajación.

En estas expresiones, f_{sr} es el esfuerzo resistente y f_{py} el de fluencia, ambos del acero de prefuerzo. La diferencia entre los esfuerzos debidos a la fuerza del gato e inmediatamente después de la transferencia (de 0.74 a 0.80 de f_{sr} o de 0.82 a 0.94 f_{py}), permite que los torones se tensen entre esos valores para que al momento de la transferencia y después de que se presenten las pérdidas instantáneas se cuente con un esfuerzo menor que $0.74 f_{sr}$ ó $0.82 f_{py}$, que son los esfuerzos máximos permisibles en el acero de prefuerzo una vez que se encuentra aplicado en el concreto. Debe tomarse el menor de los valores propuestos en la tabla anterior y el recomendado por el fabricante. A criterio del diseñador, los esfuerzos finales se deben reducir cuando la estructura esté sometida a condiciones corrosivas o cargas repetidas.

3.7.10 PROYECTO DE LA SECCIÓN.

Existe una diferencia entre el análisis y el cálculo o diseño de las secciones presforzadas bajo flexión. En el análisis se determinan los esfuerzos en el acero y el concreto cuando la forma y el tamaño de una sección ya se tienen o se suponen.

Es obvio una operación más sencilla que el diseño de la sección, lo cual nos lleva a la elección de una sección adecuada de muchas formas y dimensiones posibles.

En la práctica es necesario realizar primero el proceso de diseño cuando se supone una sección y después analizar esa sección supuesta.

Para el estudio de este tema es más fácil primero aprender los métodos de análisis y después los de diseño.

El diseño preliminar de las secciones de concreto presforzado a la flexión puede realizarse por un procedimiento muy simple, basado en el conocimiento de un par interno C-T que actúa en la sección. En la práctica la profundidad h de la sección está dada, se conoce o se supone, así como el momento total M_T en la sección.

Bajo la carga de trabajo, el brazo del par podrá variar entre el 30 y 80% de la altura total de h y como promedio vale $0.65 h$. Por lo que el presfuerzo efectivo requerido F puede calcularse con la ecuación.

$$F = T = \frac{M_T}{0.65h}$$

Si el presfuerzo unitario efectivo es f_s para el acero, entonces el área de acero requerida es.

$$A_s = \frac{F}{f_s} = \frac{M_T}{0.65hf_s}$$

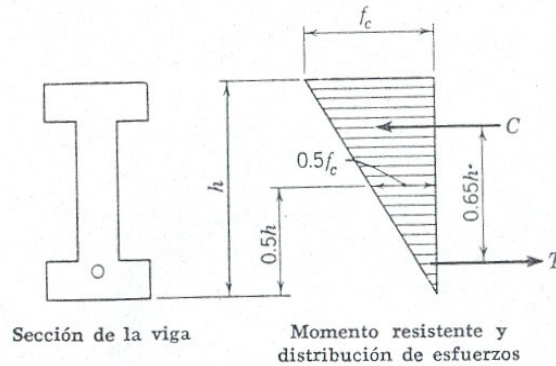
El presfuerzo total $A_s f_s$ es también la fuerza C en la sección. Esta fuerza producirá un esfuerzo unitario promedio en el concreto de

$$\frac{C}{T} = \frac{T}{A_c} = \frac{A_s}{A_c}$$

Para el diseño preliminar, este esfuerzo promedio puede suponerse de 50% de esfuerzo máximo admisible f_c , bajo la carga de trabajo.

Por consiguiente,

$$\frac{A_s}{A_c} = 0.50 f_c \quad A_c = \frac{A_s}{0.50 f_c}$$



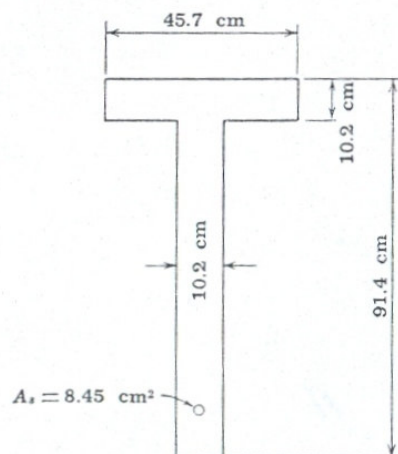
Diseño preliminar de la sección de una viga

El procedimiento anterior se basa en el diseño para cargas de trabajo, con muy poca tensión o ninguna en el concreto. También pueden hacerse los diseños preliminares basándose en las teorías de resistencia a la rotura con factores de carga apropiados.

Ejemplo:

Hacer un diseño o calculo preliminar para una sección de una viga de concreto presforzado que resista un momento total de 45000 Kg. /m. El peralte total de la viga se considera de 91.4 cm. El preesfuerzo efectivo del acero es de 8789 Kg. /cm², y el esfuerzo admisible en el concreto bajo la carga de trabajo es de -112.5 Kg. /cm².

Solución.



$$F = T = \frac{M_T}{0.65h}$$

$$F = (45000 \times 100) / (0.65 \times 91.4) = 75745 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{F}{f_s} = \frac{75745}{8789} = 8.62 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{75745}{0.5 \times 112.5} = 1346.58 \text{ cm}^2$$

Diseño elástico, sin tensión en el concreto

En esta sección se discutirá el diseño final a la flexión de las secciones, basado en la teoría elástica sin conceder tensión en el concreto, tanto en la transferencia como bajo la carga de trabajo. Esto nos ayuda a simplificar el cálculo y, por consiguiente, será discutido primero. Se consideran dos casos, uno para relaciones pequeñas y otra para relaciones grandes de MG/MT. En este caso solamente hablaremos del primer punto.

Relaciones pequeñas de MG/MT. Se calculan los valores de MG, kt, kb, Ac, para la sección obtenida en diseño preliminar. Cuando la relación MG/MT es pequeña, c.g.s. se localiza afuera del núcleo central, tanto como nos permita MG. Puesto que no se permite tensión en el concreto el c.g.s. estará localizado abajo del núcleo central.

$$e - k_b = \frac{M_G}{F_o}$$

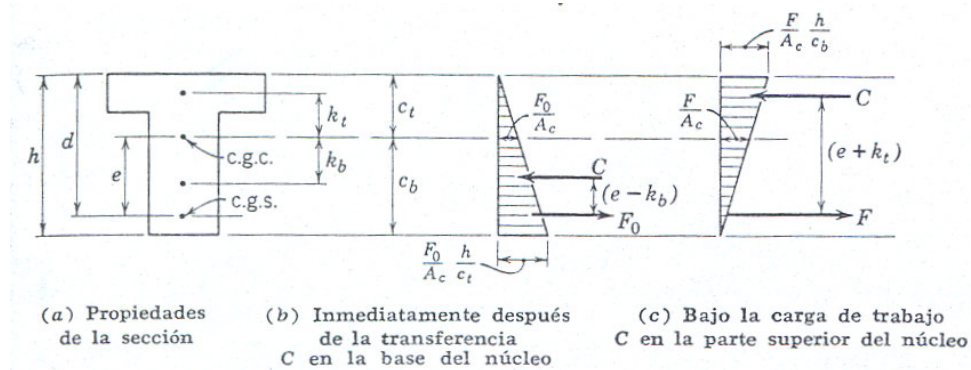
Si c.g.s. esta localizada así, C estará exactamente en el punto inferior del núcleo central para el MG dado y los esfuerzos en las fibras superior e inferior serán

$$f_f = 0 \quad f_b = \frac{F_o}{A_c c_t} \quad A_c = \frac{F_o}{f_b c_t}$$

Si c.g.s. se localiza aun mas arriba, C caerá dentro del núcleo central; entonces, las fibras superiores estarán bajo cierta compresión, y las fibras inferiores tendrán un esfuerzo menor que el dado por fb. Si c.g.s. se localiza mas abajo, C caerá afuera del núcleo central; entonces habrá tensión en las fibras superiores, y las fibras inferiores tendrán un esfuerzo más alto que fb.

Cuando el c.g.s. se localiza, como se dijo antes, el brazo de palanca disponible para el momento resistente esta dado por e+kt, y el presfuerzo efectivo F esta dado por

$$F = \frac{M_T}{e + k_t}$$



Distribución de esfuerzos, sin tensión en el concreto (relaciones pequeñas de M_G / M_T)

Bajo la acción de este presfuerzo efectivo F y el momento total M_T , C se localizara en el punto superior del núcleo central, y los esfuerzos en las fibras superior e inferior son,

$$f_b = 0 \quad f_t = \frac{Fh}{A_c c_b} \quad A_c = \frac{Fh}{f_t c_b}$$

Si el presfuerzo efectivo es menor que el valor dado por F , habrá tensión en las fibras inferiores, y el esfuerzo de compresión en las fibras superiores será mayor que el dado por A_c ; si F es mayor, habrá alguna compresión residual en las fibras inferiores, y el esfuerzo de compresión en las fibras superiores será menor que el indicado por A_c .

Si f_b o f_t exceden el valor permisible, será necesario incrementar el área del concreto A_c , o disminuir la relación de h/ct o h/ct , respectivamente. Si f_b o f_t son menores que los valores respectivos permisibles, A_c puede disminuirse de acuerdo con esto. Los ligeros cambios en las dimensiones de la sección pueden no afectar a k_t , k_b , y a otros valores. Pero si se hacen cambios mayores, puede ser deseable volver nuevamente al procedimiento para obtener una nueva localización para c.g.s. y calcular nuevos valores de F y revisar la requerida por A_c .

Resumiendo el procedimiento de diseño, tenemos:

Primer paso. De la sección de diseño preliminar, localizamos el c.g.s. por

$$e - k_b = M_G / F_o$$

Segundo paso. Con la localización anterior del c.g.s., calculamos el presfuerzo efectivo F (y después el presfuerzo inicial F_o) por

$$F = \frac{M_T}{e + k_t}$$

Tercer paso. Calculamos el A_c requerida por

$$A_c = \frac{F_o}{f_b c_t} \quad A_c = \frac{Fh}{f_t c_b}$$

Cuarto paso. Revisamos la sección preliminar para llenar los requisitos anteriores para F y A_c . Repetimos los pasos 1 y 4 si es necesario.

Observaciones referentes a las propiedades de una sección.

$e + k_t$ es una medida de la capacidad resistente del momento total de la sección de la viga. Por consiguiente, cuanto mayor es este valor mas deseable es la sección.

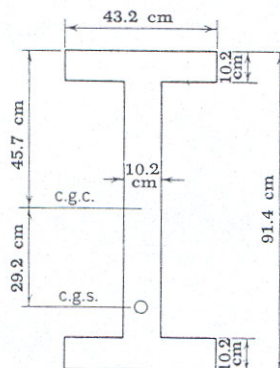
$e - k_b$ localiza el c.g.s. de la sección, y se determina por el valor de MG . Así dentro de ciertos límites, la magnitud de MG no afecta seriamente la capacidad de la sección para soportar ML .

h / c_b es la relación del esfuerzo máximo de la fibra superior al esfuerzo promedio en la sección bajo la carga de trabajo. Así, canto mayor es esta relación, menor será el esfuerzo máximo de la fibra superior.

h / c_t es la relación del esfuerzo máximo de la fibra inferior al esfuerzo promedio de la sección en la transferencia. Por consiguiente, cuanto menor es esta relación, será menor el esfuerzo máximo de la fibra inferior.

Ejemplo.

Hacer el diseño final suponiendo $f_b = - 126.6 \text{ Kg. /cm}^2$, $f_o = 10547 \text{ Kg. /cm}^2$, $M_T = 45000 \text{ Kg.-m}$, $MG = 5600 \text{ Kg.-m}$, $f_t = - 112.5 \text{ Kg. /cm}^2$, $f_s = 8789 \text{ Kg. /cm}^2$, $F = 44898 \text{ kg}$.



Solución:

$$A_c = 2 \times 10.2 \times 8.1 + 10.2 \times 71.1 = 1496.4 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{38.1 \times 91.4^3}{12} - \frac{27.9 \times 71.1^3}{12} = 1584960 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{1584960}{1496.4} = 1057.8 \text{ cm}^2$$

$$k_t = k_b = \frac{1057.8}{45.7} = 23.1 \text{ cm}$$

Primer paso. Para el esfuerzo supuesto:

$$F = 44898 \text{ kg}$$

$$F_o = \frac{10547}{8789} \times 44898 = 102150 \text{ kg}$$

El c.g.s. estaría localizado a la distancia $e - k_b$ bajo el punto inferior del núcleo, en donde

$$e - k_b = \frac{M_G}{F_o} = \frac{5600 \times 100}{102150} = 5.3 \text{ cm}$$

$$e = 23.1 + 5.33 = 28.43 \text{ cm}$$

Segundo paso. El presfuerzo efectivo requerido recalcula así

$$F = \frac{M_T}{e + k_t} = \frac{44800 \times 100}{28.43 + 23.1} = 85806 \text{ kg}$$

$$F_o = \frac{10547}{8789} \times 85806 = 103058 \text{ kg}$$

Tercer paso. El A_c requerida es

$$A_c = \frac{F_o h}{f_b c_t}$$

$$= \frac{103058 \times 91.4}{126.6 \times 45.7} = 1625.4 \text{ cm}^2, \text{ controlando}$$

$$A_c = \frac{Fh}{f_t c_b}$$

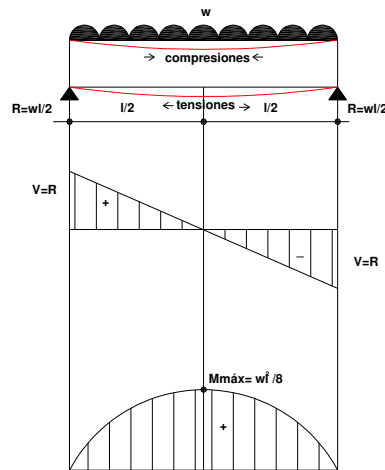
$$= \frac{85806 \times 91.4}{112.5 \times 45.7} = 1522.2 \text{ cm}^2$$

3.7.11 PROYECTO DE LA ARMADURA.

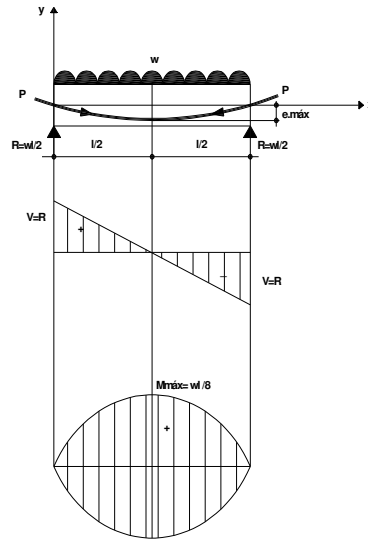
Primeramente tomaremos el caso de una estructura, (en este caso una viga simplemente apoyada) con carga uniformemente repartida, y veremos como se comporta.

Como podremos observar debido a la carga la viga se flexiona originando en las fibras superiores compresión, y en las fibras inferiores tensión, lo cual origina grietas en su parte inferior.

Aquí lo preocupante es que debido a que el concreto no es resistente a la tensión el problema se tendrá en como controlar esos esfuerzos de tensión que se presentan en las fibras inferiores de nuestra estructura.



Una de las maneras de poder controlar estos esfuerzos de tensión y tratar de eliminar el momento que se presenta debido a la carga, es presforzando el elemento en la parte donde se presentan las tensiones como se muestra a continuación:



Como observamos en la figura al colocar el presfuerzo en nuestro elemento de tal manera que este nos pueda originar un momento negativo similar al momento originado por la carga, podremos eliminar el momento y con ello mantener un equilibrio en nuestro elemento.

Para poder colocar de manera adecuada nuestro presfuerzo de tal manera que nos provoque un momento en nuestro elemento similar al momento provocado por la carga, tenemos que determinar las diferentes excentricidades en diferentes puntos a lo largo de la viga y esto se lleva a cabo mediante la siguiente ecuación:

$$e_x = e_{máx} \left[\frac{4(x-L/2)^2}{L^2} - 1 \right]$$

Esta ecuación se obtuvo a partir de la ecuación de la parábola, donde:

e_x = excentricidad en diferentes puntos a lo largo del elemento.

x = Longitud a la que se desea conocer la excentricidad.

L = Longitud total del elemento.

$e_{máx}$ = Excentricidad máxima.

Una vez conocido como va a quedar ubicado el presfuerzo dentro del elemento es conveniente conocer la fuerza de presfuerzo que se le va a aplicar al elemento y esto es mediante la siguiente ecuación:

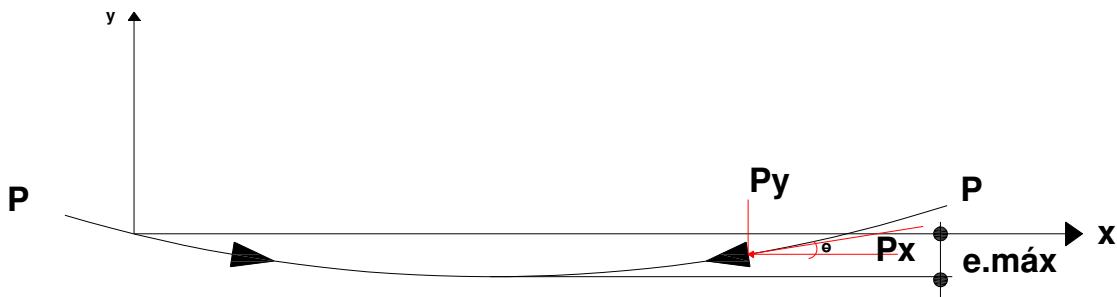
$$Pr = \frac{wL^2}{8(e_x * \cos \theta)}$$

Donde:

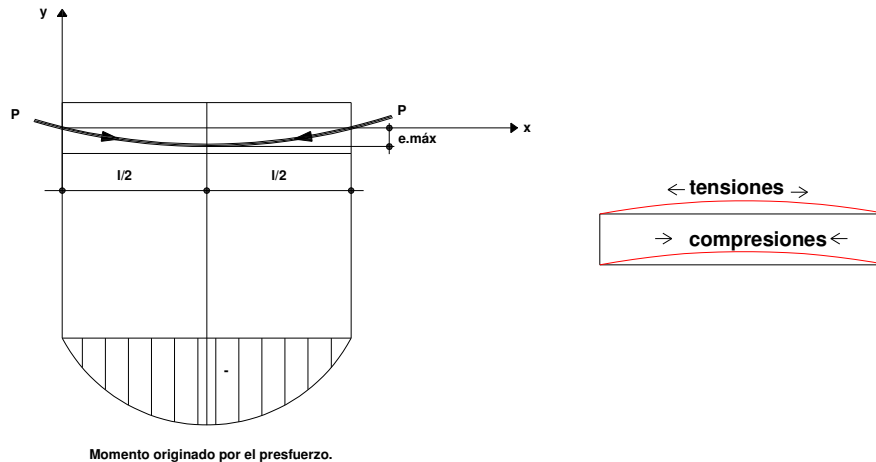
$$e_x = e_{\text{máx}} \left[\frac{4(x-L/2)^2}{L^2} - 1 \right]$$

$$\theta = \text{tg}^{-1} \frac{8 e_{\text{máx}}}{L^2}$$

w.= carga uniformemente repartida.



Ahora además de presforzar el elemento también se debe de reforzar con acero estructural, debido a que como sabemos cuando se le aplica presfuerzo al elemento, este aun no a sido cargado o puesto en servicio, y por lo tanto esto va a provocar que se forme una contraflecha en el elemento, ya que solo estará presente el momento originado por el presfuerzo y lo único que se antepondrá solo será el peso propio del elemento ya que aun no ha sido puesto en servicio como se muestra en la siguiente figura:



Si el elemento no se refuerza adecuadamente la contraflecha puede provocar que a la hora del transporte y colocación del elemento este pueda llegar a fallar.

Para poder analizar el elemento y determinar el área de acero necesaria para reforzar el elemento se puede llevar a cabo mediante el diseño por esfuerzos de trabajo, que es el diseño elástico.

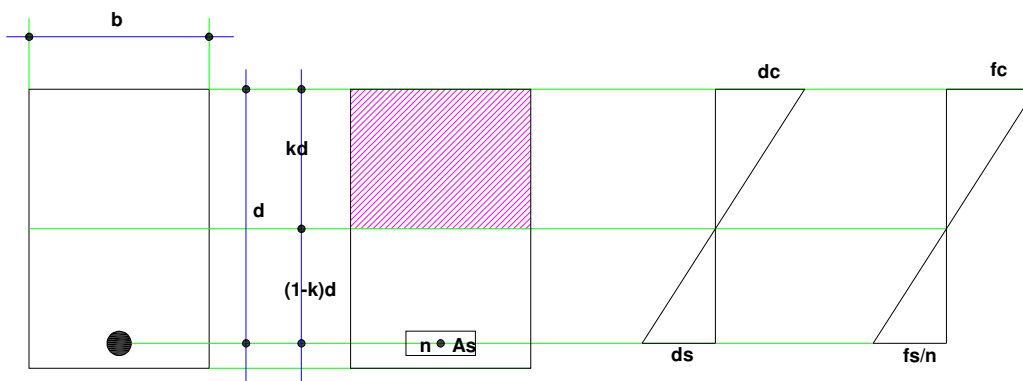
Lo cual es necesario homogenizar al elemento mediante la sección transformada, lo cual consiste en sustituir el área de acero de prestuerzo por un concreto hipotético capaz de absorber la tensión encomendada al acero de prestuerzo.

Este material debe de cumplir las siguientes características:

Debe de tener un módulo de elasticidad igual al del concreto en compresión.

Debe de tener un área suficiente para tomar la fuerza de tensión del par elástico interno.

Sus deformaciones unitarias deberán ser iguales a las del acero que substituye.



3.7.12 ESTRUCTURAS ISOSTATICAS.

ESTRUCTURAS ISOSTATICAS

Las estructuras isostáticas o estáticamente determinadas, son aquellas que pueden resolverse utilizando únicamente las ecuaciones de la estática. Es decir que pueden en contarse las fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas normales y momentos torsionantes, a partir de las condiciones de equilibrio solamente.

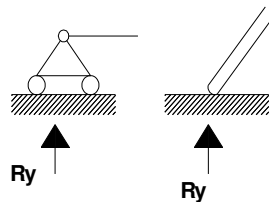
Las ecuaciones de la estática son las siguientes:

$$\Sigma F_x=0$$

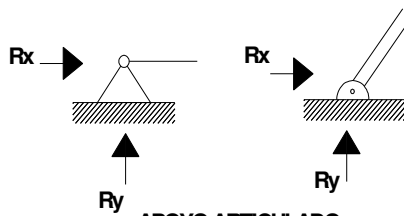
$$\Sigma F_y=0$$

$$\Sigma M_o=0$$

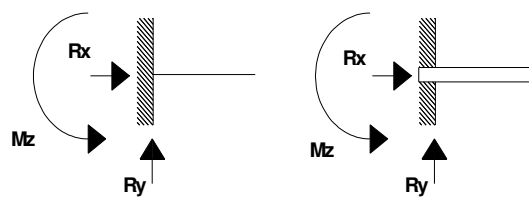
Uno de los pasos para poder determinar si una estructura es isostática es calcular el número de reacciones que se desarrollan en los apoyos de la estructura. Para esto cabe mencionar los 3 tipos básicos de apoyos que son:



APOYO SIMPLE



APOYO ARTICULADO



APOYO EMPOTRADO

El apoyo simple restringe a la estructura contra desplazamientos verticales, pero permite desplazamientos horizontales y rotaciones o giros, en estos apoyos se desarrolla una reacción vertical R_y , pero la reacción horizontal R_x , y el momento M_z , son nulos.

El apoyo articulado restringe los desplazamientos verticales y horizontales, pero permite la rotación, existen por lo tanto 2 reacciones de apoyo, R_x y R_y , y el momento M_z , es nulo.

El apoyo empotrado restringe los 3 movimientos que pueden ocurrir en el plano: los desplazamientos verticales y horizontales y la rotación. En estos apoyos se desarrollan 3 reacciones, R_x , R_y y M_z .

Sabiendo esto para poder determinar si una estructura es isostática, su grado de indeterminación es cero, ya que es estáticamente determinada.

Para poder determinar el grado de indeterminación de una viga es necesario comparar el número de reacciones de los apoyos con el número de ecuaciones de equilibrio de la estática, si ambos números son iguales, la viga es isostática, o sea su grado de indeterminación es nulo.

Cuando la viga tiene ecuaciones de condición, el número de estas ecuaciones debe de sumarse al de las ecuaciones de equilibrio comparar el resultado con el número de reacciones de los apoyos.

Si se denomina por n al número de ecuaciones de equilibrio, por c al número de ecuaciones de condición, y por r al número de reacciones de apoyo, se puede plantear la siguiente condición.

Si $r = n + c$ La viga es isostática o estáticamente determinada.

El análisis de las vigas isostáticas.

La resolución de las vigas isostáticas comprende normalmente los siguientes pasos.

Determinación de las reacciones en los apoyos.

Determinación del diagrama de fuerzas cortantes.

Determinación del diagrama de momentos flexionantes.

Determinación de las deformaciones (giros o deflexiones).

3.7.13 ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS.

Para poder analizar estructuras hiperestáticas es necesario plantear, además de las ecuaciones de equilibrio, ecuaciones de compatibilidad de deformaciones entre los miembros de la estructura o entre los miembros y apoyos.

Para poder determinar el grado de indeterminación de una viga es necesario comparar el número de reacciones de los apoyos con el número de ecuaciones de equilibrio de la estática, si el número de reacciones de los apoyos es mayor que el de las ecuaciones de equilibrio, la viga es hiperestática de grado x , siendo x la diferencia entre ambos números.

Cuando la viga tiene ecuaciones de condición, el número de estas ecuaciones debe sumarse al de las ecuaciones de equilibrio para comparar el resultado con el número de reacciones de los apoyos.

Si se denomina por n al número de ecuaciones de equilibrio, por c al número de ecuaciones de condición, y por r al número de reacciones de apoyo, se puede plantear la siguiente condición.

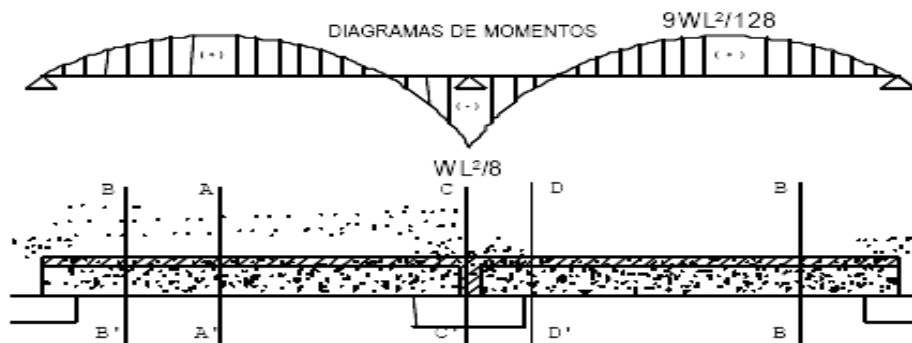
Si $r > n+c$ La viga es hiperestática o estáticamente indeterminada.

El análisis de las vigas en claros hiperestáticos.

Es cada vez más frecuente encontrar soluciones de marcos a base de elementos prefabricados donde las vigas son pretensadas.

En estos elementos el presfuerzo se coloca para tomar el momento positivo al centro del claro, pero ese mismo presfuerzo es perjudicial a partir de los cuartos del claro donde, una vez empotrado el elemento, el presfuerzo disminuye la capacidad del concreto que en las fibras inferiores se encuentra a compresión.

Para el análisis y diseño de elementos pretensados con extremos empotrados consideremos el ejemplo de la sig. figura. Las vigas mostradas están empotradas en el apoyo central y libres en los extremos. En dicha estructura se distinguen cuatro secciones principales:



Secciones críticas para una viga continua

Sección A-A'. Es donde está el momento positivo máximo y por lo tanto la que indica cuánto presfuerzo requerirá el elemento. En una primera etapa se deben considerar como cargas el peso propio, el peso de la sección compuesta y, si es una trabe portante, el peso de los elementos que forman el sistema de piso. Por otro lado, se considerará simplemente apoyada y con las propiedades geométricas de la sección simple. En la etapa final se deben tomar las cargas muertas adicionales y vivas pero con las propiedades de la sección compuesta y considerando que la viga está empotrada. Es recomendable que la cantidad de presfuerzo sea mínima porque este acero será perjudicial en la sección D-D'.

Sección B-B'. Debido a que en esta zona el elemento se encuentra simplemente apoyado, se procederá al análisis y diseño como se ha indicado a lo largo de este manual para elementos simplemente apoyados.

Sección C-C'. Será necesario revisar sólo por resistencia debido a que en esta sección no existe presfuerzo. El f'_c es el del colado en sitio y se considerará un factor de carga adicional de 1.33 por ser conexión.

Sección D-D'. Se revisará la resistencia de la sección tomando en cuenta la presencia del presfuerzo como se indica en los siguientes párrafos. Para el cálculo del momento resistente de esta sección que contiene presfuerzo en la zona precomprimida, se debe de tomar en cuenta que el acero de presfuerzo le resta capacidad al concreto, por lo que un diseño óptimo debe permitir la cantidad de presfuerzo mínima en estas secciones por medio de encamisados.

El momento resistente de esta sección se puede calcular del equilibrio de fuerzas:

$$T = A_s f_y$$

$$C = ab (f'_c c_{trabe} - f_p)$$

$$T = C$$

$$A_s f_y = ab (f'_c c_{trabe} - f_p)$$

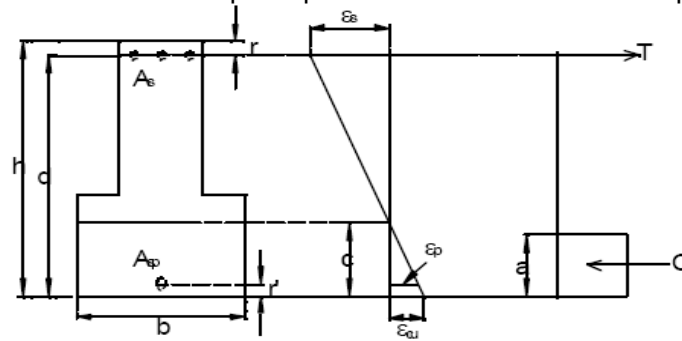
Donde:

b es el ancho de la parte inferior de la viga (que es donde está la compresión), f_p es el esfuerzo que provoca el presfuerzo en el bloque de compresiones $a \times b$ y A_s es el área de acero que se colocará en el firme o sección compuesta para tomar las tensiones del momento negativo. De la ecuación:

$$C = ab (f'_c c_{trabe} - f_p)$$

Es claro que entre mayor sea el esfuerzo de compresión f_p provocado por el presfuerzo, menor será la capacidad de la sección debido a que la fuerza de compresión C será muy pequeña. Por el contrario, si $f_p=0$, no hay reducción de la capacidad y el momento resistente no se verá afectado por el presfuerzo. Para obtener MR se recurre a un procedimiento iterativo ya que no se conoce ni f_p ni el peralte del bloque de compresiones. Este procedimiento es como sigue:

1. Se proponen valores de f_p y A_s
2. Se calcula la profundidad del bloque equivalente de concreto a compresión.



$$a = \frac{A_s f_y}{b(f''c_{trabe} - f_p)}$$

Diagrama de esfuerzos y deformaciones

3. Se obtiene la profundidad del eje neutro.

$$C = \frac{a}{0.8}$$

4. Se calcula la deformación del acero de refuerzo.

$$\epsilon_s = \frac{0.003(d-c)}{c}$$

5. Se revisa que esté fluyendo el acero de refuerzo

$$\epsilon_s > \frac{\epsilon_y}{0.75}$$

Si no se cumple la condición anterior se tiene que reducir el área de acero de refuerzo. Si esto no es suficiente, se debe aumentar la sección.

6. Se calcula la deformación al nivel del acero de presfuerzo.

$$\epsilon_p = \frac{0.003(c-r)}{c}$$

7. Se obtiene el esfuerzo al que está actuando el acero de presfuerzo para este nivel de deformación.

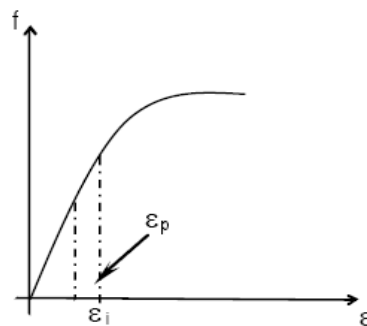
$$f'_p = (\epsilon_i - \epsilon_p) E_{sp}$$

Donde:

$\epsilon_i = \epsilon_1 + \epsilon_2$ es la deformación del acero de presfuerzo de descompresión (Figura 21).

8. Se calcula la fuerza que está actuando en el acero de presfuerzo.

$$P = f'_p A_{sp}$$



Gráfica esfuerzo-deformación del torón

9. Se calcula el esfuerzo que actúa sobre el bloque de concreto a compresión producido por el presfuerzo

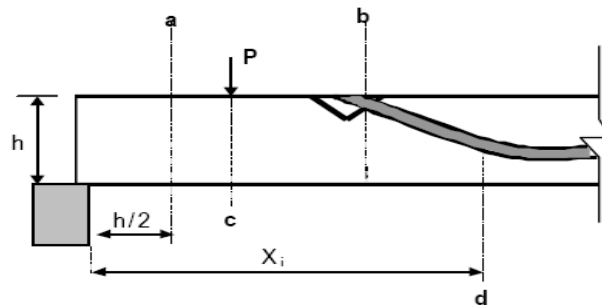
$$f_p = \frac{P}{ab}$$

Se compara este esfuerzo con el que se propuso inicialmente. Si no coincide con el valor propuesto se tiene que seguir iterando hasta que estos valores sean similares. Una vez logrado esto, se obtiene el MR de la sección y se compara con el MU. Por último mencionaremos que una práctica común y en ocasiones contenida en los reglamentos es, en elementos simplemente apoyados, prolongar sin doblar hasta dentro del apoyo cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo y, en extremos continuos, prolongar la cuarta parte del acero.

3.7.14 EL CORTANTE.

Los elementos de concreto presforzado generalmente poseen refuerzo para resistir cortante. Esto es con la finalidad de asegurar que la falla por flexión, que puede predecirse con mayor certidumbre y está anticipada por agrietamientos y grandes deflexiones, ocurrirá antes que la falla por cortante que es súbita y más difícil de predecir.

En el análisis de cortante por flexión no deben compararse los esfuerzos actuantes contra los permisibles ya que los primeros siempre serán mucho más pequeños que la resistencia del concreto. La falla por cortante que el ingeniero debe evitar es la debida al esfuerzo de tensión diagonal en el concreto producido por el esfuerzo cortante actuando solo o en combinación con los esfuerzos normales longitudinales.



Secciones donde se debe revisar por cortante

TIPOS DE GRIETAS.

Un elemento de concreto puede agrietarse de varias formas. Las grietas por flexión-cortante se presentan después de que han ocurrido las grietas debidas a flexión que se extienden verticalmente partiendo desde la fibra con mayor tensión. Cuando se presenta una combinación crítica de esfuerzos de flexión y cortante, la grieta toma una dirección inclinada. Si no se proporciona suficiente refuerzo en el alma dicha grieta producirá una falla por compresión-cortante, en la cual la fuerza de compresión resistente en el concreto se ve disminuida por la presencia de la grieta diagonal. La grieta por cortante puede ocurrir cerca de los apoyos en vigas altamente presforzadas con almas relativamente delgadas. Este tipo de grietas se inicia en el alma, sin previo agrietamiento por flexión, cuando la tensión principal en el elemento iguala a la resistencia de tensión del concreto. Este tipo de peligro en el alma conduce a la formación súbita de una gran grieta inclinada, y si no se encuentra refuerzo en el alma, conducirá a la falla de la viga que puede ser de tres maneras:

1. En vigas I, separación del patín en tensión del alma.
2. Aplastamiento del alma por la compresión que actúa paralelamente a la grieta diagonal.
3. En vigas T, agrietamiento por tensión que separa el patín en compresión del alma.

Las grietas debidas a tensión diagonal que se presentan en elementos presforzados son más inclinadas que en elementos sin presfuerzo. Por ello, ante el mismo refuerzo dado por estribos verticales, esa grieta atravesará más estribos lo que incrementa la eficiencia de los mismos. Esto se refleja en los reglamentos en donde, en general, se permite una separación de estribos mayor para elementos presforzados.

Adicionalmente a lo anterior, en elementos con torones desviados, el componente vertical de la fuerza de presfuerzo, V_{py} , es equivalente a una fuerza cortante negativa que se contrarresta directamente con la fuerza cortante actuante, V_{cargas} . Así, la fuerza cortante neta que actúa en la viga vale:

$$V_{neta} = V_{cargas} - V_{py}$$

En un elemento presforzado se debe revisar el cortante al menos en las siguientes secciones, ilustradas en la figura anterior.

- a) A $h/2$ del paño.
- b) Donde terminan los cables y en desvío de torones.
- c) En lugares donde existan cargas concentradas.
- d) En diferentes longitudes de la trabe, como $L/4$, $L/8$, para lograr tener separaciones de estribos que sigan mejor el diagrama de cortante.

OBTENCIÓN DEL CORTANTE RESISTENTE.

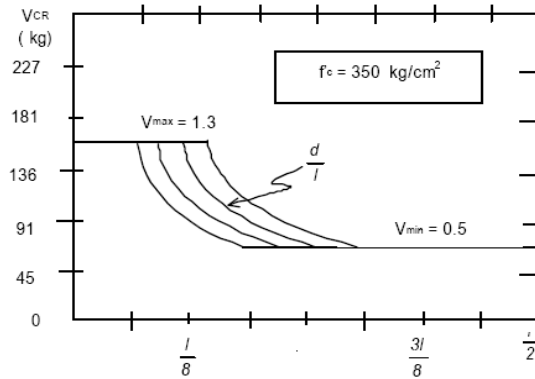
En secciones con presfuerzo total donde al menos el 40 por ciento de la resistencia está dada por el presfuerzo ($I_p > 0.4$), los tendones estén bien adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, es decir, que se ubiquen donde se ha alcanzado el esfuerzo efectivo, la fuerza VCR se calculará con la expresión:

$$V_{CR} = F_R b d \left(0.15 \sqrt{f'_c} + 50 \frac{V d_p}{M} \right)$$

$$F_{rad} = (1 - 0.0004 (h - 700)), \quad 0.8 \leq F_R \leq 1.0$$

En donde:

$F_R=0.8$, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, d es el peralte efectivo dado por la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en las fibras en tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de todos los tendones de presfuerzo, incluyendo, si existen, los que no se encuentren en la zona de tensión; d_p debe ser menor o igual que d . V_{CR} debe estar dentro de los siguientes límites como en la sig. figura:



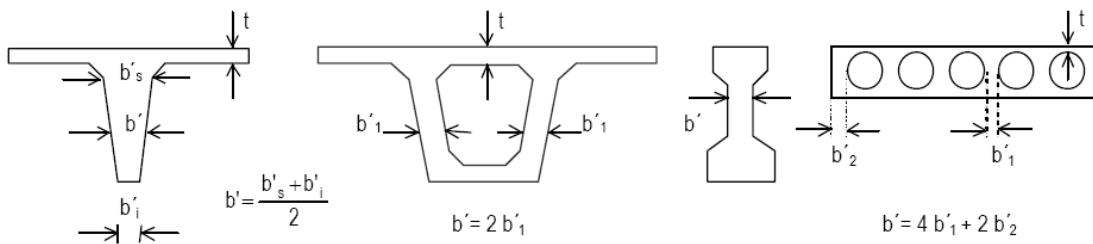
Límites del cortante resistente del concreto, VCR.

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c} \leq V_{CR} \leq 1.3 F_R b d \sqrt{f_c}$$

En vigas que no sean rectangulares, si el patín está a compresión el producto bd puede tomarse como:

$$bd = b' d + t^2 \quad \text{en vigas T, I}$$

$$bd = b' d + \frac{t^2}{2} \quad \text{en vigas L}$$



Se muestra el valor de b' y el espesor t para algunas secciones tipo.

Aunque así se obtuviera de los cálculos, la cantidad $V dp / M$ de la ec. de VCR no debe considerarse mayor que 1.0. El peralte efectivo, d , se calculará con la siguiente expresión:

$$d = \frac{A_{sp} f_{sp} d_p + A_{s_y} d_s}{A_{sp} f_{sp} + A_{s_y} f_{s_y}}$$

En secciones donde el acero de presfuerzo brinde menos del 40 por ciento de la resistencia y donde los tendones no estén adheridos o situados en la zona de transferencia, se aplicarán las siguientes ecuaciones correspondientes a secciones sin presfuerzo.

La ecuación de VCR es fácil de emplear pero puede dar resultados muy conservadores para algunos tipos de elementos. Para cálculos más precisos, el valor de VCR debe

Para $L/h \geq 5$

$$\text{Si } p < 0.015 \quad V_{CR} = F_R bd (0.2 + 20p) \sqrt{f'c}$$

$$\text{Si } p \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R bd \sqrt{f'c}$$

tomarse como el menor de los valores de V_{ci} y V_{cw} determinados para un agrietamiento por flexión-cortante y para un agrietamiento por cortante en el alma, respectivamente. V_{ci} se calcula como:

$$V_{ci} = F_R 0.16 bd \sqrt{f'c} + V_{pp} + \frac{V_{sc} M_{agr}}{M_{sc}}$$

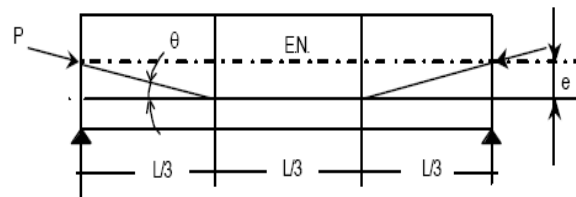
Donde:

V_{pp} es el cortante debido al peso propio del miembro y al peso de la sección compuesta. V_{sc} y M_{sc} son, respectivamente, el cortante y momento en la sección considerada, provenientes de las cargas muerta y viva sobrepuestas (sin incluir ni peso propio ni firme). V_{pp} , V_{sc} y M_{sc} deben calcularse sin factores de carga y M_{agr} es el momento que produce el agrietamiento por flexión. V_{ci} no debe tomarse menor que $0.45 b d f'c$.

El cortante que toma el concreto considerando un agrietamiento por cortante en el alma está dado por:

$$V_{cw} = F_R bd (0.93 \sqrt{f'c} + 0.02 f_{cc}) + V_p$$

V_p es el componente vertical de la fuerza presforzante efectiva en la sección sin factor de carga y tomando en cuenta la longitud de adherencia y f_{cc} es el esfuerzo de compresión en el centroide del concreto debido a la fuerza presforzante efectiva. De la sig. figura se aprecia que V_p se obtiene como:



Contribución de torones desviados y con curvatura a la fuerza cortante resistente.

$$V_p = P e \text{ sen } \theta$$

Donde:

θ .Es el ángulo de inclinación de la línea centroidal del tendón en la sección.

Como alternativa V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva, que resulta en un esfuerzo de tensión principal de $1.06 \sqrt{f'c}$ en el centroide del miembro o en la intersección del patín y el alma cuando el eje

centroidal está en el patín. Esto es porque el cálculo de V_{cw} está basado en asumir que el agrietamiento por cortante en el alma ocurre debido a fuerzas cortantes que causan esfuerzos principales de tensión alrededor de $1.06 \sqrt{f'_c}$ en el centroide de la sección.

En ningún caso se admitirá que:

$$V_u = F_R 2.5bd\sqrt{f'_c}$$

En esta ecuación, d es la profundidad hasta el centroide de los tendones de presfuerzo y no se aplica el límite inferior de $0.8h$ mencionado en otra sección de este capítulo.

REFUERZO POR TENSIÓN DIAGONAL, V_s .

Se deberá disponer de un área mínima de refuerzo por cortante en todos los miembros de concreto reforzados por flexión donde la fuerza factorizada de cortante V_U exceda la mitad de la resistencia al cortante disponible del concreto V_{CR} , excepto:

1. Losas y zapatas.
2. Construcción de viguetas de concreto.
3. Vigas con peralte total no mayor de 25 cm, $2\frac{1}{2}$ veces el espesor del patín, o $\frac{1}{2}$ al ancho del alma, cualquiera que sea el mayor.

Las losas, zapatas y viguetas están excluidas de los requisitos de refuerzo mínimo por cortante debido a que hay la posibilidad de distribuir las cargas entre áreas débiles y fuertes.

Se permitirá omitir los requisitos de refuerzo mínimo por cortante si se demuestra mediante pruebas que la resistencia nominal por flexión y cortante se puede desarrollar cuando no se coloca el refuerzo por cortante. Tales pruebas deberán simular los efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, contracción y cambios por temperatura, basados en una estimación realista de tales efectos que ocurran en servicio.

Donde se requiera refuerzo por cortante y donde la torsión pueda ser ignorada, el área mínima de refuerzo por cortante para miembros presforzados y no presforzados deberá calcularse por medio de:

$$A_{vmin} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}bs}{f_y}$$

Donde:

b y s están en centímetros y A_v en cm^2 .

Para miembros presforzados con una fuerza efectiva de presfuerzo, no menor que 40 % de la resistencia a la tensión del refuerzo por flexión, el área del refuerzo por cortante no será menor que la menor A_v de las ecuaciones de A_{vmin} .

$$A_{vmin} = \frac{A_{sp} f_{sr} s \sqrt{bd}}{5.6 f_y d}$$

La diferencia de V_{CR} y V_U podrá ser tomada con estribos, los cuales se ubicarán perpendicularmente al eje de la pieza, deberán ser de acero de refuerzo de grado no mayor que el 42 (4200 kg/cm²) y diámetro mayor o igual al número 2, o por malla de alambre electro soldado cuyo esfuerzo de fluencia no se tomará mayor que 5600 kg/cm².

Los estribos estarán perfectamente anclados en ambos extremos para desarrollar la resistencia del acero y se colocarán hasta una distancia de un peralte efectivo, d , a partir de la sección en estudio. La separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo en vigas totalmente presforzadas será de $0.75h$. Cuando $V_s > 1.06bd\sqrt{f'c}$, los valores anteriores deben reducirse a la mitad. Por otro lado, V_s nunca debe tomarse mayor que $2.12bd\sqrt{f'c}$.

Cuando $V_U > V_{CR}$, se requerirá refuerzo por tensión diagonal. La separación de estribos, s , en centímetros debe ser:

$$5 \text{ cm} \leq s \leq 0.75h$$

Donde:

h es el peralte total de la pieza y

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_u V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

Donde:

A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s , en cm²; f_y es el esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm²; V_U es la fuerza cortante de diseño en kg; V_{CR} es la fuerza cortante de diseño que toma el concreto en kg, b es el ancho de la sección transversal rectangular o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L en cm, θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el plano del elemento y d es el peralte efectivo (distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema en compresión), en cm. Para secciones circulares se sustituirá d por el diámetro de la sección.

En resumen, para vigas con presfuerzo total se deberá cumplir con los siguientes requisitos tanto para la separación de estribos, así como para el cálculo de V_{CR} :

- a) $s > 5 \text{ cm}$.
- b) Si $V_U > V_{CR}$, pero $V_U \leq 1.5FRbd\sqrt{f'c}$; $s \leq 0.75h$.
- c) Si $V_U > 1.5FRbd\sqrt{f'c}$; $s \leq 0.37h$.
- e) V_U no deberá ser mayor que $2.5FRbd\sqrt{f'c}$.

3.7.15 GRADO DE SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), toda estructura o edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo.

Toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

I.Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.

II.No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Para los efectos del RCDF las construcciones se clasifican principalmente en dos grupos:

I.Grupo A: Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias flamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.

II.Grupo B: Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:

En general el determinar y analizar los diversos factores para lograr un correcto grado de seguridad de una estructura es inverosímil, aunque el RCDF en sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) nos ofrece un rango en base a coeficientes de carga y reducción, además de métodos para el análisis del comportamiento de los inmuebles ante cargas accidentales.

El analizar una estructura en si es complejo, y más aún cuando no se tienen fundamentados todos aquellos principios de un sistema constructivo no muy empleado en nuestro país, como lo es el concreto presforzado; pero esto no quiere decir que no lo empleemos, ya que si recordamos también en el concreto reforzado tuvimos errores reglamentarios y los superamos satisfactoriamente hasta ser reconocidos mundialmente.

UNIDAD 4

COMPONENTES DEL CONCRETO

Es reconocido que del 60% al 75% del volumen del concreto (70% a 85% de la masa) de cada metro cúbico de concreto fabricado está constituido por los agregados, condición que destaca la importancia que tienen estos materiales en la elaboración de este producto. Bajo esta condición, las características de los materiales que los forman y los efectos de su uso en el concreto se han estudiado con mucho mayor detalle, de tal forma que se pueda producir un concreto de mejores características en estado fresco y con una mayor durabilidad.

Los agregados deben cumplir ciertas reglas para darles un uso ingenieril óptimo: deben consistir en partículas durables, limpias, duras, resistentes y libres de productos químicos absorbidos, recubrimientos de arcilla y de otros materiales finos que pudieran afectar la hidratación y la adherencia de la pasta de cemento. Las partículas de agregado que sean desmenuzables o susceptibles de resquebrajarse son indeseables.

4.1 CLASIFICACIÓN DE AGREGADOS.

Existen diferentes formas de clasificar a los agregados para concretos.

Es muy común que los agregados se clasifiquen de acuerdo a diferentes características como son: (Clasificación por Composición, por Color, por Tamaño de Partícula, por Modo de Fragmentación, por Peso Específico).

Clasificaciones creadas con un objetivo diferente a la identificación de agregados para concreto (ejemplo: la división de rocas en ígneas, sedimentarias y metamórficas se realizó de acuerdo con las condiciones naturales de formación de las rocas y no calificando sus características físicas particulares asociables al uso en concreto).

Conceptos ambiguos (ejemplo: desde el punto de vista de la composición química, basalto y tezontle son lo mismo, aunque es reconocido que pueden tener una diferencia significativa en color y peso volumétrico).

No califican ninguna característica física de las que se evalúan en los agregados para concreto (ejemplo: origen).

Miembros de familias diferentes o iguales pueden tener características físicas distintas o similares, generando confusión en las propiedades del material (ejemplo: hay calizas de muy diversa calidad física, desde buena hasta pésima).

Clasificaciones simplistas que inducen a interpretaciones erróneas (ejemplo: el color), por lo tanto, la situación que se genera por esta información parcial es:

Identificaciones imprecisas.

Establecimiento de juicios erróneos, al desconocer las bases de cada clasificación.

Aplicación de criterios equivocados en la evaluación de agregados.

Usos indiscriminados de las clasificaciones.

La clasificación por tamaño de partícula es importante debido a que se deriva de la condición mínima del concreto convencional de dividir a los agregados en dos fracciones principales cuya frontera nominal es 4.75 mm (malla No. 4 ASTM), dando por resultado lo siguiente:

Clasificación	Intervalo Nominal (mm)	Mallas Correspondientes	
		NMX-111	ASTM
Agregado fino	0.075 - 4.75	F0.075-G4.75	No. 200-No 4
Agregado grueso	4.75 - variable (+)	G4.75 - (+)	No. 4 - (+)

AGREGADO FINO (ARENA).

- 1) Agregado que pasa la malla 3/8" (9.5 mm) y casi totalmente pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y es predominantemente retenido en la malla No. 200 (0.075 mm).
- 2) Es la porción de un agregado que pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y es retenido en la malla No. 200 (0.075 mm).

AGREGADO GRUESO (GRAVA).

- 1) Agregado predominantemente retenido en la malla No. 4 (4.75 mm).
- 2) Es la porción de un agregado retenido en la malla No. 4 (4.75 mm).

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS.

Las características de los agregados que es conveniente evaluar antes de ser empleados en la fabricación de concreto son:

Característica	Pruebas aplicables	
	NMX	ASTM
Granulometría	C-111	C 33
Limpieza	C-111	C 33
Finos indeseables		D 2419
Materia orgánica	C-88	C 40
Partículas inconvenientes	C-84 / C-71 / C-75 / C-172	C117 / C142 / C88 / 123
Densidad	C-164 / C-165	C 127 / C 128
Sanidad	C-75	C 88
Absorción y Porosidad	C-164 / C-165	C 127 / C 128
Forma de Partícula	C-265 / C-165	C 295 / C 128
Textura Superficial	C-265	C 295
Reactividad con los álcalis		
Examen petrográfico	C-265	C 295
Método químico	C-271 / C-272	C 289 / C 586
Barras de mortero	C-180	C 227 / C 1105

Debido a la importancia que reviste especificar y clasificar los agregados del concreto para una obra, es necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Características y requisitos a cumplir de la estructura que se va a fabricar.
- b) Agregados disponibles en el sitio.
- c) Composición granulométrica de los agregados a emplear.

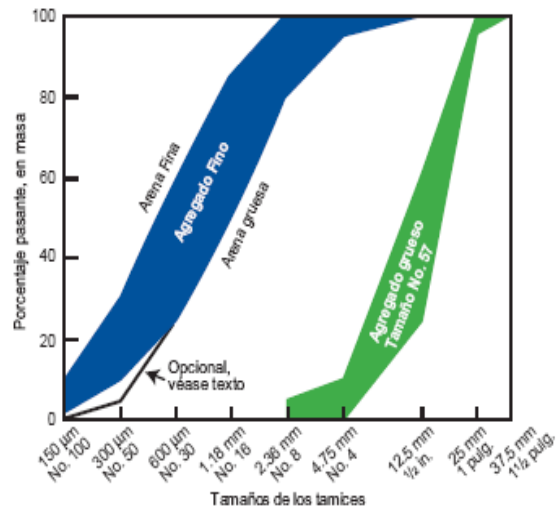
GRANULOMETRÍA.

La granulometría es la distribución del tamaño de las partículas de un agregado, que se determina a través del análisis de los tamices (cedazos, cribas).

La granulometría y los límites granulométricos se expresan generalmente en porcentaje de material que pasa a través de cada tamiz. La figura siguiente nos muestra el ensayo y estos límites para el agregado fino y un tamaño de agregado grueso.



GRANULOMETRICA



Las curvas indican los límites especificados , NMX-C-111, NTC 174 para el agregado fino y para un tamaño granulométrico de agregado grueso comúnmente utilizado.

Hay muchas razones para que se especifiquen los límites granulométricos y el tamaño máximo nominal de los agregados, pues afectan las proporciones relativas de los agregados, bien como la demanda de agua y de cemento, trabajabilidad, bombeabilidad, economía, porosidad, contracción (retracción) y durabilidad del concreto. Las variaciones en la granulometría pueden afectar seriamente la uniformidad del concreto de una mezcla a otra. Las arenas muy finas son normalmente antieconómicas, mientras que arenas y gravas gruesas pueden producir mezclas sin trabajabilidad. En general, los agregados que no tienen una gran deficiencia o exceso o de cualquier tamaño y presentan una curva granulométrica suave, producirán los resultados más satisfactorios.

AGREGADO FINO (ARENA).

Constituido nominalmente por partículas cuyo tamaño está entre 0.075 y 4.75 mm, en donde es deseable que exista continuidad granulométrica, es decir que exista presencia de todos los tamaños representantes de las diferentes fracciones que están establecidas.

Es importante comentar que si bien es útil que el agregado fino cumpla con la continuidad granulométrica, resulta poco prudente el especificar la arena con base a esta característica, ya que un adecuado diseño de mezclas o bien el uso de aditivos en el concreto, permite disminuir los posibles efectos no deseados por una deficiencia de esta característica del agregado.

La granulometría de los agregados finos de acuerdo con las normas ASTM C 33, NMX-C-111, NTC-174, es generalmente satisfactoria para la mayoría de los concretos. Los límites de estas normas, con respecto a la granulometría se muestran en la siguiente tabla.

LIMITES GRANULOMÉTRICOS DEL AGREGADO FINO.

TAMIZ	PORCENTAJE QUE PASA (EN MASA)
9.5MM (3/8 PULG.)	100
4.75MM (NO.4)	95 A 100
2.36MM (NO.8)	80 A 100
1.18MM (NO.16)	50 A 85
600UM (NO.30)	25 A 60
300UM (NO.50)	10 A 30*
150UM (NO.100)	2 A 10**

Las especificaciones de la ASTM C 33, de la NMX 111 y de la NTC 174 permiten que los porcentajes mínimos (por masa) de material que pasa en los tamices de 300 um (No.50) y 150 um (No.100) se reduzcan a 5% y 0%, respectivamente, desde que:

- 1) Se use el agregado en un concreto con aire incluido (incorporado) que contenga más de 237kg de cemento por m³ de contenido de aire. En el caso de México, la mezcla debe contener más de 250 kg/m³ de cemento.
- 2) Se use el agregado en un concreto que contenga más de 297 kg de cemento por m³ de concreto, cuando el concreto no tenga aire incluido. En el caso de México, la mezcla debe contener más de 300 kg/m³ de cemento.
- 3) Se usa material cementante suplemento aprobado, a fin de suministrar la deficiencia de material que pasa en los dos tamices.

Otros requisitos de estas normas son:

1. Que el agregado fino no tenga más del 45% retenido entre dos mallas consecutivas.
2. Que el módulo de finura no sea inferior a 2.3 ni superior a 3.1, ni que varíe en más de 0.2 del valor típico de la fuente del abastecimiento del agregado. En el caso de que sobrepase este valor, el agregado fino se deberá rechazar a menos que se hagan los ajustes adecuados en las proporciones del agregado fino y grueso.

MÓDULO DE FINURA.

El módulo de finura (MF) tanto del agregado fino como del grueso se calcula, de acuerdo con ASTM C 125, NMX-C-111, NTC 385, sumándose los porcentajes acumulados de la masa retenida en cada uno de los tamices de la serie especificada y dividiéndose esta suma por 100.

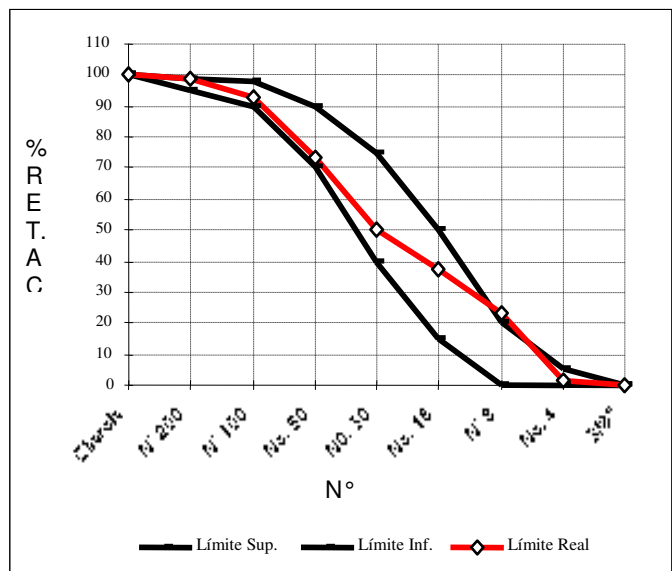
El MF es un índice de finura del agregado – cuanto mayor el MF, más grueso es el agregado. Agregados con granulometrías diferentes pueden tener el mismo MF. El MF de los agregados finos es útil para estimar las proporciones de agregados fino y grueso en el concreto.

Un ejemplo de como se determina el MF del agregado fino (de un análisis granulométrico asumido) se presenta a continuación:

MODULO DE FINURA

Es un factor obtenido de sumar el total de porcentajes de material que se retiene, en una muestra, en las mallas de 3”, 1 1/2”, 3/4”, 3/8”, No. 4, No. 8, No. 16, No. 30, No. 50 y No. 100, dividida entre cien.

DISTRIBUCION			
MALLA N	PESO (g)	PESO INDIV.	PESO ACUM.
3/8	0	0.0	0.0
N° 1	1	1.7	1.7
N° 12	12	21.6	23.4
N° 7	7	13.7	37.1
N° 3	7	13.0	50.1
N° 13	13	22.8	73.0
N° 11	11	19.5	92.6
No. 3	3	5.9	98.5
Charol	8	1.4	100.0
Suma	56	100.0	
M.			2.78



AGREGADO GRUESO (GRAVA).

Es el que queda en el intervalo nominal comprendido desde 4.75 mm hasta la dimensión máxima que contenga el concreto, magnitud que define el tamaño máximo en cada caso. Al igual que en el agregado fino, es deseable que exista una continuidad granulométrica de la fracción. Por lo anterior, es claro que el límite superior del agregado grueso es el que rige la curva granulométrica a especificar para cada tipo de concreto, de acuerdo con sus necesidades constructivas.

De igual forma que en el agregado fino, los efectos por una deficiente composición granulométrica pueden ser disminuidos, vía la aplicación adecuada de la tecnología de concreto.

El tamaño máximo de agregado que se utiliza en el concreto tiene su fundamento en la economía. Comúnmente se necesita más agua y cemento para agregados de tamaño pequeño que para mayores tamaños.

El tamaño máximo nominal de un agregado, es el menor tamaño de malla por el cual debe pasar la mayor parte del agregado. La malla de tamaño máximo nominal, puede retener de 5% a 15% del agregado dependiendo del número de tamaño. Por ejemplo, el agregado de número de tamaño 67 tiene un tamaño máximo de 25 mm y un tamaño máximo nominal de 19 mm. De 90% a 100% de este agregado debe pasar la malla de 19 mm y todas sus partículas deberán pasar la malla de 25 mm.

El tamaño máximo del agregado que puede ser empleado depende generalmente del tamaño y forma del elemento de concreto y de la cantidad y distribución del acero de refuerzo. Por lo común el tamaño máximo de las partículas de agregado no debe sobrepasar:

1. Un quinto de la dimensión más pequeña del miembro de concreto.
2. Tres cuartos del espaciamiento libre entre barras de refuerzo.
3. Un tercio del peralte de las losas.

LIMPIEZA.

Finos indeseables (limo y arcilla). En forma general, para la especificación de esta característica hay dos criterios para la utilización de agregados en concretos:

Finos que pasan la malla No. 200	Norma aplicada NMX C-111*	
	Arena (%)	Grava (%)
*		
Finos de cualquier tipo	5.0	2.0
Finos sin arcilla**	10.0	3.0

% MÁXIMO APLICABLE.

Para conocer el carácter arcilloso de los finos que pasan la malla No. 200, es aplicable la prueba de equivalente de arena.

MATERIA ORGÁNICA.

La especificación de esta característica de los agregados limita el contenido de este producto con base en una clasificación colorimétrica, en donde un tono más oscuro que el color de referencia es condición que se considera como una presencia excesiva, y por tanto es causa de rechazo.

PARTÍCULAS INCONVENIENTES.

Esta especificación se realiza con base en el tipo de partícula presente en el agregado, de acuerdo a lo siguiente:

Carbón y lignito en la arena	0.50 a 1.0%
Calcedonia de peso específico menor a 2.40	3.0 a 8.0%
Terrones de arcilla	ver material que pasa la malla No 200

DENSIDAD.

No hay una especificación sobre los límites de aceptación para esta característica, principalmente porque no tiene correlación con el grado de sanidad de los materiales que se analizan. Además, depende del peso unitario del concreto que se va a producir, dividiéndose para ello en ligero, normal y pesado.

SANIDAD.

La sanidad se define como la condición de un sólido que se halla libre de grietas, defectos y fisuras. Esta propiedad tiene mucha importancia porque es un buen índice del desempeño predecible del agregado al ser usado en concreto.

	NMX C-111
Agregado fino	10% máximo
Agregado grueso	12% máximo

ABSORCIÓN Y POROSIDAD.

No hay una especificación sobre el límite de aceptación de esta característica, dado que esta depende de muy diversos factores, tales como: contenido de finos, forma y textura superficial de las partículas, porosidad de la roca y distribución granulométrica. Se reconoce como información válida, sin embargo, que cuando se tienen rocas de buena calidad física y los agregados cumplen las otras especificaciones que se le solicitan, el agregado grueso no rebasa el 3% de la absorción, así como el agregado fino no supera el 5% máximo.

FORMA DE PARTÍCULA.

En términos generales, no existe una especificación estricta para esta característica que evalúe la redondez y esfericidad de los agregados, ya que es demostrable que en condiciones idénticas, son más adecuados los agregados de formas redondeadas para la producción de concretos con resistencias que no excedan los valores de 250 kg/cm². Asimismo, es recomendable que para concretos que requieran desarrollar mayores resistencias a las de referencia, se haga uso de partículas de formas más angulosas. En el caso de la esfericidad evaluada por la presencia de partículas planas y alargadas, es recomendable que éstas no superen el 20% máximo de acuerdo con el comité ACI 207.

TEXTURA SUPERFICIAL.

Al igual que para la forma, no existe una especificación rigurosa para la textura superficial, ya que los diferentes tipos que existen producen efectos diversos en la fabricación de concreto.

REACTIVIDAD CON LOS ÁLCALIS.

Existen tres pruebas que evalúan esta característica de los agregados, independientemente de si la reacción es álcali-sílice o álcali-carbonato. Las tres son importantes por los elementos de juicio que aportan sobre el posible comportamiento del material al ser utilizado en la fabricación de concreto:

Método de prueba	Carácter del resultado	Evaluación
Estudio petrográfico*	Definitivo, sólo material inocuo	Inocuo/Deletéreo
Método químico	Definitivo, sólo material inocuo	Inocuo/Deletéreo
Barras de mortero	Definitivo, estimación potencial	**

Es importante ya que califica cuál es el tipo de reacción que puede presentar el agregado, al identificar y cuantificar los materiales potencialmente reaccionantes.

Valor de la expansión en relación con el tipo de reacción y su clasificación.

	Álcali-Sílice (NMX C-180)	Álcali- Carbonato (ASTM C 1105)
Inocuo	< 0.05% a tres meses	< 0.015% a tres meses
Moderadamente reactivo	> 0.05%, < 0.10%	> 0.015%, < 0.025%
Deletéreo	> 0.10 a seis meses	> 0.025% a seis mese

INFLUENCIA DE LOS AGREGADOS EN CONCRETO.

En estado fresco:

Propiedad del concreto	Característica de los agregados que la influye
Peso unitario	Densidad Tamaño máximo/granulometría
Manejabilidad	Granulometría Forma de partícula
Contracción plástica	Limpieza Partículas friables
Requerimiento de agua	Tamaño máximo/granulometría Sanidad Limpieza
Sangrado	Granulometría Forma de partícula
Pérdida de revenimiento	Absorción
Segregación	Tamaño máximo/granulometría

En estado endurecido

Propiedad del concreto	Característica de los agregados que la influye
Durabilidad	Textura superficial Sanidad Absorción Porosidad Reactividad con los álcalis
Resistencia a compresión	Limpieza Tamaño máximo/granulometría Forma de partícula Resistencia mecánica Partículas friables Textura superficial
Cambios volumétricos	Tamaño máximo/granulometría Forma de partícula Limpieza Presencia de arcilla Módulo de elasticidad
Costo	Tamaño máximo/granulometría Forma de partícula Textura superficial Limpieza
Sangrado	Granulometría Forma de partícula
Resistencia a la abrasión	Resistencia a la abrasión
Peso unitario	Densidad
Permeabilidad	Porosidad
Partículas friables/terrones de arcilla	Irregularidades superficiales

4.2 TIPOS DE CEMENTOS.

Actualmente se fabrican diferentes tipos de cementos Pórtland que satisfacen a varios requisitos físicos y químicos para aplicaciones específicas en la industria de la construcción.

Los cementos Pórtland se producen de acuerdo con las especificaciones ASTM C 150, AASHTO M 85 o ASTM C 1157.

La norma ASTM C 150 establece ocho diferentes tipos de cemento, los cuales se muestran en la siguiente tabla de acuerdo a los usos y necesidades del mercado de la construcción:

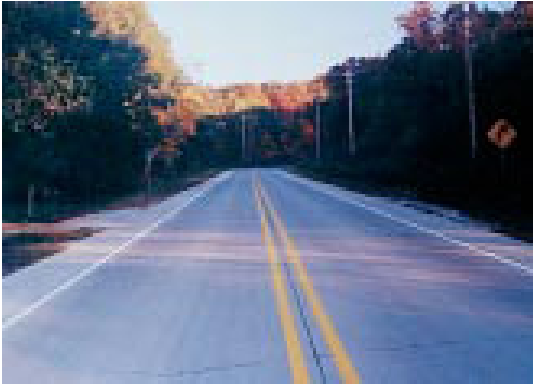
Tipo	Nombre	Aplicación
I	Normal	Para uso general, donde no son requeridos otros tipos de cemento.
IA	Normal	Uso general, con inclusor de aire.
II	Moderado	Para uso general y además en construcciones donde existe un moderado ataque de sulfatos o se requiera un moderado calor de hidratación.
IIA	Moderado	Igual que el tipo II, pero con inclusor de aire.
III	Altas resistencias	Para uso donde se requieren altas resistencias a edades tempranas.
IIIA	Altas resistencias	Mismo uso que el tipo III, con aire incluido.
IV	Bajo calor de hidratación	Para uso donde se requiere un bajo calor de hidratación.
V	Resistente a la acción de los sulfatos	Para uso general y además en construcciones donde existe un alto ataque de sulfatos.

A continuación se realiza una revisión detallada de estos cementos Pórtland:

TIPO I.

Este tipo de cemento es de uso general, y se emplea cuando no se requiere de propiedades y características especiales que lo protejan del ataque de factores agresivos como sulfatos, cloruros y temperaturas originadas por calor de hidratación.

Entre los usos donde se emplea este tipo de cemento están: pisos, pavimentos, edificios en concreto armado, elementos de concreto prefabricados y recolado. (Mostrar figura).



El uso típico del cemento normal o el uso general incluyen (de la izquierda a la derecha) pavimentos de autopistas, pisos, puentes y edificios.

TIPO II.

El cemento Pórtland tipo II se utiliza cuando es necesario la protección contra el ataque moderado de sulfatos porque contienen no más del 8% de aluminato de tricálcico (C3A), como por ejemplo en las tuberías de drenaje, siempre y cuando las concentraciones de sulfatos sean ligeramente superiores a lo normal, pero sin llegar a ser severas, (En caso de presentarse concentraciones mayores se recomienda el uso de cemento Tipo V, el cual es altamente resistente al ataque de los sulfatos). (observar la siguiente figura).



Los cementos de moderada resistencia a los sulfatos y alta resistencia a los sulfatos mejoran la resistencia a los sulfatos de los miembros de concreto, tales como losas sobre el suelo y tuberías.

Genera normalmente menos calor que el cemento tipo I, y este requisito de moderado calor de hidratación puede especificarse a opción del comprador. En casos donde se especifican límites máximos para el calor de hidratación, puede emplearse en obras de gran volumen, tales como pilares (pilas, estribos), cimentaciones grandes, muros de contención de gran espesor, pequeñas presas.

Su empleo va a disminuir la subida de temperatura y la temperatura relacionada con la fisuración, lo cual es especialmente importante cuando se coloca el concreto en clima caluroso. También se puede utilizar en miembros expuestos a suelos o agua subterránea, donde la concentración de sulfatos sea más alta que la normal.

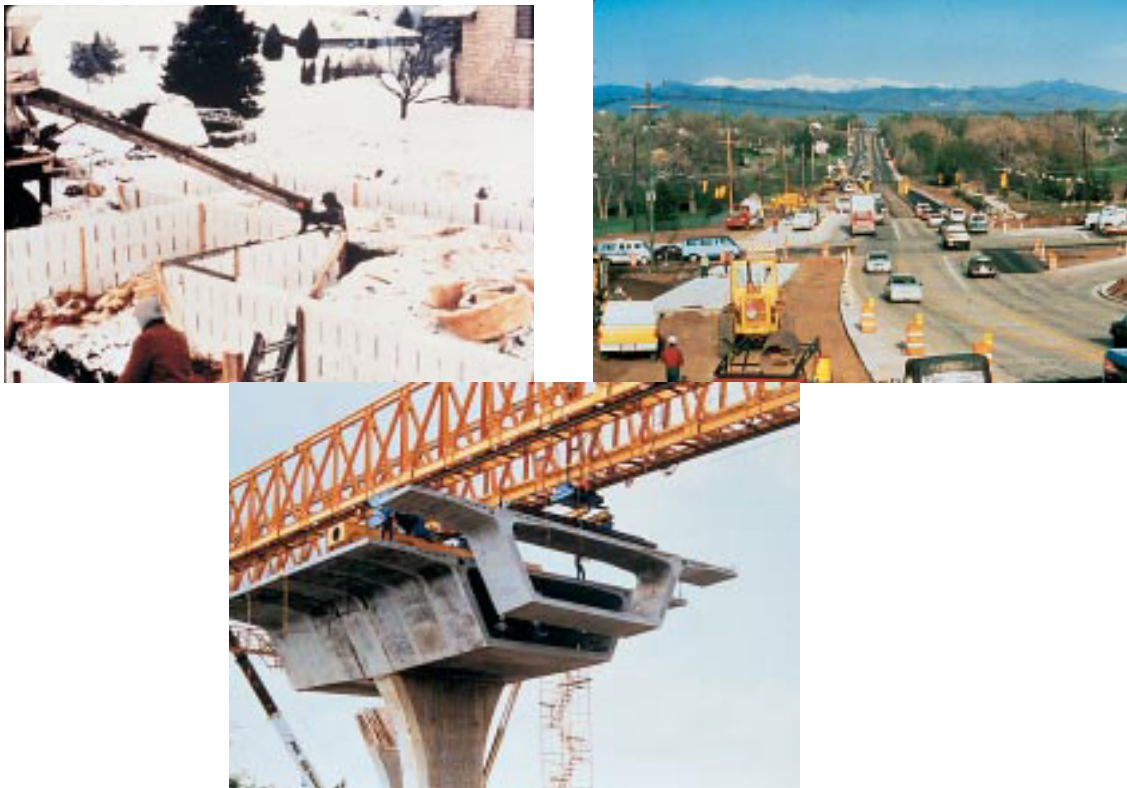
La Norma ASTM C 150 establece como requisito opcional un máximo de 70 cal/g a siete días para este tipo de cemento.

Es importante considerar que los sulfatos en suelos húmedos o en agua penetran en el concreto y reaccionan con el C3A hidratado, ocasionando expansión, descascaramiento y agrietamiento del concreto, por lo que es necesario controlar el ataque de sulfatos hacia el concreto mediante este tipo de cemento, acompañado del uso de baja relación agua-material cementante y baja permeabilidad. Algunos cementos se pueden etiquetar con más de una designación, por ejemplo Tipo I/II. Esto simplemente significa que tal cemento atiende a los requisitos de los cementos Tipo I y Tipo II.

TIPO III.

Este tipo de cemento desarrolla altas resistencias a edades tempranas, a 3 y 7 días. Esta propiedad se obtiene al molerse el cemento más finamente durante el proceso de molienda. Este cemento es química y físicamente similar al cemento tipo I, Su utilización se debe a necesidades específicas de la construcción, cuando es necesario retirar cimbras lo más pronto posible o cuando por requerimientos particulares, una obra tiene que ponerse en servicio muy rápidamente, como en el caso de carreteras y autopistas.

En clima frío, su empleo permite una reducción en el tiempo de curado. observar la siguiente figura. A pesar de que se puede usar un alto contenido de cemento tipo I para el desarrollo temprano de la resistencia, el cemento tipo III puede ofrecer esta propiedad mas fácilmente.



Los cementos de alta resistencia inicial se usan donde la resistencia temprana es necesaria, tales como (de la izquierda para la derecha) colocación en tiempo frío, pavimentos de rápida habilitación al tránsito (fast track) para minimizar los embotellamientos y rápida remoción de las cimbras del concreto premoldeado.

También se utiliza en estructuras de concreto que necesitan de alta resistencia a edades tempranas, tales como pavimentos "fast-track", concreto prefabricado, concreto de alto desempeño, concreto colocado en tiempo frío, concreto postensado y concreto pretensado.

TIPO IV.

El cemento Pórtland tipo IV se utiliza cuando por necesidades de la obra, se requiere que el calor generado por la hidratación sea mantenido a un mínimo. El desarrollo de resistencias de este tipo de cemento es muy lento en comparación con los otros tipos de cemento. Los usos y aplicaciones del cemento tipo IV están dirigidos a obras con estructuras de tipo masivo, como por ejemplo grandes presas. Observar figura.



Los cementos de moderado calor y bajo calor de hidratación minimizan el calor generado en miembros de concreto masivo o estructuras, tales como (izquierda) apoyos espesos de puente y (derecha) presa. La presa de Hoover, enseñada aquí, usó el cemento tipo IV para controlar el aumento de temperatura.

El cemento tipo IV raramente esta disponible en el mercado.

TIPO V.

El cemento Pórtland tipo V se emplea en obras donde el concreto esta expuesto a la acción severa de sulfatos, principalmente en aquellos lugares donde los suelos y las aguas subterráneas contienen concentraciones muy altas de sulfatos.

El desarrollo de resistencia es más lento que en el cemento tipo I. La gran resistencia al ataque de los sulfatos de este tipo de cemento se debe al bajo contenido de aluminato de tricalcico del cemento. La resistencia al ataque de sulfatos se incrementa con aire incluido o con relaciones agua-cemento bajas. La norma ASTM-C 150 establece un valor máximo del 5% de contenido de C3A (aluminato de tricalcico) para este tipo de cemento.

Es fundamental para el buen desempeño de cualquier estructura expuesta a los sulfatos, que se use baja relación agua-material sementante y baja permeabilidad. También es importante mencionar que este tipo de cemento como otros cementos no es resistente a ácidos y a otras sustancias altamente corrosivas.

CEMENTOS CON AIRE INCLUIDO.

La ASTM C 150 Y LA AASHTO M 85 presentan especificaciones para tres cementos con aire incluido (incorporado) (tipos IA, IIA Y IIIA). Ellos corresponden a la composición de los cementos ASTM tipos I, II Y III, respectivamente, a excepción de que, durante su producción, se cuelen pequeñas cantidades de material incorporador (inclusor) de aire juntamente con el clinker. Estos cementos producen un concreto con una resistencia al congelamiento y deshielo mayor. Tales concretos contienen burbujas de aire bien distribuidas y completamente separadas. El aire incluido en la mayoría de los concretos se logra a través del uso de aditivos inclusotes de aire, y no del uso de cemento con aire incluido. Los cementos con aire incluido están disponibles apenas en algunas regiones.

CEMENTOS HIDRÁULICOS MEZCLADOS.

También se les conocen como cementos hidráulicos adicionados, estos cementos han sido desarrollados debido al interés de la industria por la conservación de la energía y la economía en su producción.

Los cementos adicionados se producen por la molienda uniforme y conjunta o por la mezcla de dos o más tipos de materiales finos.

La norma ASTM C 595 reconoce la existencia de cinco tipos de cementos mezclados:

Cemento Pórtland de escoria de alto horno - Tipo IS.

Cemento Pórtland puzolana - Tipo IP y Tipo P.

Cemento de escoria - Tipo S.

Cemento Pórtland modificado con puzolana - Tipo I (PM).

Cemento Pórtland modificado con escoria - Tipo I (SM).

Todos los cementos Pórtland y los cementos mezclados son cementos hidráulicos, "cemento hidráulico" es meramente un término más genérico.

La ASTM C 1157 define a un cemento adicionado como aquel que tiene mas del 15% de adición mineral y el cemento Pórtland modificado aquel con un contenido de hasta un 15% de adiciones minerales.

TIPO IS.

El cemento Pórtland de escoria de alto horno se puede emplear en las construcciones de concreto en general. Para producir este tipo de cemento, la escoria del alto horno se muele junto con el clinker de cemento Pórtland, o puede también molerse en forma separada y luego mezclarse con el cemento. El contenido de escoria varía entre el 25 y el 70% en peso.

TIPO IP Y TIPO P.

El cemento Pórtland IP puede ser empleado en construcciones en general y el tipo P se utiliza en construcciones donde no sean necesarias resistencias altas a edades tempranas. El tipo P se utiliza normalmente en estructuras masivas, como estribos, presas y pilas de cimentación. El contenido de puzolana de estos cementos se sitúa entre el 15 y el 40 % en peso.

TIPO S

El cemento tipo S, de escoria, se usa comúnmente en donde se requieren resistencias inferiores. Este cemento se fabrica mediante cualquiera de los siguientes métodos:

- 1) Mezclando escoria molida de alto horno y cemento Pórtland.
- 2) Mezclando escoria molida y cal hidratada.
- 3) Mezclando escoria molida, cemento Pórtland y cal hidratada.

El contenido mínimo de escoria es del 70% en peso del cemento de escoria.

TIPO I (PM).

El cemento Pórtland tipo I (PM), modificado con puzolana, se emplea en todo tipo de construcciones de concreto. El cemento se fabrica combinando cemento Pórtland o cemento Pórtland de escoria de alto horno con puzolana fina. Esto se puede lograr:

- 1) Mezclando el cemento Pórtland con la puzolana.
- 2) Mezclando el cemento Pórtland de escoria de alto horno con puzolana.
- 3) Moliendo conjuntamente el clinker de cemento con la puzolana.
- 4) Por medio de una combinación de molienda conjunta y de mezclado.

El contenido de puzolana es menor del 15% en peso del cemento terminado.

TIPO I (SM)

El cemento Pórtland modificado con escoria, TIPO I (SM), se puede emplear en todo tipo de construcciones de concreto. Se fabrica mediante cualquiera de los siguientes procesos:

- 1) Moliendo conjuntamente el clinker con alguna escoria granular de alto horno.
- 2) Mezclando escoria molida y cal hidratada.
- 3) Mezclando escoria, cemento Pórtland y cal hidratada.

El contenido máximo de escoria es del 25% del peso del cemento de escoria.

A todos los cementos mezclados arriba mencionados, se les puede designar la inclusión de aire agregando el sufijo A, por ejemplo, cemento TIPO S-A.

Además, en este tipo de cementos, la norma establece como requisito opcional para los cementos.

Tipo I (SM), I (PM), IS, IP y los denominados con subfijo MS o MH lo siguiente: moderada resistencia a los sulfatos y/o moderado calor de hidratación y en caso del tipo P y PA, moderada resistencia a los sulfatos y/o bajo calor de hidratación.

La Norma ASTM C 1157 establece los requisitos de durabilidad para los cementos hidráulicos cuando se utilicen en aplicaciones especiales o para uso general. Por ejemplo, donde se requieran altas resistencias tempranas, moderada a alta resistencia a los sulfatos, moderado o bajo calor de hidratación y opcionalmente baja reactividad con los agregados reactivos a los álcalis.

CEMENTOS EN MÉXICO.

Los cementos mexicanos se especifican según la norma NMX –C-414- ONNCCE. De acuerdo con esta norma, hay seis tipos básicos de cementos:

CPO – Cemento Pórtland Ordinario, el cual puede tener hasta 5% de adición de materiales tales como escoria, puzolanas, humo de sílice o caliza, se utilizar en concreto armado, pavimentos, prefabricados, mampostería, concreto postensado y concreto pretensado.

CPP – Cemento Pórtland Puzolánico, que posee del 6% al 50% de material puzolánico, con relación a la masa total del cemento;

CPEG – Cemento Pórtland con escoria de alto horno, el cual tiene del 6% al 60% de escoria;

CPC – Cemento Pórtland Compuesto, se compone de clínker, yeso y dos o más adiciones. Las adiciones se pueden componer del 6% al 35% de escoria, del 6% al 35% de material puzolánico, del 1% al 10% de humo de sílice y del 6% al 35% de caliza. Independientemente del tipo y cantidad de material adicionado, la cantidad de clínker e yeso debe ser del 50% al 94%;

CPS – cemento Pórtland con humo de sílice, que recibe del 1% al 10% de humo de sílice;

CEG – cemento con Escoria de alto horno, el cual tiene una cantidad de escoria que varía del 61% al 80%.

Además, estos cementos pueden presentar características especiales, tales como RS – resistente a sulfatos; BRA –baja reactividad álcali-agregado; BCH – bajo calor de hidratación; B – blanco.

Los cementos aún se dividen en clases de resistencia: 20, 30, 40, las cuales designan resistencias a compresión mínima a los 28 días de 20 MPa, 30 MPa y 40 MPa (200 kg/cm², 300 kg/cm² y 400 Kg./cm²), respectivamente.

Hay dos clases más de resistencia: 30R y 40R, que además de presentar resistencia a compresión mínima a los 28 días de 30 MPa y 40 MPa, respectivamente, también deben presentar resistencia a compresión a los 3 días de 20 MPa (200 Kg./cm²) y 30 MPa (300 Kg./cm²), respectivamente.

La norma también especifica resistencias máximas a los 28 días, para las clases 20, 30 y 30R. El tiempo mínimo de fraguado inicial de todas las clases es 45 minutos.

Los cementos se designan por uno de los 6 tipos de cementos, seguido por la clase de resistencia y por la característica especial.

Por ejemplo;

Un cemento Pórtland puzolánico de clase resistente 30R, de baja reactividad álcali-agregado y bajo calor de hidratación, se designaría como CPP 30R BRA/BCH.

En la siguiente tabla se muestra la equivalencia de cementos de acuerdo a las normas NMX-C-414-ONNCCE, ASTM C-150 y ASTM C- 595.

RECOMENDACIÓN PARA LA SELECCIÓN DE CEMENTOS	
NMX-C-414-ONNCCE-1999 (vigente)	NORMA ASTM C-150
CPO 30, CPO 30R, CPC 30 Y CPC 30R	TIPO I
Cualquier cemento que cumpla con la característica especial BCH y/o RS	TIPO II
CPO 40, CPO 40R y CPC 40R	TIPO III
Cualquier cemento que cumpla con la característica especial BCH	TIPO IV
Cualquier cemento que cumpla con la característica especial RS	TIPO V
CPO ò CPC que cumpla con la característica especial B	BLANCO
Cualquier cemento que cumpla con la característica especial BRA	Especial, bajo álcali, Todos los tipos
NMX-C-414-ONNCCE-1999 (vigente) *	Cemento puzolanico ASTM C- 595
CPP 30, CPP 30R, CPC 30 Y CPC 30R	TIPO IP , P
CPP 20 y CPC 20	TIPO I (PM)
NMX-C-414-ONNCCE-1999 (vigente) *	Escoria de alto horno ASTM C- 595
A partir de CPEG 30	TIPO I SM , IS y SM

* Estos cementos pueden tener las características especiales RS, BRA y BCH

La norma NMX C 184 presenta el cemento de escoria, que se compone del 65% al 90% de escoria de alto horno. Además de estos cementos, aún están disponibles en el mercado mexicano, el cemento para servicios de albañilería y el cemento para cimentaciones de pozo de petróleo tipo G. Consultar la siguiente norma:(norma NMX – C – 315).

CEMENTOS ESPECIALES.

A continuación se mencionan en forma de lista una gran variedad de cementos especiales utilizados en los EE.UU. y posteriormente se hace una breve explicación de tres de estos cementos utilizados en México;

Cementos para Pozos Petroleros.

Cementos Plásticos.

Cementos Pórtland Impermeabilizados.

Cementos finamente molidos.

Cementos de fraguado regulado.

Cementos con adiciones funcionales.

Cementos con geopolímeros.

Cementos con etringita.

Cementos de endurecimiento rápido.

Cementos de aluminato de calcio.

Cementos de fosfato de magnesio.

CEMENTOS PARA POZOS PETROLEROS.

Estos cementos, empleados para sellar pozos petroleros, normalmente están hechos de clinker de cemento Pórtland. Generalmente deben tener un fraguado lento y deben ser resistentes a temperaturas y presiones elevadas. El Instituto Americano del Petróleo (American Petroleum Institute) establece especificaciones (API 10-A) para nueve clases de cemento para pozos (clases A a la H). Cada clase resulta aplicable para su uso en un cierto rango de profundidades de pozo, temperaturas, presiones y ambientes sulfatados. También se emplean tipos convencionales de cemento Pórtland con los aditivos adecuados para modificar el cemento.

CEMENTOS PLÁSTICOS.

Los cementos plásticos se fabrican añadiendo agentes plastificantes, tales como caliza, cal hidratada, en una cantidad no mayor del 12% del volumen total, al cemento Pórtland de TIPO I ó II durante la operación de molienda. Estos cementos comúnmente son empleados para hacer morteros y aplanados.

El término “plástico” se refiere al alto grado de plasticidad (docilidad) o trabajabilidad del cemento. Este cemento satisface a los requisitos de la ASTM C 1328.

CEMENTOS PÓRTLAND IMPERMEABILIZABLES.

El cemento Pórtland impermeabilizable usualmente se fabrica añadiendo una pequeña cantidad de aditivo repelente al agua como el estearato de sodio, de aluminio, u otros, al clinker de cemento durante la molienda final.

OTROS TIPOS DE CEMENTO.

Cementos de Albañilería.

Estos son cementos hidráulicos diseñados para emplearse en morteros, para construcciones de mampostería, están compuestos por alguno de los siguientes:

Cemento Pórtland, cemento Pórtland puzolana, cemento Pórtland de escoria de alto horno, cemento de escoria, cal hidráulica y cemento natural. Además, normalmente contienen materiales como cal hidratada, caliza, creta, talco o arcilla. La trabajabilidad, resistencia y color de los cementos de albañilería se mantienen a niveles uniformes gracias a los controles durante su manufactura. Aparte de ser empleados en morteros para trabajos de mampostería, pueden utilizarse para argamasas y aplanados, mas nunca se deben emplear para elaborar concreto, además no se pueden adicionar ni cal ni plastificantes durante el momento del mezclado. Este cemento satisface a los requisitos de la ASTM C 91.

CEMENTOS EXPANSIVOS.

El cemento expansivo es un cemento hidráulico que se expande ligeramente durante el período de endurecimiento a edad temprana después del fraguado. Debe satisfacer los requisitos de la especificación ASTM C 845, en la cual se le designa como cemento tipo E-1. Comúnmente se reconocen tres variedades de cemento expansivo:

E-1(K) contiene cemento Pórtland, trialuminosulfato tetracálcico anido, sulfato de calcio y óxido de calcio sin combinar.

E-1(M) contiene cemento Pórtland, cemento de aluminato de calcio y sulfato de calcio.

E-1(S) contiene cemento Pórtland con un contenido elevado de aluminato tricálcico y sulfato de calcio.

CEMENTO PÓRTLAND BLANCO.

El cemento Pórtland blanco difiere del cemento Pórtland gris únicamente en el color. Se fabrica conforme a las especificaciones de la norma ASTM C 150, normalmente con respecto al tipo I ó tipo III; el proceso de manufactura, sin embargo, es controlado de tal manera que el producto terminado sea blanco. El cemento Pórtland blanco es fabricado con materias primas que contienen cantidades insignificantes de óxido de hierro y de manganeso, que son las sustancias que dan el color al cemento gris.

El cemento blanco se utiliza para fines estructurales y para fines arquitectónicos, como muros precolados, aplanados, pintura de cemento, paneles para fachadas, pegamento para azulejos y como concreto decorativo.

TRANSPORTE.

Con el propósito de evitar la alteración de las propiedades de los cementos Pórtland antes de su utilización en la obra, ha de tenerse cuidado en su transporte y almacenamiento, atendiendo los siguientes puntos:

1) Los cementos Pórtland envasados en sacos se transportaran, desde el lugar de adquisición hasta el de su almacenamiento, por lotes separados, en vehículos con cajas cerradas o protegidos con lonas u otras cubiertas impermeables que los protejan de la humedad ambiente o lluvia. Los sacos se estibarán de manera que no se muevan o dañen durante su transporte.

El cemento se comercializa en sacos (bolsas), el cemento envasado en bolsas es conveniente para su uso en las obras de construcción en sitio, y pequeñas obras. La masa de cemento en cada saco varía en cada país, en México es común que el cemento se comercialice en sacos de 25 y 50kg.

2) Cuando el cemento Pórtland se comercialice y suministre a granel, se transportara en camiones-tolvas de ferrocarril o buques tolvas, que sean herméticos y tengan capas adecuadas para evitar fugas y contaminaciones. La carga de cemento de un mismo lote, en cada vehículo, se hará en un solo día y en forma continua.

3) Antes de cargar el cemento Pórtland suministrado a granel, los vehículos han de ser limpiados cuidadosamente, eliminando residuos de productos transportados anteriormente, grasas, polvos, o cualquier otra sustancia que lo pueda contaminar. Una vez cargado el cemento, las tapas y válvulas de la tolva se sellarán de forma inviolable. Los sellos se retiraran en el momento de la descarga del cemento en el almacenamiento. No se aceptará el material en el caso de que los sellos hayan sido violados.

La manera mas común usada para el manejo del cemento a granel es la carga y descarga neumática. Pero, la reciente introducción de bolsones con capacidad de volumen de una hasta doce toneladas ofrece una nueva alternativa para el manejo del cemento.

El cemento a granel se mide por toneladas métricas (1000 Kg.) o toneladas cortas (2000 libras).

Se deben hacer ensayos (pruebas) de resistencia y pérdida por ignición, siempre que haya cualquier duda en cuanto a la calidad del cemento.

En cualquier caso, el transporte se hará observando las normas oficiales aplicables, sujetándose a lo que corresponda, a las leyes y reglamentos de protección ecológica vigentes.



Los cementos Pórtland se despachan a granel de los silos en las plantas para el consumidor por camión.

ALMACENAMIENTO.

Los cementos Pórtland de cualquier tipo, que sean de clase resistente 20, no permanecerán almacenados por más de tres meses.

Los cementos Pórtland de cualquier tipo, que sean de las clases resistentes 30, 30r, 40, y 40R, no permanecerán almacenados por mas de dos (2) meses, salvo que se trate de cementos tipo CPO (Cementos Pórtland Ordinario) de las clases resistentes 40 y 40R, que no permanecerá almacenados por mas de un (1) mes.

Cuando un cemento Pórtland, de cualquier tipo y clase resistente, permanezca almacenado por mas tiempo que lo señalado en los dos párrafos anteriores se comprobará dentro de los treinta días anteriores a su empleo, que sus características continúen siendo adecuadas, realizando sobre una muestra representativa del cemento almacenado, sin excluir los terrones que hayan podido formarse, las pruebas que permitan verificar que sus resistencias mecánicas a la compresión, inicial y normal, así como su tiempo de fraguado, cumplan con lo indicado.

Ningún tipo de cemento llegara excesivamente caliente a la obra. Si su manipulación se realiza por medios mecánicos, su temperatura no debe ser mayor de (70) grados Celsius, y si se realiza a mano, no debe exceder del mayor de los dos límites siguientes:

Cuarenta (40) grados Celsius.

Temperatura ambiente más cinco (5) grados Celsius.

Cuando la temperatura de cualquier tipo de cemento exceda de (70) grados Celsius, antes de emplearse se comprobara que su penetración final determinada de acuerdo con lo indicado en el Manual M-MMP-2-02-008 fraguado falso del cemento por el Método de la Pasta, no sea menos que cincuenta (50) por ciento.

ALMACENAMIENTO EN SACOS.

El cemento es un material sensible a la humedad; si se mantiene seco, va a retener su calidad indefinidamente. Los sacos se deben apilar juntos para reducir la circulación del aire.

Cuando el suministro de cualquier tipo de cemento se realice en sacos, para su almacenamiento se considerara lo siguiente:

El cemento se entregara y almacenara hasta su utilización en la obra, en los mismos envases cerrados en que fue expedido de fábrica.

El lugar de almacenamiento será un sitio ventilado y bajo cubierta, que reúna las condiciones necesarias para evitar que se alteren las propiedades del cemento, el terreno natural donde se ubique estará bien drenado y la cubierta tendrá la pendiente e impermeabilidad necesarias para evitar filtraciones; será lo suficientemente amplio para que el cemento envasado pueda colocarse a una separación adecuada del techo, del suelo y de las paredes, protegiéndolo tanto de la intemperie, como de la humedad.

El almacenamiento se hará en lotes por separado, acomodados de forma que se permita el fácil acceso para la inspección, identificación y muestreo de cada uno. Los sacos se colocaran sobre tarimas, apilándolos hasta una altura no mayor de dos (2) metros, separados del suelo y de las paredes a no menos de diez (10) centímetros y remetidos con respecto a la cubierta, una distancia tal que evite que los moje la lluvia, que en ningún caso sea menor de un (1) metro.

Cuando las necesidades del trabajo lo exijan, pueden depositarse al aire libre y en terreno bien drenado, las cantidades necesarias de cemento envasado para el consumo de un día. En este caso los sacos de cemento se colocaran sobre tarimas separados del suelo a menos de diez (10) cm. Cuando amenace lluvia, los sacos se cubrirán con lonas amplias u otras cubiertas impermeables, como se observa en la siguiente figura.



ALMACENAMIENTO A GRANEL.

En la planta de cemento y en las instalaciones de las plantas de concreto premezclado, el cemento a granel se almacena en silos.

El cemento a granel se debe almacenar en tolvas, silos o depósitos de concreto impermeable o acero que lo aíslen de la humedad. Se debe usar aeración seca a baja presión o vibración en los silos para mantener la fluidez del cemento y evitarse la formación de grumos. Como el cemento se queda suelto, no se debe almacenar un volumen de cemento mayor que 80% de la capacidad del silo.

4.3 EL AGUA.

INTRODUCCIÓN.

En el caso del agua que se emplea en la fabricación de concreto, se considera que puede tener dos funciones principales en el proceso, la primera como agua de mezclado y la segunda como agua de curado. Ambas funciones son evaluadas por la Norma NMX C-122, estableciendo los parámetros que deben cumplir las aguas no potables, así como una clasificación de los diversos tipos de agua que existen y sus efectos y limitaciones para ser usadas en concreto.

Cuando el agua funciona como un ingrediente en la fabricación de concreto, es decir como agua de mezclado, se puede estimar que el agua ocupa entre el 10 y 25 por ciento de cada metro cúbico de concreto que se fabrica.



Casi cualquier agua natural que sea potable y que no tenga un olor pronunciado, se puede utilizar para producir concreto sin aplicar verificación de calidad alguna. Sin embargo, algunas aguas no potables pueden ser adecuadas para el concreto, siempre que cumplan con los parámetros establecidos en la norma NMX-122. A continuación se muestra la siguiente clasificación y las características físicas y químicas del agua:

CLASIFICACIÓN DEL AGUA (NMX C-122).

Tipo de agua	Efectos con su uso en concreto
Aguas puras	Acción disolvente e hidrolizante de compuestos cálcicos del concreto.
Aguas ácidas naturales	Disolución rápida de los compuestos del cemento.
Aguas fuertemente salinas	Interrumpe las reacciones del fraguado de cemento. En el curado, disolución de los componentes cálcicos del concreto.
Aguas alcalinas	Produce acciones nocivas para cementos diferentes al aluminoso.
Aguas sulfatadas	Son agresivas para concretos fabricados con cemento Pórtland, en especial al tipo I.
Aguas cloruradas	Produce una alta solubilidad de la cal. Produce disolución en los componentes del concreto.
Aguas magnesianas	Tienden a fijar la cal, formando hidróxido de magnesio y yeso insoluble. En la mezcla, inhibe el proceso de fraguado del cemento.
Agua de mar	Produce eflorescencias. Incrementa la posibilidad de generar corrosión del acero de refuerzo.
Aguas recicladas	El concreto puede acusar los defectos propios del exceso de finos.
Aguas industriales	Por su contenido de iones sulfato, ataca cualquier tipo de cemento.
Aguas negras	Efectos imprevisibles.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS (NMX C-122).

El agua no potable empleada para el concreto, en cualquiera de las dos funciones anteriormente mencionadas, y dependiendo del cemento que se utilice, puede calificarse de acuerdo a las siguientes características:

Impurezas	Cementos	
	Ricos en Ca	Resistentes a sulfatos
Sólidos en suspensión limos y arcillas finos de cemento y agregados	2,000 50,000	2,000* 35,000*
Cloruros como Cl-(a) concreto con acero de refuerzo concreto reforzado en ambientes húmedos	400 (c) 700 (c)	600 (c)* 1000 (C)*
Sulfato como SO42- = (a)	3000	3500*
Magnesio como Mg2+ (a)	100	150*
Carbonatos como CO32-	600	600*
Dióxido de carbono disuelto, como CO2	5	5*
Álcalis totales como Na+	300	450*

Total de impurezas en solución	3,500	4,000*
Grasas o aceites	0	0*
Materia orgánica	150 (b)	150(b)*
pH	no < 6	no < 6.5

Límites máximos en ppm.

Las aguas que excedan los límites enlistados para cloruros, sulfatos y magnesio, podrán emplearse si se demuestra que la concentración calculada de estos compuestos en el agua total de la mezcla, incluyendo el agua de absorción de los agregados u otros orígenes, no excede dichos límites.

El agua se puede usar siempre y cuando las arenas que se empleen en el concreto acusen un contenido de materia orgánica cuya coloración sea inferior a 2 de acuerdo con el método de la NMX C-88.

Cuando se use cloruro de calcio (CaCl_2) como aditivo acelerante, debe tomarse en cuenta el dosificado para no exceder el límite de cloruros establecido (ACI 318).

El agua que contiene menos de 2,000 partes por millón (ppm) de sólidos disueltos totales generalmente puede ser utilizada de manera satisfactoria para elaborar concreto. En el área de concreto, puede realizarse alguna revisión de calidad de este tipo de agua, aplicando para ello un análisis de agua potable del tipo que verifica 32 diferentes parámetros.

El contenido excesivo de impurezas en el agua principalmente de carbonatos, cloruros y sulfatos, no sólo pueden afectar el tiempo de fraguado y la resistencia del concreto, sino también pueden ser causa de eflorescencia, manchado, corrosión del esfuerzo, inestabilidad volumétrica y una menor durabilidad.

Carbonatos y bicarbonatos alcalinos. Los carbonatos y bicarbonatos de sodio y potasio tienen diferentes efectos en los tiempos de fraguado de cementos distintos. El carbonato de sodio puede causar fraguados muy rápidos, en tanto que los bicarbonatos pueden acelerar o retardar el fraguado. En concentraciones fuertes estas sales pueden reducir de manera significativa la resistencia del concreto. Cuando la suma de sales disueltas exceda 1,000 ppm, se deberán realizar pruebas para analizar su efecto sobre el tiempo de fraguado y sobre la resistencia a los 28 días. También se deberá considerar la posibilidad que se presenten reacciones álcali-agregado graves.

Cloruros. La inquietud respecto a un elevado contenido de cloruros en el agua de mezclado, se debe principalmente al posible efecto adverso que los iones de cloruro pudieran tener en la corrosión del acero de refuerzo, o de los torones de presfuerzo. Los iones cloruro atacan la capa de óxido protectora formada en el acero por el medio químico altamente alcalino (pH 12.5) presente en el concreto. El nivel de iones cloruro solubles en el agua en el cual la corrosión del acero de refuerzo comienza en el concreto es de aproximadamente 0.15% del peso del cemento. Del contenido total de ión cloruro en el concreto, sólo es soluble en el agua aproximadamente del 50% al 85%: el resto se combina químicamente en reacciones del cemento.

El Reglamento de construcción del American Concrete Institute, ACI 318, limita el contenido de ión cloruro soluble al agua en el concreto, a los siguientes porcentajes en peso del cemento:

- Concreto presforzado. 0.06%.
- Concreto reforzado expuesto a cloruros 0.15% durante su servicio.
- Concreto reforzado que vaya a estar seco 1.00% protegido contra la humedad durante su servicio.
- Otras construcciones de concreto reforzado 0.30%.

Sulfatos. El interés respecto a un elevado contenido de sulfatos en el agua, se debe a las posibles reacciones expansivas y al deterioro por ataque de sulfatos, especialmente en aquellos lugares donde el concreto vaya a quedar expuesto a suelos o agua con contenidos elevados de sulfatos.

Aunque se han empleado satisfactoriamente aguas que contenían 10,000 ppm de sulfato de sodio, el límite del producto químico sulfato, como SO₄, de 3,000 ppm, se deberá respetar a menos que se tomen precauciones especiales.

4.4 ADITIVOS.

Las sustancias que se agregan al concreto para mejorar su manejo, ya sea para acelerar su fraguado, endurecer su superficie y/o incrementar su impermeabilidad se conocen como aditivos.

Los aditivos son complemento y no son esenciales de todos los materiales que componen la mezcla como el cemento, el agua y los agregados, se incorporan justo antes o durante la mezcla.

Un aditivo es un producto químico que, excepto en casos especiales, se agrega a la mezcla de concreto en cantidades no mayores del 5% por masa de cemento.

Los aditivos pueden ser orgánicos o inorgánicos en cuanto a la composición, pero químicamente difieren del mineral, en su carácter esencial, los productos minerales incorporados en la mezcla, casi invariablemente más del 5% de la masa del cemento, son conocidos como materiales cementantes o como sustancias adicionales.

Los aditivos se clasifican comúnmente por su función en el concreto. La clasificación de la norma C 494-92 es la siguiente:

TIPO	FUNCIÓN
1. A	Reductores de agua
2. B	Retardantes

- 3. C Acelerantes
- 4. D Reductores de agua y retardantes (A + B)
- 5. E Reductores de agua y acelerantes (A + C)
- 6. F Reductores de agua de alto rango o superfluidificantes
- 7. G Reductores de agua de alto rango y retardantes (F + B)

TIPO A. REDUCTORES DE AGUA.

Las propiedades reductoras de agua son reducir el contenido de agua de la mezcla, usualmente en 5 a 10%, algunas veces (en concreto de trabajabilidad muy alta) hasta 15%. Así el reductor de agua en una mezcla de concreto es permitir una reducción en la relación agua/cemento mientras se conserva la trabajabilidad deseada o, en forma alterna, mejorar su trabajabilidad a una relación dada de agua/cemento, los aditivos reductores de agua mejoran las propiedades del concreto fresco hecho con agregado de granulometría pobre.

Las aplicaciones que le podemos dar a los aditivos reductores de agua es la de incrementar la resistencia del concreto sin aumentar el contenido de cemento, reducir el contenido de cemento conservando la resistencia, reducir el calor de la masa del concreto, reducir la contracción y la permeabilidad.

SUPERFLUIDIFICANTES.

Los superfluidificantes son reductores de agua, pero, significativa y claramente lo son más que los aditivos reductores de agua considerados en la sección precedente. Los superfluidificantes también suelen ser altamente distintos en su naturaleza, y hacen posible la producción de concreto que, en su estado fresco o endurecido, es considerablemente diferente del concreto hecho usando aditivos reductores de agua de los tipos A, D, o E.

La acción principal de las moléculas grandes es doblarse ellas mismas alrededor de las partículas de cemento y darles una carga altamente negativa de modo que se repelen unas de otras, esto da por resultado la defloculación y la dispersión de las partículas de cemento. El mejoramiento resultante de trabajabilidad se puede explotar de dos formas: mediante la producción de concreto con una trabajabilidad muy alta o de concreto con una resistencia muy alta.

A una relación agua/cemento y contenido de agua en la mezcla dados, la acción de dispersión de los superfluidificantes incrementa la trabajabilidad del concreto, típicamente por la elevación del revenimiento de 7 a 20 cm, permaneciendo la mezcla cohesiva. El concreto resultante se puede colocar con poca o sin ninguna compactación y no está sujeto a exceso de sangrado o de segregación. Tal concreto se denomina concreto fluido y es útil para colocarse en secciones altamente reforzadas, en áreas inaccesibles en

losas de pisos y de caminos, y también en donde se desean colados muy rápidos. Cuando se proyectan las cimbras, se considera que el concreto fluido puede ejercer una completa presión hidrostática.

La disponibilidad de los superfluidificantes ha revolucionado el uso del concreto de diferentes maneras; ha vuelto posible colocarlo, y hacerlo, tan fácilmente, donde antes no era posible, los superfluidificantes permiten producir concreto con resistencias significativamente superior y otras propiedades, llamado ahora concreto de alto comportamiento.

TIPO B. RETARDANTES.

Se puede lograr un retraso en el fraguado de la pasta de cemento, generalmente hacen también lento el endurecimiento de la pasta de concreto, aunque algunas sales pueden acelerar el fraguado pero inhiben el desarrollo de la resistencia. Los retardantes no alteran la composición o identidad de los productos de hidratación.

Los retardantes son útiles en la elaboración de concreto en clima cálido, cuando el tiempo de fraguado normal se acorta por la alta temperatura, y en la prevención de juntas frías. En general, prolongan el tiempo durante el cual el concreto se puede transportar, colocar y compactar.

El retraso del endurecimiento causado por los retardantes se puede explotar para obtener un acabado arquitectónico de agregado expuesto: el retardante se aplica en la superficie interior de la cimbra de modo que el endurecimiento del cemento adyacente se retrase. Este cemento puede ser bien cepillado después de retirar la cimbra para obtener una superficie de agregado expuesto.

El uso de este tipo de aditivos algunas veces puede afectar el diseño estructural; por ejemplo, en colados masivos continuos se pueden practicar con retraso controlado de las varias partes del colado, en lugar de construcción segmental.

TIPO C. ACELERANTES.

Su función primordial es acelerar el desarrollo temprano de resistencia del concreto, esto es el endurecimiento, aunque también pueden acelerar coincidentemente el fraguado del concreto.

Se pueden emplear acelerantes cuando el concreto se va a colar a bajas temperaturas, digamos de 2 a 4°C, en la elaboración de concreto prefabricado (cuando es deseable un descimbrado rápido o un trabajo de reparación urgente). Otros beneficios de utilizar un acelerante son que permite el acabado más temprano de la superficie del concreto y la aplicación de aislamiento para protección, y también poner más rápidamente la estructura en servicio.

De lo contrario, a temperaturas altas, los acelerantes pueden dar por resultado una velocidad demasiado alta de desarrollo de calor de hidratación y el agrietamiento por contracción.

Muchas veces a temperaturas muy bajas, los acelerantes no son agentes anticongelantes; rebajan la temperatura de congelación del concreto pero no más de 2°C, así que siempre se deberán tomar las precauciones habituales anticongelantes.

ADITIVOS ANTIBACTERIALES.

Algunos organismos como bacterias, hongos o insectos pueden afectar el concreto en forma adversa. Los mecanismos posibles son: liberación de sustancias químicas corrosivas por acción metabólica y creación de un ambiente que promueva corrosión del acero. También puede resultar el machado de la superficie.

El agente común en el ataque antibacterial es un ácido orgánico o mineral que reacciona con la pasta de cemento hidratado. Inicialmente, el agua alcalina de los poros dentro de la pasta de cemento neutraliza el ácido, pero la acción continua de la bacteria da por resultado el ataque más profundo.

Los detalle más completos del ataque bacteriano están dados por Ramachandran en su libro, "Concrete Admixtures Handbook" *

Los aditivos pueden ser utilizados en estado sólido o líquido. La forma más usual de usar un aditivo es en estado líquido porque se puede dispersar más rápidamente de una manera uniforme durante el mezclado del concreto. Se deben utilizar recipientes debidamente calibrados, siendo el aditivo descargado dentro del agua de mezclado.



Aditivos líquidos, de la izquierda hacia la derecha: aditivo antideslave, reductor de retracción, reductor de agua, agente espumante, inhibidor de corrosión e incorporación de agua.

Muchos de los compuestos patentados contienen cal hidratada, cloruro de calcio y caolín. El cloruro de calcio es el aditivo que se utiliza con más frecuencia para acelerar el fraguado del concreto, esto es acelerar la hidratación de los silicatos de calcio principalmente el C₃S, posiblemente por un cambio ligero en la alcalinidad del agua de poros o como un catalizador en las reacciones de hidratación; sin embargo, su uso excesivo puede provocar la corrosión del acero de refuerzo, la presencia de iones de cloruro en la vecindad del refuerzo de acero u otro acero embebido, favorece en alto

grado a la corrosión. Aunque las reacciones de corrosión ocurren sólo en presencia de agua y oxígeno, los riesgos a la presencia de iones de cloruro en el concreto que contiene acero son tales que el cloruro de calcio nunca deberá incorporarse en el concreto reforzado. Se debe tener cuidado con el uso excesivo de los aditivos, sobre todo con aquellos elementos que serán sometidos a preesfuerzo por que si se llega a ocupar este componente en las estructuras tendrán un tiempo de vida menor al que están calculadas, existen normas y reglamentos que prohíben el empleo de cloruros de calcio en concreto que contenga acero o aluminio embebido.

Aun los llamados aditivos “libres de cloruros” pueden contener cantidades pequeñas de iones de cloruro que se originan a partir del agua empleada en la manufactura del aditivo. Cuando hay sensibilidad alta al contenido de cloruros del concreto, por ejemplo, para su empleo en el concreto presforzado, se deberá averiguar el contenido exacto de cloruros del aditivo que se va a utilizar.

Aunque el uso de los aditivos no siempre es barato, no quiere decir que sea un gasto adicional pues su empleo puede dar ahorros muy considerables, por ejemplo, en el costo de la mano de obra requerida para llevar a cabo la compactación, en el contenido de cemento que de otra manera sería necesario, o en mejorar la durabilidad sin el uso de medidas adicionales.

Al ser descargados dentro de la mezcladora, los aditivos no sólo se han de medir exactamente; también es importante que sean descargados en la parte correcta del ciclo de mezclado y en la dosificación correcta. Los cambios en el procedimiento de mezclado del concreto pueden afectar el comportamiento de los aditivos.

Es importante saber que el uso adecuado de los aditivos es benéfico para el concreto, no son ningún remedio para ingredientes de mala calidad de la mezcla, para uso de proporciones incorrectas de mezcla o para el mal manejo en la transportación, colocación y compactación.

A continuación se muestra una tabla resumiendo los tipos de aditivos y sus compuestos químicos para saber que reacción puede tener al mezclarlo con el concreto:

Tipo de Aditivo y Normas	Efecto Deseado	Material
Acelerador	Acelerar el tiempo de fraguado y desarrollo de la resistencia temprana	el Cloruro de calcio, (ASTM D 98 and AASHTO M 144) trietanolamina, tiocianato de sodio, formiato de calcio nitrito de calcio, nitrato de calcio
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo C), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NMX-C-255, NMX-C-356, NTC 1299 (tipo C), NTP 334.088		
Adherencia	Aumentar la resistencia de adherencia	Cloruro polivinilo, acetato polivinilo, acrílicos, copolímeros de butadienoestireno
Aditivo para Lechada	Ajustar las propiedades de la lechada para aplicaciones específicas	Consulte los aditivos inclusores de aire, aceleradores, retardadores y reductores de agua
Agente Espumante	Producir concreto ligero y concreto celular con baja densidad	Surfactantes catiónicos o aniónicos Proteína hidrolizada
Anti-deslave	Aumentar la cohesión del concreto para su colocación bajo agua	Celulosa, polímero acrílico
A Prueba de Humedad	Retrasar la penetración de	Jabones de estearato de calcio o

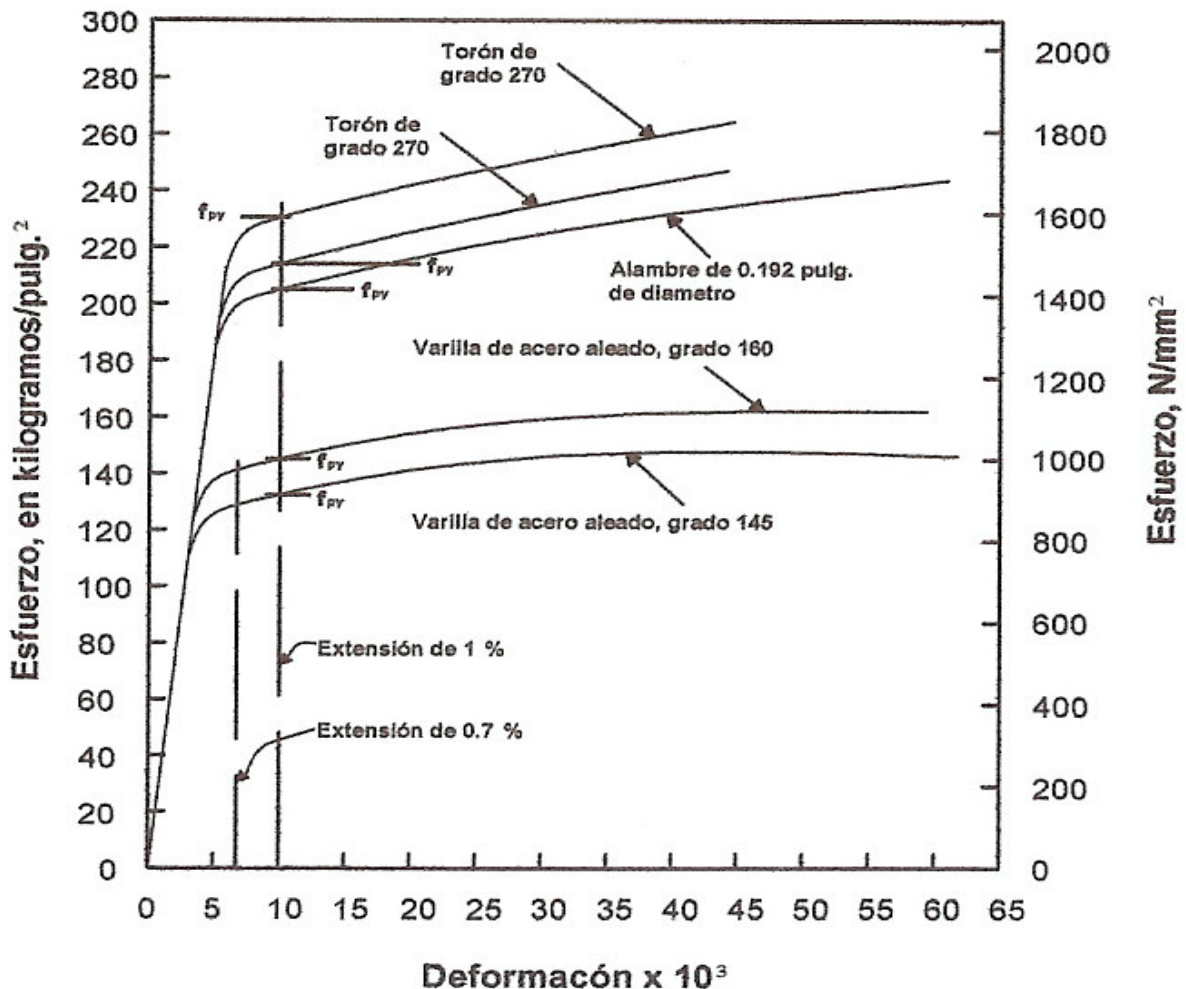
	humedad en el concreto seco	amonio u oleato Estearato butilo Productos de petróleo
Auxiliar de bombeo	Mejorar las condiciones de bombeo	Polímeros orgánicos y sintéticos Floculantes orgánicos Emulsiones orgánicas de parafina, alquitrán, asfalto, acrílicos Bentonita y sílice pirogénica Cal hidratada (ASTM C 141)
Colorante	Producir concreto coloreado	Negro de humo modificado, óxido férrico, tierra de sombra, óxido de cromo, óxido de titanio y azul cobalto
ASTM C 979, NMX-C 313, NTC 3760		
Control de Hidratación	Suspender y reactivar la hidratación del cemento con un estabilizador y un activador	Ácidos carboxílicos Sales de ácidos orgánicos conteniendo fósforo
Formador de gas	Causar expansión antes del fraguado	Polvo de aluminio
Fungicida, germicida e insecticida	Inhibir o controlar el crecimiento de bacterias y hongos	Fenoles polihalogenados Emulsiones de dieldrin Compuestos de cobre
Impermeabilizantes	Disminuir la permeabilidad	Látex Estearato de calcio
Inclusores (incorporador) de Aire	Mejorar la durabilidad en los ambientes sujetos a congelación-deshielo, sales, sulfatos y ambientes álcali reactivos Mejorar la durabilidad	Sales de resinas de madera (resina vinsol) Algunos detergentes sintéticos Sales de lignina sulfonada Sales de ácidos de petróleo Sales de material protaináceo Ácidos grasos y resinosos y sus sales Sulfonatos de alquilbenceno Sales de hidrocarburos sulfonatados
ASTM C 260, AASHTO M 154, COVENIN 0357, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NGO 41069, NMX-C-200, NTC 3502, NTP 334.089, NGO 41016		
Inhibidor de reacción álcali-agregado	Reducir la expansión por reactividad álcali-agregado	Sales de bario, nitrato de litio, carbonato de litio, hidróxido de litio
Inhibidor de Corrosión	Reducir la corrosión del acero en ambientes con alta concentración de cloruros	Nitrito de calcio, nitrito de sodio, benzoato de sodio, ciertos fosfatos y fluosilicatos, fluoaluminatos, esteramina
Purgador (reductor de aire)	Disminuir el contenido de aire	Fosfato tributilo, ftalato dibutilo, alcohol octilo, ésteres insolubles en ácidos carbónico y bórico, silicones
Reductor de agua	Reducir en hasta 5% el contenido de agua	Lignosulfonatos Ácido carboxílico hidroxilato Carbohidratos (también tienden a retardar el fraguado, entonces normalmente se añade un acelerador)
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo A), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NMX-C-255, NTC 1299, NTP 334.088		
Reductor de agua y de acelerador	Reducir en hasta 5% el contenido de agua y acelerar el fraguado	Véase reductor de agua (se añade acelerador)

ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo E), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NMX-C-255, NTC 1299, NTP 334.088		
Reductor de agua y retardador	Reducir en hasta 5% el contenido de agua y retardar el fraguado	Véase reductor de agua (se añade retardador)
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo D), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NMX-C-255 NTC 1299, NTP 334.088		
Reductor de agua de alto rango	Reducir en hasta 12% el contenido de agua	Véanse superplastificantes
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo F), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NTC 1299, NTP 334.088,		
Reductor de agua de alto rango y retardador	Reducir en hasta 12% el contenido de agua y retardar el fraguado	Véanse superplastificantes y reductores de agua
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo G), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NTC 1299, NTP 334.088		
Reductor de agua de medio rango	Reducir el contenido de agua de 6% a 12% sin retardo del fraguado	Lignosulfonatos Policarboxilatos
Reductor de contracción	Disminuir la contracción por secado	Éter alquil polioxiálkilenos Propileno glicol
Retardador	Retardar el tiempo de fraguado	Lignina Bórax Azúcares Ácido tartárico y sales
ASTM C 494, AASHTO M 194 (tipo B), COVENIN 0356, IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NMX-C-255, NTC 1299 (tipo B), NTP 334.088		
Superplastificante	Aumentar la fluidez del concreto Disminuir la relación agua-cemento condensado de naftaleno sulfónico	Formaldehído condensado de melamina sulfonato Formaldehído
ASTM C 1017 (tipo 1), IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NTC 4023 (tipo F), NTP 334.088		
Superplastificante y Retardador	Aumentar la fluidez del concreto con tiempo de fraguado retardado Disminuir la relación agua-cemento	Véanse superplastificantes y reductores de agua
ASTM C 1017 (tipo 2), IRAM 1663, NCh2182.Of1995, NTC 4023 (tipo G)		

4.5 ACERO.

El uso de acero de muy alta resistencia para el presfuerzo es necesario por razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero tal como lo revelan las curvas de esfuerzo-deformación, son algo diferentes de aquellas del acero convencional usado para refuerzo del concreto. Adicionalmente a su alta resistencia, el proyectista debe tomar en cuenta las diferencias de ductilidad, carencia de un punto de fluencia bien definido.

Las varillas de refuerzo comunes usadas en estructuras no presforzadas también desempeñan un papel importante dentro de la construcción presforzada. Se usan como refuerzo en el alma, refuerzo longitudinal suplementario y para otros fines.



ESTRUCTURA DE UN CABLE DE ACERO.

Partiendo de alambres de acero al alto carbono como materia prima, se elaboran los torones cuya formación es tan diversa como las aplicaciones de un cable de acero.

Posteriormente y disponiendo de un número determinado de torones que pueden ser 3,4,6,8,17,18,19 o más, se tuercen estos en forma helicoidal sobre un núcleo que puede ser de fibra de henequén, polipropileno, o alambres de acero conocido como alma, núcleo o corazón.

De esta manera y después de una extensa actividad de elaboración, se obtiene un cable de acero cuyo acabado es muy diverso. Está compuesto de un conjunto de elementos que transmiten fuerzas, movimientos y energía entre dos puntos, de una manera predeterminada para lograr un fin deseado.

ALAMBRE:

Es el componente básico del cable de acero, el cual es fabricado en diversas calidades, según el uso al que se destine el cable final.

TORÓN:

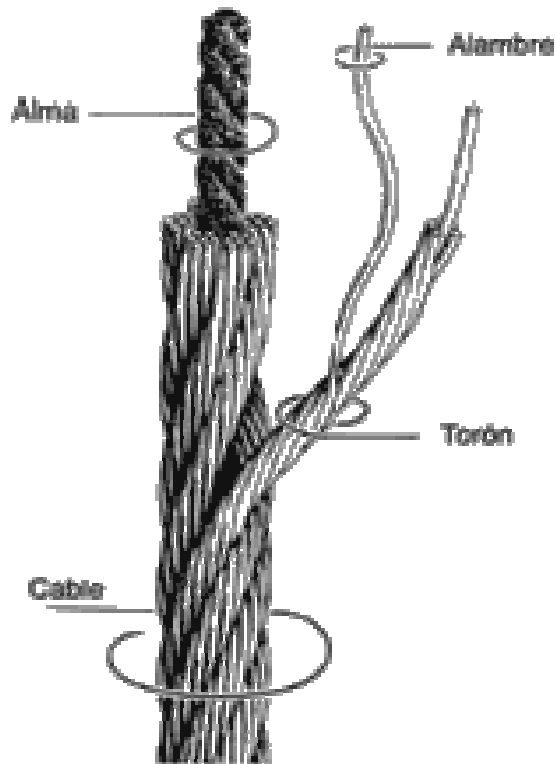
Está formado por un número de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas.

ALMA:

Es el eje central del cable donde se enrollan los torones. Esta alma puede ser de acero, fibras naturales o de polipropileno.

CABLE:

Es el producto final que está formado por varios torones, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un alma.



TIPOS DE ACERO PRESFORZADO.

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en concreto presforzado. Se acostumbra emplear en tres formas diferentes:

1. Alambres redondos estirados en frío de diferentes diámetros.
2. Cables trenzados de diferentes diámetros.
3. Varillas de acero de aleación de diferentes diámetros.

El acero que se emplea en el presforzado debe ser de gran resistencia a la tracción, con un límite elástico elevado y con módulo de elasticidad bajo.

Los alambres y los cables trenzados tienen una resistencia a la tensión de mas o menos 250, 000 lb/in², en tanto que la resistencia de la varillas de aleación esta entre los 145, 000 lb/in² y 160, 000 lb/in² dependiendo del grado.

A) ALAMBRES REDONDOS.

Los alambres redondos que se usan en la construcción de concreto presforzado postensado y ocasionalmente en obras pretensadas se fabrican en forma tal de que cumplan con los requisitos de la especificación ASTM A421, "Alambres sin Revestimiento, Relevados de Esfuerzo, para Concreto Presforzado".

Los alambres se consiguen en cuatro diámetros y en dos tipos. El alambre **tipo BA** se usa en aplicaciones para las que las deformaciones de los extremos del alambre en frío se usan como medio de anclaje (anclaje de botón), y el **tipo WA** se usa para aplicaciones en las cuales los extremos se anclan por medio de cuñas y no se encuentra involucrada ninguna deformación de extremo del alambre en frío (anclaje de cuña).

Los tendones están compuestos normalmente por grupos de alambres, dependiendo el número de alambres de cada grupo del sistema particular usado y de la magnitud de la fuerza pretensora requerida.

DIAMETRO NOMINAL PULG. (mm)	Mínima resistencia de Tensión lb/in ² (N/mm ²)		Mínimo Esfuerzo para Una Elongación de 1 % lb/in ² (N/mm ²)	
	Tipo BA	Tipo WA	Tipo BA	Tipo WA
0.192 (4.88)	*	250,000 (1725)	*	200,000 (1380)
0.196 (4.98)	240,000 (1655)	250,000 (1725)	192,000 (1325)	200,000 (1380)
0.250 (6.35)	240,000 (1655)	240,000 (1655)	192,000 (1325)	192,000 (1325)
0.276 (7.01)	*	235,000 (1622)	*	188,000 (1295)

* Estos tamaños no se suministran comúnmente para alambre tipo BA.

En el grupo de los alambres se emplean los tres tipos que se indican a continuación:

Alambres sin tratar, estos se fabrican en diámetros de 5 a 7 mm, su resistencia a la ruptura es de aproximadamente 8.5 a 10 ton/cm².

Alambres tratados con el procedimiento de esfuerzo-tiempo. En este tipo se estiran los alambres a un esfuerzo mayor del que se aplicara en servicio, con lo que se obtiene aumentar el límite proporcional hasta un 70 % aproximadamente del límite de ruptura, manteniéndose constante la resistencia final. La deformación plástica no es mayor de un 5 % aun cuando se aplique un esfuerzo hasta del 70 % del límite de ruptura.

Alambres tratados con el procedimiento de temperatura tiempo. El tratamiento consiste en calentarlos a 900° y sumergirlos en un baño de plomo con temperaturas de 400°, con esto su resistencia a la ruptura aumenta hasta un 25% y su limite elástico en un 40 %, actualmente para alambres cuyo esfuerzo de ruptura es de 15 000 kg/cm², su limite elástico es del orden de 12 500 kg/cm².

Aunque las proporciones de los diversos materiales con los que se preparan las composiciones químicas para producir estos aceros son muy variables, a continuación se indican dos análisis:

Carbón	0.600 % a 0.85 %
Manganeso	0.700 % a 1.00 %
Fósforo	0.050 %
Azufre	0.055 %

Carbón	0.530 % a 0.65 %
Manganeso	0.700 % a 1.00 %
Silicio	1.700 % a 2.00 %

B) CABLE TRENZADO.

El cable trenzado se fabrica de acuerdo con la especificación ASTM A416, "Cable Trenzado, sin Revestimiento de Siete Alambres, Relevado de Esfuerzos, para Concreto Presforzado".es fabricado con siete alambres firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable.

Para los cables trenzados se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de presfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión. Al cable se le revela de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del trenzado.

Los cables pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.250 in. hasta 0.600 in. de diámetro. Se fabrican dos grados el grado 250 y el grado 270 los cuales tienen una resistencia última mínima de 250,000 y 270,000 lb/in² respectivamente, estando estas basadas en el área nominal del cable.

C) VARILLAS DE ACERO DE ALEACIÓN.

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación de acero. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas al fabricar estas para incrementar aun mas su resistencia.

Las varillas se fabrican de manera que cumplan con los requisitos de la especificación ASTM A722, "Varillas de Acero de Alta Resistencia, sin Revestimientos, para Concreto Presforzado".

Diámetro Nominal Pulg. (mm)	Área Nominal de la Varilla Pulg. ² (mm ²)	Resistencia a la Ruptura lb (kN)	Mínima carga para una Elongación de 0.7 % lb (kN)
Grado 145			
½ (12.70)	0.796 (127)	28,000 (125)	25,000 (111)
⅝ (15.88)	0.307 (198)	45,000 (200)	40,000 (178)
¾ (19.05)	0.442 (285)	64,000 (285)	58,000 (258)
⅞ (22.23)	0.601 (388)	87,000 (387)	78,000 (347)
1 (25.40)	0.785 (507)	114,000 (507)	102,000 (454)
1⅛ (28.58)	0.994 (642)	144,000 (641)	129,000 (574)
1¼ (31.75)	1.227 (792)	178,000 (792)	160,000 (712)
1⅜ (34.93)	1.485 (958)	215,000 (957)	193,000 (859)
Grado 160			
½ (12.70)	0.796 (127)	31,000 (138)	27,000 (120)
⅝ (15.88)	0.307 (198)	49,000 (218)	43,000 (191)
¾ (19.05)	0.442 (285)	71,000 (316)	62,000 (276)
⅞ (22.23)	0.601 (388)	96,000 (427)	84,000 (374)
1 (25.40)	0.785 (507)	126,000 (561)	110,000 (490)
1⅛ (28.58)	0.994 (642)	159,000 (708)	139,000 (619)
1¼ (31.75)	1.227 (792)	196,000 (872)	172,000 (765)
1⅜ (34.93)	1.485 (958)	238,000 (1059)	208,000 (926)

PROPIEDADES FÍSICAS.

Resistencia a la ruptura. Esta resistencia varía normalmente de acuerdo con su fabricación.

LÍMITE ELÁSTICO.

La determinación del límite elástico en los aceros de gran resistencia, no es tan fácil como la determinación de su límite de ruptura, se emplean diferentes métodos para determinar dicho límite elástico.

Se considera el límite elástico el punto donde la grafica se desvía de la recta.

- En la grafica de esfuerzos deformaciones, en el punto en que el valor de la deformación permanente es de 0.1 %, se traza una paralela a la tangente inicial (tramo prácticamente recto), en el punto en que dicha paralela corte a la curva se considera el limite elástico.
- Sobre el punto en que el valor de la deformación total es de 0.7 % se levanta una vertical, donde esta corta a la curva se piensa puede estar el limite elástico; el valor así obtenido es bueno para aceros con limite de proporcionalidad aproximado de 10 ton/cm².
- El alargamiento promedio en los aceros para presforzar, es aproximadamente del 4 y 5 % en alambres y varillas, respectivamente.

DEFORMACIÓN PLÁSTICA EN EL ACERO.

Es indispensable que dicha deformación, que se produce por efecto en la carga sostenida, conservando la longitud constante, sea la mínima posible, pues esta se manifiesta como perdida de presforzado, entonces cualquier procedimiento que reduzca la magnitud de ella es conveniente si no disminuye la resistencia final del acero. Se ha observado que en aceros tratados por el método de temperatura-tiempo, casi no existe dicha deformación para esfuerzos hasta del 50 % f_s .

Si los alambres se sobre esfuerzan en periodos de tiempos no mayores de tres minutos ni con sobreesfuerzos mayores del 10 % de los normales, se obtienen relajaciones de un 4 % como máximo.

REFUERZO NO PRESFORZADO.

El refuerzo suplementario convencional se usa comúnmente en la región de altos esfuerzos locales de compresión en los anclajes de vigas postensadas. Tanto para los miembros pretensados como para los postensados es usual proveerlos de varillas de acero longitudinal para controlar las grietas de contracción y temperatura. Los patines que sobresalen de las secciones T e I se refuerzan normalmente tanto transversal como longitudinalmente con varillas convencionales, no presforzadas.

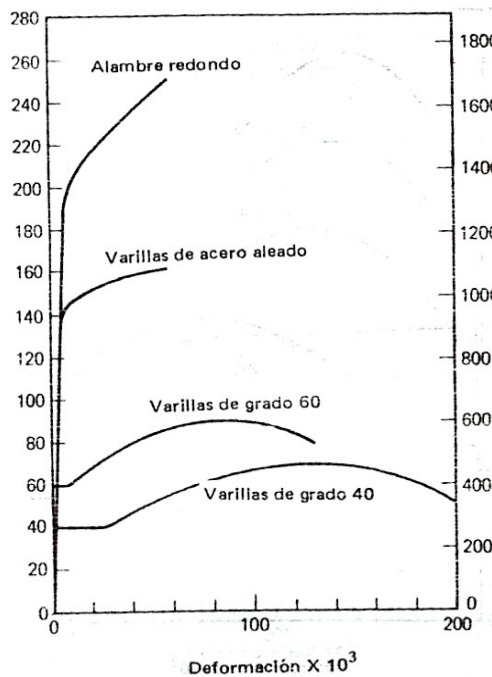
Tales varillas de refuerzo no presforzadas, las cuales son idénticas a las empleadas en la construcción de concreto reforzado, se fabrican en forma tal de cumplir con los requisitos de las siguientes Especificaciones ASTM: A615, "Varillas de Acero de Lingotes Corrugados y Lisas Para Concreto Reforzado", A616, "Varillas de Acero de Riel Relaminado Corrugadas y Lisas para Refuerzo de Concreto" o la A617, "Varillas de Acero de Eje Corrugadas y Lisas Para Concreto Reforzado".

Con la finalidad de identificar a las varillas que cumplan con los requerimientos de las especificaciones ASTM, se colocan marcas distintivas en la superficie de un lado de las varillas, para denotar: (a) el lugar de origen (designación de la planta de producción), (b) la denominación del tamaño mediante número, (c) el tipo de acero (N para aceros de lingote, un riel como símbolo para acero de riel relaminado, o A para acero de eje), y (d) en el caso de varillas del grado 60 se coloca bien sea el número 60 o una simple línea

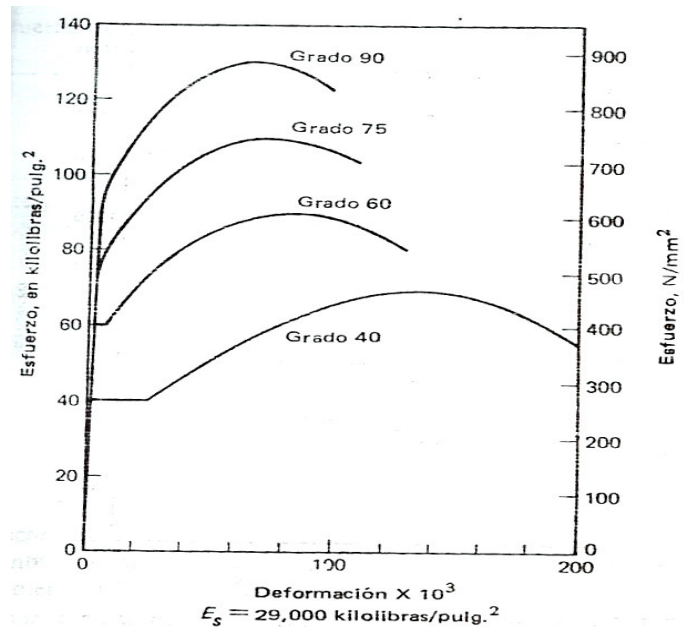
longitudinal continua a través de por lo menos 5 espacios desfasada del centro del lado de la varilla.

Las varillas se pueden conseguir en diferentes resistencias. Los grados 40, 50 y 60 tienen resistencias mínimas especificadas para la fluencia de 40,000, 50,000 y 60,000 lb/in² respectivamente.

Tipo	Grado o Tamaño	Mínima Resistencia Especificada para la Fluencia lb/in ² (N/mm ²)	Resistencia a la Tensión lb/in ² (N/mm ²)
Acero y Lingote y Varillas de Acero de Ejes	40	40,000 (276)	70,000 (483)
Varillas de Acero de Rieles	60	60,000 (414)	90,000 (621)
Alambres Estirados en Frío	60	60,000 (414)	90,000 (621)
Malla de Alambre Soldada	W 1.2 o Mayor	70,000 (483)	80,000 (552)
	Menor que W 1.2	65,000 (448)	75,000 (517)
		56,000 (386)	70,000 (483)



Curvas comparativas de esfuerzo-deformación varillas de Para acero de refuerzo y acero de presfuerzo.



Curvas de esfuerzo-deformación típicas para Refuerzo corrientes.

TORONES.

Los Torones de un cable de acero, están formados por un determinado número de alambres enrollados helicoidalmente alrededor de un alambre central, y dispuestos en una o más capas. A cada número y disposición de los alambres se les llama CONSTRUCCION y que son fabricados generalmente según el concepto moderno, en una sola operación con todos los alambres torcidos en el mismo sentido, conjuntamente en una forma paralela. De esta manera se evitan cruces y roces de los alambres en las capas interiores, que debilitan el cable y reducen su vida útil y que puede fallar sin previo aviso.

Las principales construcciones de los torones, se pueden clasificar en tres series:

Serie 7: Incluyen construcciones que tienen desde 3 a 14 alambres.

Serie 19: Incluyen construcciones que tienen desde 15 a 26 alambres.

Serie 37: Incluyen construcciones que tienen desde 27 a 49 alambres.

El torón según el requerimiento del cable final, puede ser torcido a la derecha o a la izquierda.



MANTENIMIENTO.

Ya en operación se proporcionará al cable de acero una vigilancia de mantenimiento constante y programado para observar deformaciones, aplastamientos, desgastes, reducción de diámetro, roturas de alambre, fallas de lubricación, etc. y de esa manera decidir el momento oportuno de su reposición.

El cable de acero como cualquier otro equipo requiere mantenimiento y éste básicamente consiste en lubricación e inspección. Es importante que como resultado de la inspección se tomen las medidas necesarias para hacer cortes con el objeto de eliminar las zonas de desgaste o concentración de esfuerzos para de esta manera poder seguir operando los cables con máximas condiciones de seguridad.

La lubricación deberá hacerse en forma periódica de acuerdo con las condiciones ambientales y se usará un lubricante que tenga propiedades anticorrosivas y antifriccionantes, que sea estable en un amplio rango de temperatura, que posea cualidades de alta compresión, que tenga residual y que pueda penetrar fácilmente entre los alambres y entre los torones con el objeto de lubricar la parte interior de los mismos y preservar el alma en caso de cables con alma de fibra o evitar el desgaste en caso de cables con alma de acero.

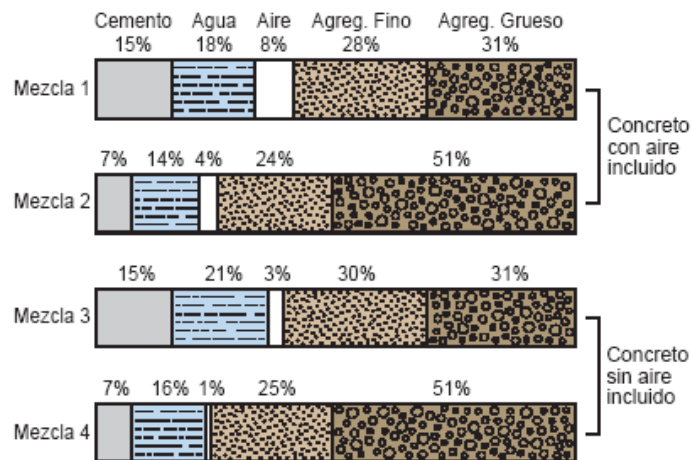
Por último, a los cables se les pone durante el proceso de fabricación un lubricante que los preserve durante su transporte, almacenamiento, y para iniciar su operación; sin embargo cuando un cable permanezca bastante tiempo en almacenamiento es conveniente relubricarlo al ponerlo en servicio.

4.6 EL CONCRETO.

El concreto es un aglutinante que se compone de pasta (agua y cemento) y agregados, cuya reacción química provoca el endurecimiento de la masa.

Los agregados generalmente se dividen en dos grupos: finos y gruesos. Los agregados finos son arenas naturales o trituradas con tamaños de partícula que pueden llegar hasta 10 mm; los agregados gruesos son gravas cuyas partículas se retienen en la malla No.16 siendo el tamaño máximo de este agregado de 152 mm.

La pasta compuesta de Cemento Pórtland, agua y aire incluido esta constituido de la siguiente manera:



Variación de las proporciones usadas en concreto, en volumen absoluto. Las barras 1 y 3 representan mezclas ricas con agregados de pequeño tamaño. Las barras 2 y 4 representan mezclas pobres con agregados grandes.

El concreto recién mezclado debe ser plástico o semifluido y capaz de ser moldeado a mano. Una mezcla muy húmeda de concreto se puede moldear en el sentido de que puede colocarse en una cimbra, pero esto no entra en la definición de "plástico" aquel material que es plegable y capaz de ser moldeado o formado como un terrón de arcilla para moldar.

Los ingredientes no están predispuestos a segregarse durante el transporte; y cuando el concreto endurece, se transforma en una mezcla homogénea de todos los componentes. El concreto de consistencia plástica no se desmorona si no que fluye como líquido viscoso sin segregarse.

Las propiedades del concreto son: resistencia, densidad, modulo de elasticidad, dureza y trabajabilidad.

RESISTENCIA.

La resistencia a la compresión se puede definir como la máxima resistencia medida de un espécimen de concreto o de mortero a carga axial. Generalmente se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm^2) a una edad de 28 días se le designe con el símbolo $f' c$. Para determinar la resistencia a la compresión, se realizan pruebas de cilindros de mortero o de concreto.

La resistencia del concreto a la compresión es frecuentemente empleada en los cálculos para diseño de puentes, de edificios y otras estructuras. El concreto de uso generalizado tiene una resistencia a la compresión entre 210 y 350 kg/cm^2 . Un concreto de alta resistencia tiene una resistencia a la compresión de cuando menos 420 kg/cm^2 . La resistencia de 1,400 kg/cm^2 se ha llegado a utilizar en aplicaciones de construcción.

El valor de la resistencia a la tensión del concreto es aproximadamente de 8% a 12% de su resistencia a compresión y a menudo se estima como 1.33 a 1.99 veces la raíz cuadrada de la resistencia a compresión.

Los principales factores que afectan a la resistencia son la relación Agua – Cemento y la edad, o el grado a que haya progresado la hidratación. Estos factores también afectan a la resistencia a flexión y a tensión, así como a la adherencia del concreto con el acero.

Las relaciones Edad – Resistencia a compresión. Cuando se requiera de valores más precisos para el concreto se deberán desarrollar curvas para los materiales específicos y para las proporciones de mezclado que se utilicen en el trabajo.

DENSIDAD.

La densidad del concreto es el peso unitario del concreto, en esencia, está determinado por la densidad del agregado grueso (normalmente, dos tercios o más del volumen total) y por la cantidad del aire en la masa del concreto. El concreto que fragua al aire pesa alrededor de 2320 kg/m^3 (145 lb/pie^3), con agregado de grava de peso medio y el aire limitado a no más del 4% del volumen total. El uso de agregados fuertes pero ligeros puede reducir el peso de 1600 kg/m^3 (100 lb/pie^3), con resistencias comparables, en general, con las obtenidas cuando se utiliza grava. Las densidades bajas se alcanzan con la inclusión de aire de hasta un 20% del volumen mediante el uso de agregados muy ligeros, pero la resistencia y otras propiedades se reducen con rapidez.

MÓDULO DE ELASTICIDAD.

El módulo de elasticidad del concreto se establece mediante una formula que incorpora variables de peso (densidad) del concreto y su resistencia. La distribución de los esfuerzos y las deformaciones en el concreto reforzado y presforzado dependen del módulo del concreto, ya que el modulo del acero es una constante.

Cuando el concreto se somete a un esfuerzo excesivo y de larga duración, tiende a sufrir una deformación plástica por *fatiga*, un fenómeno en el cual la deformación se incrementa con el tiempo bajo esfuerzo constante. Esto influye en las deflexiones y en la distribución de esfuerzos entre el concreto y el refuerzo.

DUREZA.

La dureza del concreto se refiere, en esencia, a su densidad en la superficie. Ésta depende, principalmente, de la resistencia básica, que se indica por medio del valor del esfuerzo a compresión. Sin embargo las superficies pueden ser un poco más blandas que la masa central del concreto, debido a la desecación acelerada en la superficie. Algunas técnicas se utilizan para endurecer las superficies deliberadamente, en especial las de la parte superior de las losas. El trabajo fino con lana tenderá a llevar hacia la superficie un material muy rico en cemento, lo cual da por resultado un densidad mejorada. También se utilizan endurecedores químicos, lo mismo que selladores que atrapan el agua superficial.

TRABAJABILIDAD.

Este término se refiere, a la propiedad del concreto húmedo mezclado para ser manipulado, colocado en las cimbras y darle un acabado mientras aún es fluido. Un cierto grado de trabajabilidad es esencial para el cimbrado y acabado adecuado del material. Sin embargo la naturaleza fluida de la mezcla queda determinada, por la cantidad de agua presente, por lo que la manera más fácil de volverla más manejable es añadir aditivo en dosificaciones controladas, ya que el agua si hace la mezcla más fluida pero baja la resistencia considerablemente., causa mayor porosidad y mayor contracción, que son propiedades indeseables. A menudo se utiliza la vibración para facilitar el manejo del concreto sin incrementar el contenido de agua, a fin de obtener un concreto de mejor calidad.

Dentro de la gama de los materiales generales que ya se mencionó, existen muchas formas especiales de concreto que se usan en casos y aplicaciones específicos. Algunos de los principales son los siguientes:

CONCRETO ESTRUCTURAL, (CLASE 1).- Se usa para edificaciones muy concurridas y cuya falla podría causar pérdidas elevadas de vidas u ocasionar pérdidas económicas importantes como es el caso de hospitales escuelas, etc.

Peso volumétrico $\geq 2\ 200\ \text{kg/m}^3$

Resistencia $\geq 250\ \text{kg/cm}^2$

Edad de garantía de Normal 28 días, Rápidos 14 días, ART (Alta Resistencia Temprana) 7 días, entre otros.

CONCRETO CONVENCIONAL, (CLASE 2).- Concreto de peso normal recomendado para construcciones destinadas a vivienda, oficinas, locales comerciales, entre otros.

Peso volumétrico Entre 1 900 kg/m³ a 2 200 kg/m³

Resistencia De 100 kg/cm² hasta 350 kg/cm²

Edad de garantía de Normal 28 días, Rápidos 14 días, ART (Alta Resistencia Temprana) 7 días, entre otros.

CONCRETO DE CONTRACCIÓN REDUCIDA.- Es un concreto que se recomienda para obras donde se requieren acabados especiales, como pulido espejo y realizar los cortes a mayores distancias, obteniendo superficies que garantizan la funcionalidad y durabilidad de los pisos industriales, estacionamientos, pavimentos, talleres de mantenimiento industrial, hangares, centros comerciales, etc.

Resistencia Mínima de 250 kg/cm²

Revenimiento Entre 6 cm y 10 cm

Edad de garantía Normal 28 días, Rápidos 14 días, ART 7 días, entre otros.

CONCRETO PESADO.- Este tipo de concreto se elabora con agregados de alta densidad, se emplea generalmente para la construcción de bunkers antirradioactivos, donde se especifica:

Peso volumétrico Entre 2500 kg/m³ a 3 000 kg/m³

Resistencia entre 250 kg/cm² hasta 350 kg/cm²

Edad de garantía Normal 28 días, Rápidos 14 días, ART 7 días, entre otros.

CONCRETO ANTIBACTERIAL.- Protege al concreto y al ambiente contra los ataques de hongos, microbios y bacterias, beneficiando la salud al reducir riesgos por contaminación. Es imprescindible en lugares en donde la limpieza y la salud sean factores determinantes. Se recomienda en Instituciones hospitalarias, industrias alimenticias, rastros, etc. En este concreto se utiliza una fibra que cuenta con agentes antimicrobianos cuya finalidad es la de alterar la función metabólica de los microorganismos impidiendo su crecimiento y reproducción.

CONCRETO DURABLE.- Es un concreto capaz de resistir las condiciones severas de servicio a las que estará expuesto. Es resistente al ataque de sulfatos, poco permeable, tiene baja contracción, es trabajable, disminuye la corrosión del acero de refuerzo. Se deben tener relaciones agua/cemento baja y ayudarse de los aditivos superfluidificantes. Se recomienda para tanques de tratamiento de agua, pisos y elementos industriales expuestos a desgaste superficial y ataque químico, estructuras en contacto con el agua de mar, estructuras desplantadas sobre suelos agresivos, entre otros.

CONCRETO PARA ALTAS RESISTENCIAS TEMPRANAS.- Concreto que se caracteriza por alcanzar las resistencias de proyecto a edades tempranas. Se recomienda su empleo en pavimentos o pisos, donde se requiere su funcionamiento lo antes posible, en losas que se requieren decimbrar en menor tiempo para optimizar el avance de la obra.

Resistencia entre 200 kg/cm² hasta 350 kg/cm²

Edad de garantía 1, 2 ó 3 días

CONCRETO ARQUITECTÓNICO.- Existen diversos tipos de este concreto, como son el caso del agregado expuesto (similar al terrazo), el colorcreto y el estampado, que son trabajos más artísticos que requieren de un personal calificado para la correcta colocación de los mismos.

CONCRETO FLUIDO.- Concreto que facilita la colocación y disminuye las necesidades de vibrado, dando una excelente compactación y acabado superficial con revenimientos altos que facilitan su colocación en estructuras densamente armadas.

Revenimiento entre 18 cm y 24 cm

Tamaño Máximo del Agregado De 10 mm ó 13 mm

CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA.- Concretos con resistencias mayores a 400 kg/cm², donde su empleo se recomienda para edificaciones altas y esbeltas, estructuras que recibirán cargas importantes, trabes y contratraves que requieren una alta resistencia a la flexión, para elementos presforzados donde se requiere obtener el 80% de la resistencia a las 24 horas.

CONCRETO AUTOCOMPACTABLE.- Se caracteriza por presentar una alta trabajabilidad, baja o nula segregación, presenta una alta fluidez y cohesión. Puede ser vaciado desde alturas de 2 a 4 m sin permitir la segregación del concreto, se utilizan aditivos superfluidificantes. Debido a sus características, presenta su acabado liso sin una disminución relevante de oquedades, se recomienda que se realice una mínima compactación para expulsar el aire atrapado.

Revenimiento entre 18 cm y 24 cm

Tamaño Máximo del Agregado De 10 ó 13 mm

CONCRETO CELULAR.- Elaborado con agentes espumantes que se utiliza para casas habitación, teatros, etc., donde se requieren propiedades térmicas y acústicas.

Peso volumétrico Entre 1 200 kg/m³ a 1 500 kg/m³

Resistencia entre 100 kg/cm² hasta 200 kg/cm²

Tamaño Máximo del Agregado De 10 mm ó 13 mm

CONCRETO MODULO DE RUPTURA.- Utilizado para pavimentos, pisos industriales, Tilt Up, etc.

Resistencia a la flexión 30, 32, 35, 40, 42 y 50 kg/cm²

Tamaño Máximo del Agregado De 20 mm ó 40 mm

CONCRETO MARINO.- Es un concreto elaborado con aditivos especiales que evitan el deslave del concreto, durante el contacto del concreto con el agua de mar o niveles freáticos. Su relación agua/cemento es baja, del orden de 0.4 a 0.5. con este tipo de concreto se obtienen estructuras menos permeables, por lo que se protege al acero de refuerzo, ampliando la vida útil de la estructura.

CONCRETO LIGERO.- Este tipo de concreto emplea materiales artificiales y aire incluido. Se recomienda para pendientes de azoteas, renivelamiento de losas, etc.

Peso volumétrico Entre 1 200 kg/m³ a 1 900 kg/m³

Resistencia De 50 kg/cm² hasta 250 kg/cm²

Aditivo aligerante Carlita o Perlita

CONCRETO EXPANSIVO.- Es un concreto elaborado con aditivos que producen una expansión en el volumen del concreto, y se emplea en estructuras que requieren una adherencia adecuada contra otros elementos.

Resistencia ≥ 250 kg/cm²

CONCRETOS PARA CÁMARAS DE REFRIGERACIÓN.- Concreto que resiste los esfuerzos de congelamiento y deshielo sin fisurarse, donde el contenido de aire es mayor que el concreto normal, dependiendo del uso que se requiera.

Resistencia ≥ 250 kg/cm²

Contenido de aire Entre 3 y 7 %

CONCRETO LANZADO.- es un mortero o concreto proyectado neumáticamente a una alta velocidad sobre una superficie. Este puede ser; lanzado vía seca o lanzado vía húmeda. Se recomienda para revestimiento de túneles, canales, revestimiento y protección de taludes, para elementos arquitectónicos decorativos, reparación de estructuras.

Resistencia Entre 150 kg/cm² a 350 kg/cm²

CONCRETO DE BAJA TEMPERATURA.- Este concreto cumple con temperaturas muy bajas, para colados de concretos masivos y semimasivos, en Hidroeléctricas, Termoeléctricas. Para bajar la temperatura del concreto se emplea hielo en escarcha o bloques de hielo que se depositan en contenedores adecuados para su manejo.

Temperaturas adecuadas Entre 20°C a 32°C

CONCRETO ECOLÓGICO.- Este tipo de concreto permite el restablecimiento de los niveles freáticos, además de dar una apariencia agradable, debido a la gama de colores que se ofrece.

Resistencia Entre 150 kg/cm² a 250 kg/cm²

UNIDAD 5

ESQUEMA DE UNA PLANTA.

La fabricación de elementos prefabricados de concreto normalmente se lleva a cabo en plantas fijas de producción, las cuales cuentan con el equipo y personal especializado para elaborar, bajo estrictas normas de calidad, diferentes productos solicitados por la industria de la construcción. También se pueden prefabricar elementos a pie de obra, que por su peso, tamaño o condiciones propias de la obra requieren que sean fabricados en sitio (Figura 5.1).



Fabricación de una viga trabe cajón (TCU) pretensada de grandes dimensiones

5.1 ÁREA NECESARIA-

Las plantas de prefabricados constan de tres partes:

- 1.-Fabricación del concreto.
- 2.-Zona de fabricación, producción.
- 3.-Zona de almacenaje.

El área necesaria para la fabricación del concreto deberá contar con el espacio para: cantidad de materiales que se usan diariamente, clase de materiales que se almacenan (grava, arena, cemento etc.), cantidad de estos materiales, método a seguir (con o sin clasificación) grado de mecanización y sistema de transporte de materiales.

La superficie de la zona de fabricación se determina por el número de moldes y por el área que hay que dejar libre para las circulaciones. Sobre todo la zona de fabricación de cemento, debe construirse un pavimento de concreto de 8 a 10 cm de espesor, este puede limpiarse fácilmente y facilita las diferentes clases de trabajo, la zona de almacenaje no necesita pavimento de concreto pero debe nivelarse.

Las dimensiones de la zona de almacenaje dependen de la cantidad y tamaño de las piezas que deben almacenarse, del número de piezas que deben apilarse y finalmente el área necesaria para que las circulaciones no tengan obstáculos.

La fabricación y el almacenaje se organiza en zonas servidas por grúas de pórtico, estas grúas tienen usualmente una luz de 7.80 metros pero a veces pueden emplearse grúas mayores.

En la (Figura 5.2) se muestra la disposición de una planta de prefabricación. La disposición para la fabricación del concreto, la división de la zona de fabricación así como la unión entre esta y la zona de almacenaje puede verse claramente.

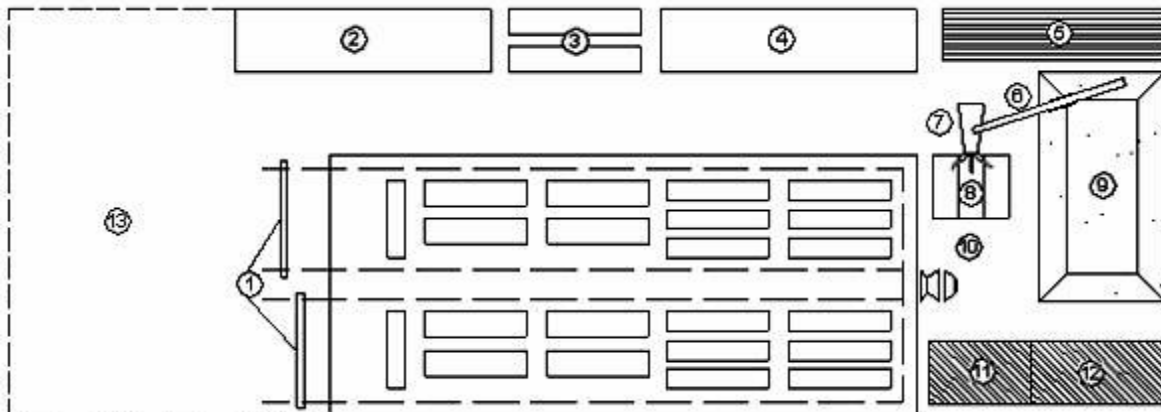


Figura 5.2 Esquema de una planta de prefabricados

- 1 GRÚAS PÓRTICO.
- 2 ALMACÉN DE ACERO LISTO PARA SU EMPLEO.
- 3 ÁREA DE HABILITADO DE ACERO
- 4 CORTE Y DOBLADO DE ACERO.
- 5 ALMACÉN DE ACERO.
- 6 BANDA TRASPORTADORA.
- 7 CLASIFICADOR DE AGREGADOS.
- 8 AGREGADOS CLASIFICADOS.
- 9 VERTEDERO DE AGREGADOS.
- 10 CONCRETERA.
- 11 OFICINAS.
- 12 DEPOSITO DE CEMENTO.
- 13 ZONA DE ALMACENAMIENTO.

5.2 COMPONENTES DE UNA PLANTA DE PREFABRICACIÓN.

5.2.1 ÁREAS COMUNES.

- Caseta de vigilancia.
- Estacionamiento para clientes y visitantes.
- Comedor.
- Baños y vestidores.

5.2.2 ÁREA ADMINISTRATIVA.

- Dirección.
- Áreas técnicas.
- Contabilidad.
- Ventas.

5.2.3 ÁREA OPERATIVA O DE PRODUCCIÓN.

- Almacenaje de materiales.

Para iniciar cualquier proceso de producción se requiere de materia prima para la elaboración del producto. Las estructuras y sus miembros componentes a que se refiere este manual son de concreto presforzado con tendones de acero, o de concreto prefabricados reforzados con tendones de acero estándar. El concreto empleado en dichos elementos es normalmente de resistencia más alta que el de las estructuras coladas en obra y sus características físicas se mencionaron en capítulos anteriores. El uso de acero de muy alta resistencia para el presfuerzo es necesario por razones físicas básicas.

Algunas consideraciones en cuanto al manejo de los materiales en una planta de fabricación se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Almacén de acero (estructural y de presfuerzo).

El acero de presfuerzo deberá almacenarse en lugares cubiertos o protegerlos con cubiertas impermeables para evitar la corrosión.



5.3 Detalle de las zonas de almacenaje del acero de presfuerzo.

- Taller para habilitado de acero



Figura 5.4 Vista de las instalaciones para almacenaje y preparación de acero en planta

- Área para habilitado de acero estructural



Figura 5.5 Vista de las instalaciones para el habilitado del acero de refuerzo en planta.

- Mesas de colado muertas, anclaje y sistema de curado a vapor.

Las mesas de colado en una planta de prefabricados son líneas de producción de gran longitud (Figura 5.6). La longitud de las mesas varía de acuerdo a las limitaciones de las plantas entre 60 y 150 m dependiendo del tipo de elemento. El presforzado simultáneo de varios elementos a la vez en una misma mesa de colado tiene como resultado una gran economía de mano de obra, además de eliminar el costoso herraje del anclaje en los extremos, propios del postensado.



Figura 5.6 Molde y mesa de colado de concreto presforzado para traveses doble T

Como se explicó, en el sistema de prefabricación pretensado los cables o torones de presfuerzo se anclan previo al colado de la pieza. Estos soportes sobre los que se anclan los cables se llaman “muertos” y están localizados en los extremos de la mesa de colado. Los muertos son bloques de concreto enterrados en el suelo de dimensiones y peso tales que resisten por la acción de su peso el momento de volteo que produce la fuerza de tensado. Por el costo de los muertos y su condición de instalación fija se utilizan generalmente en líneas de producción de gran longitud. Entre los muertos se pueden colocar moldes totalmente fijos de acero, o moldes intercambiables de acero, madera o mixtos de acuerdo a la sección que se requiera fabricar.

Los moldes autotensables de acero descritos anteriormente no requieren de muertos para soportar la fuerza de presfuerzo.

Solamente se deben fijar a una mesa de concreto que permita el movimiento longitudinal debido a la contracción y dilatación del molde en el caso de ser metálicos (Figura 5.7).



Figura 5.7 Molde autotensable de acero (trabe doble T)

En el sistema de postensado, las mesas de colado no son tan largas, pues el colado generalmente se hace pieza por pieza. No se requiere de muertos que soporten la fuerza de presfuerzo. Solamente se requiere que la mesa sea una superficie plana, generalmente una plancha de concreto con suficiente rigidez para soportar las cargas debidas al molde, al colado y a las operaciones de desmolde.

- Dosificadora y mezcladora de concreto (en caso de fabricar el concreto en planta)



Figura 5.8 Fabricación de concreto en planta.

- Área de depósito de agregados (arena, grava y agua).

Los agregados deben de manejarse y almacenarse de tal forma que aseguren la uniformidad en su granulometría y humedad. Si los agregados se almacenan en montones, éstos deberán ser casi horizontales o con muy pequeña pendiente. Se deben evitar montones de forma cónica o descargar los agregados de manera que éstos rueden por los lados de pendientes muy grandes pues esto provoca segregación.

Para evitar que se mezclen los diferentes tipos de agregados es recomendable separarlos por paredes o a una distancia razonablemente amplia entre ellos.

El agregado fino deberá manejarse húmedo, para minimizar que los finos se separen por acción del viento.

- Silos de almacenamiento

Cuando se usa cemento a granel deberá almacenarse en silos sellados contra el agua, humedad y contaminantes externos.

Los silos deberán de vaciarse completamente por lo menos una vez al mes para evitar que el cemento se compacte. Cada tipo, marca y color de cemento deberán de almacenarse separadamente (Figura 5.9).

El cemento en bolsa deberá almacenarse en pilas sobre paletas de madera que eviten el contacto con la humedad y permitan la circulación del aire. Si las bolsas se almacenan por mucho tiempo deberán taparse con una cubierta impermeable. Se guardarán de tal forma que las primeras bolsas almacenadas sean las primeras en ser utilizadas.

Para los aditivos y pigmentos cada fabricante especifica la forma de almacenarlos. Seguir las indicaciones del fabricante asegurará el buen funcionamiento y durabilidad del producto.



Figura 5.9 Detalle de almacenaje y transporte de cemento a granel en una planta de producción.

- Zonas de retoque, resane y de almacenaje.



Figura 5.10 Detalle de las zonas de retoque y resane



Figura 5.11 Detalle de almacenaje y estibas.

Un elemento deberá almacenarse soportado únicamente en dos apoyos localizados en o cerca de los puntos usados para izaje y manejo de la pieza. En caso de utilizar otros puntos de apoyo para el almacenaje de las piezas, deberá revisarse su comportamiento para dicha condición (Figura 5.12).



Figura 5.12 Apoyos en almacenaje de traves T.

Si por cuestiones de diseño se requieren más de dos apoyos, se deberá asegurar que el elemento no quede sin algún soporte debido a asentamientos diferenciales en los apoyos (Figura 5.13). Esto es particularmente importante en elementos presforzados donde el efecto del presfuerzo suele ser muy relevante.

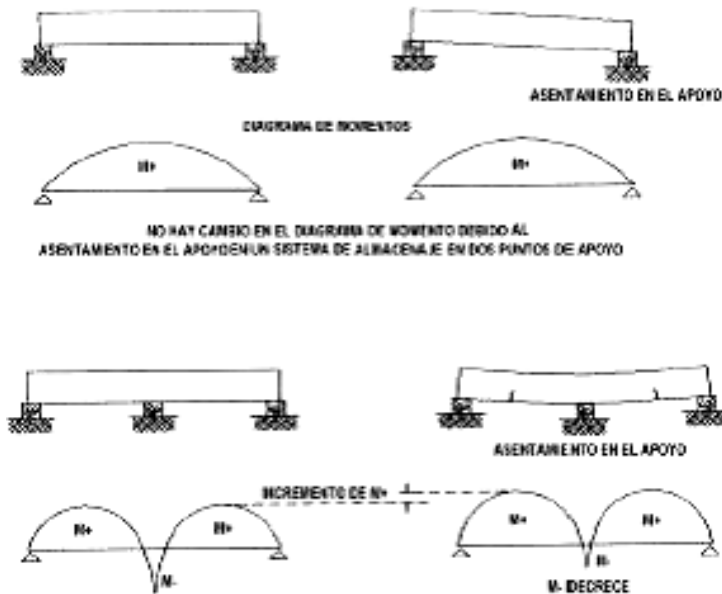


Figura 5.13 Esquema de las condiciones de almacenaje en elementos presforzados

Los elementos prefabricados almacenados en estibas deberán de separarse entre ellos por medio de barrotos o durmientes capaces de soportar el peso de los elementos. Los apoyos deberán alinearse verticalmente dejando libres y de fácil acceso a los accesorios de izaje. No se deben estibar elementos de distintos tamaños y longitudes sin antes revisar que el elemento inferior soporte la carga en el punto en el que se aplique.

- Áreas de circulación (grúas, revolvedoras, tractocamiones y personal operativo).



Figura 5.14 Avista del área de circulación necesaria para el transito de maquinaria.

- Área de desperdicios.
- Bodega de herramienta y equipo menor.
- Taller mecánico para reparación de maquinaria y equipo menor.
- Estacionamiento de maquinaria pesada.
- Tractocamiones.
- Laboratorio de control de materiales.
- Equipo para llevar a cabo el control de calidad del concreto y del producto terminado.



5.3 MAQUINARIA Y EQUIPO.

Grúas sobre camión o grúas pórtico para desmolde y transporte interno de elementos.

Las grúas pueden dividirse en los siguientes grupos:

- Grúas de torre.
- Grúas de pórtico.
- Grúas sobre orugas.
- Grúas mástil.
- Grúas sobre camión.
- Grúas mástil gemelos.
- Grúas Derricks.



Figura 5.16 Diferentes tipos de grúas utilizadas en la construcción de prefabricados.

- Cargador frontal y montacargas.



- Equipo para depositar el concreto en el molde como vachas y camión revolvedor.



Figura 5.18 Deposito de concreto mediante revolvedora.

- Gatos hidráulicos y bomba para el tensado de los cables.





Figura 5.19 Diferentes tipos de gatos utilizados en el pretensado y postensado de piezas.

- Vibradores de concreto.

Las unidades mas ligeras se vibran generalmente mediante mesas vibrantes y para piezas mas pesadas se emplean vibradores de superficie y vibradores sumergidos.



Figura 5.2. Vibrador sumergible planta ticomsa

- Equipo para cortar y doblar varillas, placas y accesorios metálicos.



- Equipo de transporte (Trailers con plataformas).



Figura 5.22 Tractocamión con semirremolque acoplado.

Figura 5.23 Tractocamión con semirremolque unido a trabe.

- Máquinas soldadoras para elaboración de accesorios.
- Equipos para cortar los cables (cortadora o equipo de oxicorte).
- Calderas y mangueras para suministrar vapor en el proceso de curado acelerado de los elementos y lonas para cubrirlos.

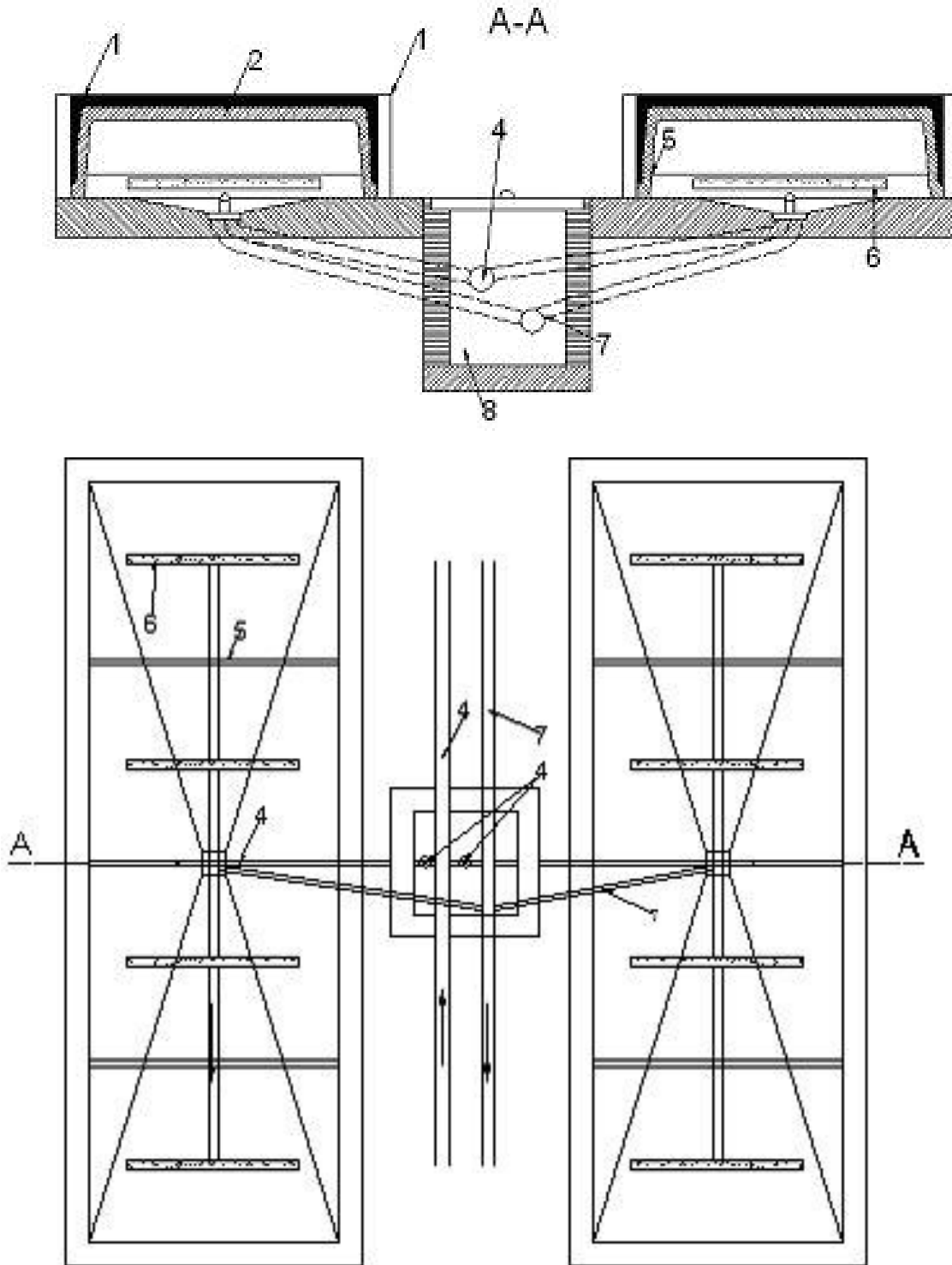


Figura 5.24 Calentamiento por vapor, de los moldes desde abajo: 1 pieza de concreto pretensado 2-3 molde, 4 conducto de vapor, 5 nervio transversal, 7 conducto para el agua de condensación, 8 conducto, 9 válvula.

5.4 ESQUEMA DE UN TALLER.

Antes de decidir el emplazamiento de un taller para elementos pretensados, conviene hacer un estudio profundo referente al suministro de materias primas como acero, cemento y agregados. Debe estudiarse igualmente la competencia, mano de obra, y otras características de la zona elegida.

Las figura representan un esquema de un taller para la fabricación de viguetas pretensadas. En el pueden diferenciarse tres partes: almacenamiento de materia y confección del concreto, instalaciones de tensado de bancos de moldes, e instalaciones para el curado de piezas fabricadas.

Los agregados y cemento están emplazados cercanos a la mezcladora para evitar el transporte de largas distancias, siendo posible el aprovechamiento del puente-grúa, evitándose de esta manera una valiosa mano de obra. Junto al almacén de acero se coloca la maquina enderezadora.

La parte central de la nave de producción comprende las instalaciones de anclaje, tensado de los tendones y los bancos de moldeo encima de los cuales se efectúa el moldeado de las piezas. Los cabezales de tensado y anclaje de los alambres están situados en los extremos de los bancos, constituyéndolos unos elementos metálicos capaces de soportar la tensión del tendón. Los aparatos comúnmente empleados para tensar son los gatos hidráulicos, contrapesos y cabrestantes.

El anclaje de los alambres en los cabezales puede llevarse a cabo de varias maneras, siendo las mas empleadas la fijación con cuñas o con tuerca. En el primer caso el alambre queda anclado al introducir unas cuñas de acero llamadas de anclaje o clavijeros. La cuña del cabezal de tensado se introduce en el momento en que el alambre a alcanzado la tensión debida. Seguidamente puede retirarse el gato.

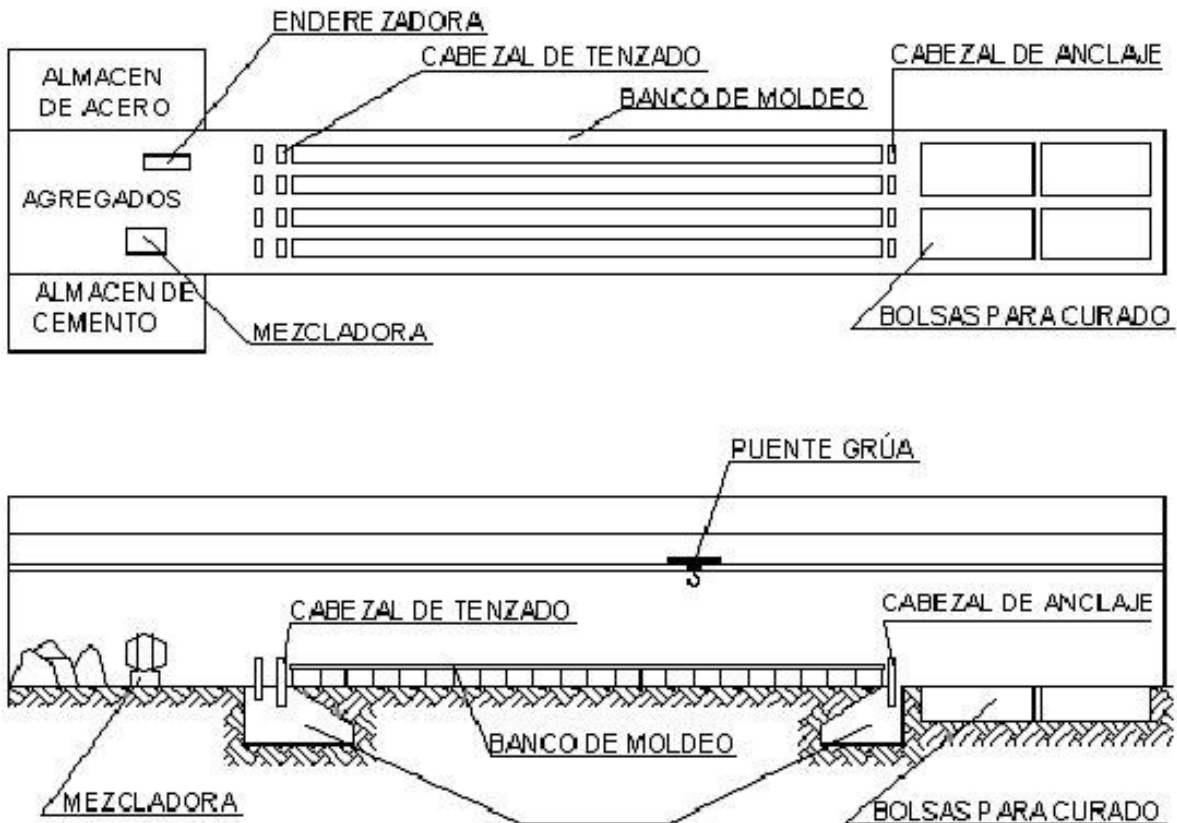


Figura 5.25 Mesa de colado.

El segundo caso se emplea cuando interesa estirar varios alambres simultáneamente. Estos se fijan en los extremos de una barra roscada mediante un dispositivo especial, anclándose la barra en el clavijero con una tuerca.

Para las instalaciones de tensado y anclaje sean estables y seguras, es necesario la construcción de unos macizos de concreto en ambos cabezales, en donde en donde se empotran unos elementos metálicos que soportan la fuerza de pretensado de todos los bancos. El concreto que se emplea es ciclópeo y las dimensiones del macizo dependen del esfuerzo máximo de preesfuerzo supuesto.

Los bancos de moldes son soleras, encima de los cuales tienen lugar el moldeado de las piezas.

Colocados todos los alambres y fijados en las placas de anclaje en sus agujeros correspondientes, se vierte el concreto en los moldes haciéndose directamente desde una tolva o carretilla o por medio de un carro moldeador que se desplaza sobre unas grúas colocadas en la parte superior de los bancos de moldeo.

El método de compactación más usado es la vibración por ser el más eficaz y el que presenta mayores ventajas técnicas. La vibración se lleva a término con unos aparatos compuestos por una carcasa exterior en cuyo interior existe una masa excéntrica accionada por un motor eléctrico. El efecto vibratorio se transmite al concreto a través de unas lamas metálicas (pervibración).

El destensado del acero tiene lugar cuando el concreto ha adquirido la debida consistencia. El tiempo de estancia de las viguetas en los bancos de moldeo depende de varios factores, entre ellos la clase de cemento empleado y el ambiente hidrométrico. Para acortar el ciclo de producción se recurre a instalar calefacción en la nave de producción, pudiendo ser mediante agua, vapor o calentamiento del ambiente. La calefacción para agua o vapor se consigue disponiendo unos conductos entre los moldes o por debajo de los bancos.

Para el curado de los elementos se construyen unas grandes balsas que se llenan de agua o se instalan unas cámaras de vapor herméticas dentro de las cuales se introduce el material recién fabricado. El primer método es el más sencillo y da un curado bastante eficiente mientras que el segundo resulta altamente costoso.

Todo taller de fabricación debe poseer además un área cercana a la nave de producción en donde tiene lugar el doblado, cortado, confección de estribos, y otras operaciones para trabajar el acero.

CONSTRUCCIÓN.

El proyectar una fábrica de viguetas pretensadas requiere un estudio profundo de la construcción así como de las instalaciones para que reúna las mejores condiciones posibles.

Es bien conocido el hecho de que el calor acelera el endurecimiento del concreto. Pues bien, es necesario construir una nave de producción que tenga un mínimo de fugas y aberturas, al igual que un buen aislamiento térmico. Este último se consigue construyendo las paredes de ladrillo con cámara de aire intermedia. Otras veces se recurre al empleo de materiales aislantes como bloques de concreto celular, durisol, etc.

Cuando hay que instalar un puente grúa se construyen los pilares a una separación media de cuatro metros y formando una ménsula en la parte superior de los mismos con el fin de proponer el recorrido adecuado de aquel. El ancho de la nave de producción suele estar comprendido entre siete y diez metros.

Otro factor importante a considerar es la iluminación. Debe dejarse los suficientes ventanales para que el trabajo sea fácil y no resulte peligroso.

La cubierta se forma con muros de concreto armado, madera o acero. El material de la cubierta es el fibrocemento y suele construirse un cielo raso para el aislamiento de la nave.

5.5 MOLDES.

Una planta de prefabricación deberá contar con las instalaciones propias para la elaboración de elementos de concreto de alta calidad. Para ello se requieren moldes que permitan al personal encargado de la producción, fabricar elementos que cumplan con las especificaciones de calidad y dimensiones del proyecto.

La apariencia en la superficie de cualquier elemento precolado está directamente relacionada con el material y la calidad de los moldes. Éstos se pueden hacer de materiales como madera, concreto, acero, plástico, fibra de vidrio con resinas de poliéster, yeso o una combinación de estos materiales. Para la fabricación de elementos estructurales, los moldes son generalmente de acero, concreto o madera, siendo los otros materiales más usuales en la prefabricación de elementos arquitectónicos de fachada.



Figura 5.26 Molde de concreto para trabe cajón.

Los moldes deberán de construirse suficientemente rígidos para poder soportar su propio peso y la presión del concreto fresco, sin deformarse más allá de las tolerancias convencionales. Los moldes de madera deberán ser sellados con materiales que prevengan la absorción. Los de concreto (Figura 5.27) deberán tratarse con una membrana de poliuretano que tape el poro de la superficie para evitar la adherencia con el concreto fresco y permitir el desmolde de la pieza sin daños. Los de plástico no se deberán de usar cuando se anticipen temperaturas superiores a los 60 grados centígrados. Algunos plásticos son susceptibles a agentes desmoldantes por lo que deberá analizarse la factibilidad de su uso.

Cuando se usen moldes de acero se asegurará que no exista corrosión, bordes de soldadura o desajustes en las juntas.



Figura 5.27 Molde metálico autotensable de sección I

En el sistema de prefabricación pretensada, algunos moldes están fabricados de tal forma que los cables o torones de presfuerzo se anclan en los extremos del mismo molde. A estos moldes se les denomina autotensables y pueden ser de concreto o de acero. Los moldes autotensables de concreto se usan en plantas fijas de prefabricación y la fuerza presforzante se transmite entre los dos anclajes extremos a través de traveses o paredes longitudinales de concreto propias del molde. Los moldes autotensables de acero (Figuras 5.26) contienen canales, vigas o tubos adosados a los lados del molde, que transmiten la fuerza del presfuerzo en toda la longitud. Por su relativa ligereza y capacidad de poder seccionarse, este tipo de moldes se pueden usar para prefabricar elementos a pie de obra. Estos moldes deberán de ser lo suficientemente rígidos para soportar la fuerza sin pandearse o deformarse fuera de las tolerancias requeridas.



CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

6.1 FABRICACION DEL CONCRETO.

El concreto que se usa en la construcción presforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos.

VENTAJAS:

Ofrece valores de resistencia a la compresión entre 400 y 900 kg/cm², de muy alta durabilidad y baja permeabilidad.

Mejora la protección a la corrosión del acero de refuerzo.

La estructura tiene un menor costo en comparación a otras elaboradas con acero.

Presenta una mayor resistencia a la erosión.

Se aprovecha un área mayor en las plantas mas bajas en edificios altos o muy altos.

Debido a la baja relación agua/cemento se logran concretos muy durables, de muy baja permeabilidad, alta resistencia y con mayor protección a la corrosión del acero de refuerzo.

Requiere menos obras de infraestructura en puentes de grandes claros.

Menor peso de la estructura.

Su alta consistencia permite bombearlo a grandes alturas.

Posee muy alta fluidez que hace posible su colocación aun en zonas congestionadas de acero de refuerzo.

Se puede lograr tener un alto $f'c$ a 24 hrs.

USOS:

Por sus características mecánicas mejoradas es ideal para construir:

Columnas esbeltas y trabes en edificios altos o rascacielos.

Secciones de puentes con claros largos o muy largos.

Sistemas de transportes.

Estructuras costeras, sanitarias, militares, etc.

Pisos más resistentes al desgaste.

La mayoría de las aplicaciones del concreto de alta resistencia se diseña para una resistencia a compresión igual o superior a 715 kg/cm², como se enseña en las Tablas 17-3 y 17-5. En estos casos, se hace necesaria la aplicación rigurosa de las mejores prácticas. Han sido utilizados en edificios concretos con resistencia de 1340 kg/cm².

Concreto de Alto Desempeño Típico Usado en Estructuras

Número de la mezcla	1	2	3	4	5	6
Agua, kg/m ³	151	145	135	145	130	130
Cemento, kg/m ³	311	398*	500	335*	513	315
Ceniza volante, kg/m ³	31	45	—	—	—	40
Escoria, kg/m ³	47	—	—	125	—	—
Humo de sílice, kg/m ³	16	32*	30	40*	43	23
Agregado grueso, kg/m ³	1068	1030	1100	1130	1080	1140
Agregado fino, kg/m ³	676	705	700	695	685	710
Reductor de agua, L/m ³	1.6	1.7	—	1.0	—	1.5
Retardador, L/m ³	—	—	1.8	—	—	—
Aire, % 7 ± 1.5	5 – 8	—	—	—	5.5	—
Reductor de agua de alto rango o superplastificante, L/m ³	2.1	3	14	6.5	15.7	5.0
Relación agua-material cementante	0.37	0.30	0.27	0.29	0.25	0.34
Resistencia a compresión a los 28 días, kg/cm ² (MPa)	600 (59)	—	950 (93)	1000 (99)	1200 (119)	—
Resistencia a compresión a los 91 días, kg/cm ² (MPa)	—	610 (60)	1100 (107)	1060 (104)	1500 (145)	—

Los concretos de alta resistencia y bajo revenimiento o incluso revenimiento cero se producen habitualmente bajo el control cuidadoso en las plantas de concreto premoldeado y pretensado. Estas mezclas más secas se colocan en cimbras rústicas y se las consolida por un tiempo más prolongado o por métodos de sacudidas. Sin embargo, el concreto colado en obra emplea cimbras más frágiles que no permiten los mismos procedimientos de compactación y, por lo tanto, se hacen necesarios concretos más trabajables para que se logre la compactación requerida y para que se evite la segregación y la formación de agujeros. Los aditivos superplastificantes se adicionan invariablemente a los concretos de alta resistencia para producir mezclas más trabajables y fluidas.

La producción del concreto de alta resistencia puede, o no, requerir la compra de materiales especiales. El productor debe saber los factores que afectan la resistencia a compresión y como variar estos factores para que se obtengan los mejores resultados. Al desarrollarse el diseño de la mezcla, se debe analizar cada variable separadamente.

Tabla 17.5 (metrico) proporciones de la mezcla y propiedades de los concretos de alta resistencia comercialmente disponibles en E.E. U.U.

Unidades por m ³	Número de la mezcla					
	1	2	3	4	5	6
Cemento, ASTM tipo I (normal), kg	564	475	487	564	475	327
Humo de sílice, kg	—	24	47	89	74	27
Ceniza volante, kg	—	59	—	—	104	87
Agregado grueso SSC (calcáreo triturado de 12.5 mm), kg	1068	1068	1068	1068	1068	1121
Agregado fino, SSC, kg	647	659	676	593	593	742
Reductor de agua de alto rango, ASTM tipo F, litros	11.6	11.6	11.22	20.11	16.44	6.3
Reductor de agua de alto rango, ASTM tipo G, litros	—	—	—	—	—	3.24
Retardador, ASTM tipo D, litros	1.12	1.05	0.97	1.46	1.5	—
Relación agua-material cementante	0.28	0.29	0.29	0.22	0.23	0.32
Propiedades del Concreto Fresco						
Revenimiento (asentamiento), mm	197	248	216	254	235	203
Masa volumétrica, kg/m ³	2451	2453	2433	2486	2459	2454
Contenido de aire, %	1.6	0.7	1.3	1.1	1.4	1.2
Temperatura del concreto, °C	24	24	18	17	17	23
Resistencia a Compresión de Cilindros de 100 x 200 mm, sometidos a curado húmedo						
3 días, kg/cm ² (MPa)	580 (57)	550 (54)	560 (55)	730 (72)	540 (53)	440 (43)
7 días, kg/cm ² (MPa)	680 (67)	720 (71)	720 (71)	940 (92)	790 (77)	640 (63)
28 días, kg/cm ² (MPa)	810 (79)	940 (92)	920 (90)	1190 (117)	1020 (100)	870 (85)
56 días, kg/cm ² (MPa)	860 (84)	960 (94)	970 (95)	1240 (122)	1180 (116)	—
91 días, kg/cm ² (MPa)	900 (88)	1070 (105)	980 (96)	1270 (124)	1220 (120)	940 (92)
182 días, kg/cm ² (MPa)	990 (97)	1070 (105)	990 (97)	1310 (128)	1220 (120)	—
426 días, kg/cm ² (MPa)	1050 (103)	1200 (118)	1020 (100)	1360 (133)	1210 (119)	—
1085 días, kg/cm ² (MPa)	1170 (115)	1240 (122)	1170 (115)	1530 (150)	1350 (132)	—
Módulo de Elasticidad en la Compresión, de Cilindros de 100 x 200 mm, sometidos a curado húmedo						
91 días, kg/cm ² (GPa)	516,000 (50.6)	509,000 (49.9)	511,000 (50.1)	576,000 (56.5)	545,000 (53.4)	488,000 (47.9)
Contracción por Secado de Prismas de 75 x 75 x 285 mm						
7 días, millonésimos	193	123	100	87	137	—
28 días, millonésimos	400	287	240	203	233	—
90 días, millonésimos	573	447	383	320	340	—
369 días, millonésimos	690	577	520	453	467	—
1075 días, millonésimos	753	677	603	527	523	—

CEMENTO.

La selección del cemento para el concreto de alta resistencia no se debe basar sólo en pruebas de cubos de mortero, sino que también debe incluir resistencias comparativas del concreto a los 28, 56 y 91 días. Es preferible un cemento que lleve a altas resistencias a edades avanzadas (91 días). Para el concreto de alta resistencia, el cemento debe producir cubos de mortero con resistencia mínima a los 7 días de 310 kg/cm².

Para cada cemento considerado en el proyecto, se deben producir mezclas de prueba con contenidos de cemento entre 400 y 550 kg/m³. La cantidad va a variar dependiendo de la resistencia deseada.

Además de la disminución de la cantidad de arena, con el aumento del contenido de cemento, las mezclas de prueba deben ser lo más parecidas posibles.

MATERIAL CEMENTANTE SUPLEMENTARIO.

Geniza volante, humo de sílice o escoria normalmente son obligatorios en la producción del concreto de alta resistencia, pues el desarrollo de la resistencia obtenido con estos materiales no se puede lograr solamente con el incremento del contenido de cemento.

Estos materiales cementantes suplementarios normalmente se adicionan en una dosis del 5 al 20%, o más, de masa total del material cementante. Algunas especificaciones sólo permiten el uso de hasta 10% de humo de sílice, a menos que hayan evidencias indicando que el concreto producido con dosis mayores va a tener resistencia, durabilidad y estabilidad de volumen satisfactorios. Se debe ajustar la relación agua-material cementante para que la trabajabilidad sea la base de comparación entre las mezclas de prueba. Para cada conjunto, habrá un contenido óptimo de cemento más material cementante suplementario, a partir del cual el aumento de este contenido no resulta en resistencias mayores y la mezcla se vuelve demasiado pegajosa para su manejo adecuado.

AGREGADOS.

En el concreto de alta resistencia, debe haber una atención especial al tamaño, forma, textura superficial, mineralogía y limpieza de los agregados. Para cada fuente de agregado y nivel de resistencia del concreto, hay un tamaño de agregado ideal que proporciona la mayor resistencia a compresión por unidad de cemento. Para encontrar el tamaño ideal, se deben producir mezclas de prueba con agregados de 19 mm (3/4 pulg.) o menores y contenidos variables de cemento. Muchos estudios han demostrado que el tamaño máximo nominal de 9.5 mm a 12.5 mm (3/8 a 1.2 pulg.) resulta en resistencias más elevadas.

En el concreto de alta resistencia, la resistencia del agregado y la unión o adherencia entre la pasta y el agregado son factores importantes. Pruebas han mostrado que los agregados triturados producen resistencias a compresión mayores en el concreto que la grava, usándose el mismo tamaño de agregado y el mismo contenido de material cementante. Esto se debe probablemente a la mejor unión pasta-agregado, cuando se usa un material triturado, angular y áspero. Para concretos con resistencia especificada de 700 kg/cm² o 70 MPa (10,000 lb/cm²) o mayores, se debe establecer el potencial de los agregados para cumplir los requisitos de diseño, antes de su utilización.

Los agregados gruesos, usados en el concreto de alta resistencia, deben estar limpios, es decir, libres de recubrimientos perjudiciales de polvo y arcilla. La remoción del polvo es importante pues afecta la cantidad de finos y consecuentemente la demanda de agua del concreto. La arcilla puede afectar la adherencia agregado-pasta. Puede ser necesario el lavado de los agregados gruesos.

Se recomienda la combinación de tamaños de agregado para producir la granulometría requerida, para el control más rígido y la disminución de la variabilidad del concreto.

La cantidad de agregado grueso en el concreto de alta resistencia debe ser la máxima compatible con los requisitos de trabajabilidad. Debido al alto porcentaje de material cementante en el concreto de alto desempeño, es necesario y permitido el aumento de la cantidad de agregado grueso arriba de valores recomendados en las normas para concreto de resistencia normal.

En edificios altos y en puentes, la rigidez de la estructura es de interés para los diseñadores estructurales (estructuralistas). En ciertos proyectos, el módulo de elasticidad estático se ha especificado como una medida para aumentar la rigidez de la estructura (Fig. 17-5). El módulo de elasticidad no es necesariamente proporcional a la resistencia a compresión del concreto. Hay fórmulas de código para el concreto de resistencia normal y fórmulas sugeridas para el concreto de alta resistencia. El módulo que se puede lograr se afecta considerablemente por las propiedades del agregado y también por las proporciones de la mezcla (Baalbaki y otros 1991). Si un agregado tiene la capacidad de producir un alto módulo, entonces se puede obtener el módulo ideal del concreto con la utilización de la mayor cantidad posible de agregado, para que se cumplan los requisitos de trabajabilidad y cohesión.

Si el agregado grueso usado es una roca triturada y está disponible un agregado fino manufacturado, de buena calidad y de la misma fuente que el agregado grueso, se puede emplear la combinación de los dos para que se obtenga el más alto módulo posible.

Debido a la gran cantidad de material cementante en el concreto de alta resistencia, el papel del agregado fino (arena) en dar trabajabilidad y características de buen acabado no es tan crucial como en el caso del concreto de resistencia convencional. La arena con módulo de finura (MF) de cerca de 3.0 – considerada una arena gruesa – se ha mostrado satisfactoria para producir una buena trabajabilidad y alta resistencia a compresión. Para resistencias especificadas de 700 kg/cm² o 70 MPa (10,000 lb/cm²) o mayores, el MF debe estar entre 2.8 y 3.2 y no debe variar más que 0.10 del MF seleccionado para la duración del proyecto. Arenas más finas, con MF entre 2.5 y 2.7, pueden producir resistencias más bajas y mezclas más pegajosas.

ADITIVOS.

Es necesario el uso de aditivos químicos, tales como reductores de agua, retardantes, reductores de agua de alto rango o superplastificantes. Ellos aumentan la eficiencia de las altas cantidades de material cementante en el concreto de alta resistencia y ayudan a obtener una relación agua-material cementante la más baja posible. La eficiencia de los aditivos químicos se debe evaluar a través de la comparación de la resistencia de las mezclas de prueba. Se debe investigar también la compatibilidad entre cemento y material cementante suplementario, bien como reductores de agua y otros aditivos. A través de estas mezclas de prueba es posible la determinación de la trabajabilidad, tiempo de fraguado y la cantidad de reducción de agua para una determinada dosis de aditivo y el momento de adición.

El uso de aditivos inclusores de aire (incorporadores de aire) no es necesario ni deseado en el concreto de alta resistencia protegido del intemperismo, tales como columnas y muros de cortante en edificios altos. Sin embargo, en puentes, pilas de concreto, estribos o estructuras de estacionamientos, donde sea necesaria durabilidad en ambiente de hielo y deshielo, es obligatorio el uso de inclusor de aire. Como esta inclusión de aire disminuye la resistencia de mezclas ricas, pueden ser necesarios ensayos para que se establezca el contenido ideal de aire y el factor de espaciamiento. Ciertos concretos de alta resistencia no necesitan de tanto aire como el concreto con resistencia convencional para ser resistente a la congelación. Pinto y Hover (2001) han observado en su estudio que concretos de alta resistencia, sin aire incluido, con relación agua-cemento portland de 0.25, tenían buena resistencia a la congelación y al descascamiento. Burg y Ost (1996) encontraron buena resistencia a congelación en concretos sin aire incluido, conteniendo humo de sílice y relación agua-material cementante de 0.22 (mezcla no. 4 en la Tabla 17-5). Sin embargo, esto no fue el caso de otras mezclas, incluyendo mezclas solamente con cemento y relación agua-cemento de 0.28.

PROPORCIONAMIENTO.

El mejor enfoque para la selección de las proporciones del concreto de alta resistencia consiste en la realización de mezclas de pruebas. Para la obtención de alta resistencia, es necesario el uso de baja relación agua-material cementante y alto contenido de cemento portland. La resistencia unitaria obtenida por cada unidad de cemento usada en un metro (yarda) cúbico de concreto se puede graficar como la eficiencia de la resistencia, para ayudar en el diseño de la mezcla.

El requisito de agua del concreto aumenta con el incremento del contenido de agregado fino para cualquier tamaño de agregado grueso. Como el contenido de material cementante en estos concretos es elevado, se puede mantener bajo el contenido de agregado fino. Sin embargo, incluso con el uso de agregados de buena granulometría, una relación agua-material cementante baja puede resultar en un concreto con trabajabilidad inadecuada para la obra.

Si aún no se está empleando un superplastificante, este podría ser un buen momento para considerar su utilización. Un revenimiento (asentamiento) de 200 mm (8 pulg.) va a producir trabajabilidad adecuada para la mayoría de las aplicaciones.

MEZCLADO.

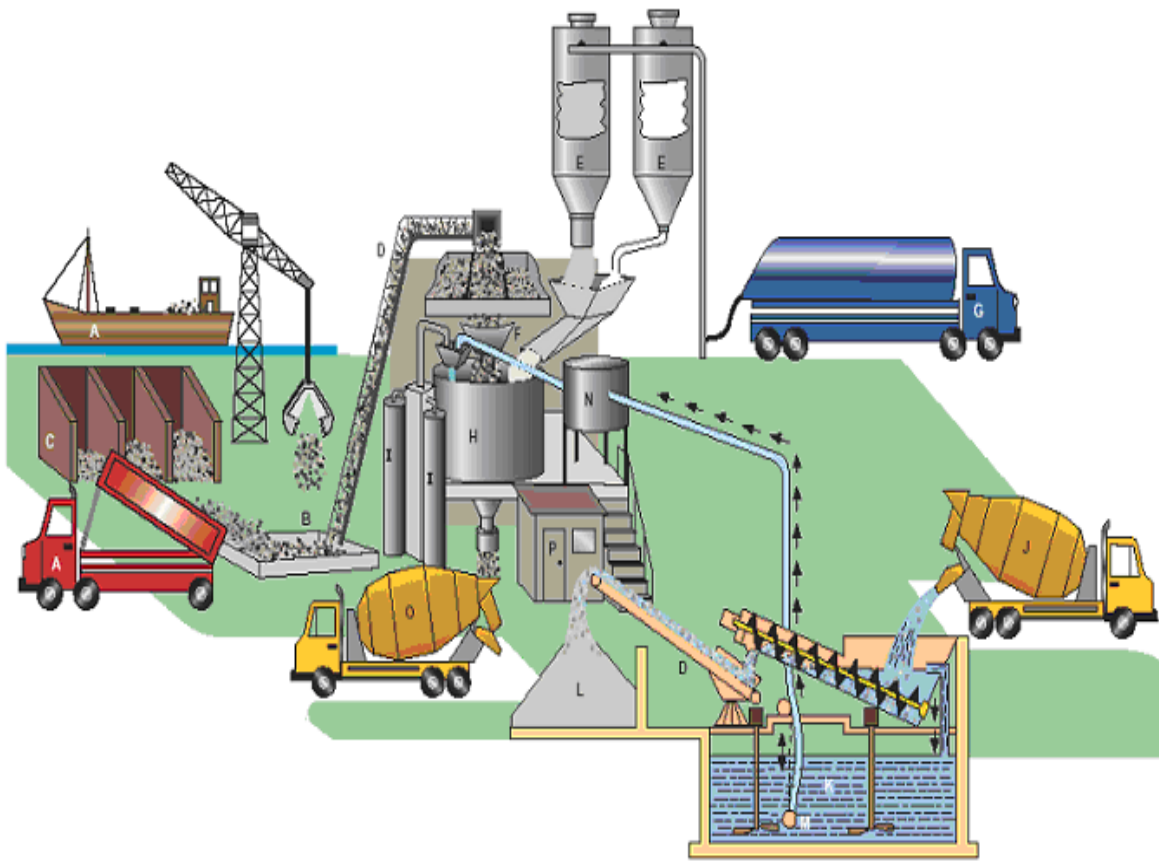
El concreto de alta resistencia viene siendo mezclado en mezcladoras móviles y centrales de concreto, pero muchos de estos concretos tienden a ser pegajosos y se pueden acumular en estas mezcladoras. Donde se ha utilizado humo de sílice seco y descompactado, se empelotó la mezcla y el mezclado no se completó totalmente. En estas circunstancias, se hace necesario probar la secuencia en la cual los sólidos y líquidos se añaden y verificar el porcentaje de adición de cada material en cada etapa del procedimiento de proporcionamiento. La secuencia de proporcionamiento y mezclado se debe optimizar durante la fase de mezclas de prueba. Donde los camiones mezcladores son inevitables, la mejor práctica es reducir la carga para 90% de la capacidad del camión.

Donde no haya historia reciente del concreto de alta resistencia que cumplan con los requisitos especificados, es esencial que se hagan mezclas de prueba en laboratorio para que se establezcan las proporciones ideales. En esta etapa, se pueden determinar las propiedades de la mezcla, tales como trabajabilidad, contenido de aire, masa volumétrica, resistencia y módulo de elasticidad. Una vez que las proporciones de la mezcla del laboratorio se determinaron, es esencial pruebas de campo usando la carga completa del concreto. Estas pruebas se deben entregar en la obra o en una maqueta. El colado de una maqueta o modelo da la oportunidad de la verificación de la adecuación de los sistemas de dosificación, mezclado, transporte y colocación que se van a utilizar.

Se recomienda la precalificación de los proveedores de concreto para los proyectos de concreto de alta resistencia (Bickley 1993). En el procedimiento de precalificación, una o más cargas de la mezcla propuesta se colocan en la maqueta de prueba. Se realizan las pruebas de revenimiento, contenido de aire, temperatura y masa volumétrica. Se puede instrumentar el modelo para registrar las temperaturas y sus gradientes. También se pueden ensayar testigos (corazones) para correlacionarlos con los resultados de las pruebas en cilindros. Los corazones (testigos, núcleos) se pueden probar para dar, al diseñador, la resistencia y el módulo de elasticidad en el sitio para su referencia durante la construcción. Las características de calor de la mezcla también se pueden determinar usando un programa interactivo de computadora y los datos obtenidos se los pueden usar para determinar como la tecnología de curado se debe aplicar en el proyecto.

Etapas de la producción del concreto en una planta mezcladora.

6.2 EQUIPO DE COLADO.



- A Entrega de agregados
- B Tolva de recibimiento de agregados
- C Almacenamiento de agregados
- D Estera transportadora
- E Almacenamiento de material cementante
- F Tolva de carga
- G Entrega de cemento
- H Mezcladora
- I Aditivos

- J Camión de concreto premezclado con material retornado
- K Agua reciclada
- L Agregados recuperados
- M Bomba
- N Almacenamiento de agua
- O Cargamento del concreto en el camión de concreto premezclado
- P Sala de control

6.3 COLADO, CONSOLIDACIÓN Y CURADO.

El enlace íntimo entre el contratista y el productor de concreto permite que el concreto se descargue rápidamente después de su llegada en la obra. Los técnicos del productor de concreto deben hacer el ajuste final del concreto en la obra, a través de un laboratorio de concreto o de un consultor familiarizado con el desempeño y el uso de concreto de alta resistencia.

Retrasos en la entrega y en la colocación se deben eliminar. Algunas veces se hace necesario reducir el tamaño de la revolturas (bachadas, amasadas) si los procedimientos de colado (colocación) son más lentos de lo que se preveía. Hay que tener una inspección rigurosa en la obra para prevenirse cualquier adición de agua de reemplado. El aumento de la trabajabilidad se debe lograr sólo por la adición de superplastificante, por un técnico del proveedor. El contratista debe estar preparado para recibir el concreto y entender las consecuencias de excederse el revenimiento y la relación agua-material cementante especificados.

La consolidación es muy importante para que se obtengan las resistencias potenciales del concreto de alta resistencia. Se debe vibrar el concreto lo más rápido posible después de su colocación en la cimbra. Los vibradores de alta frecuencia deben ser suficientemente pequeños para permitir espacio suficiente entre la cabeza de vibración y el acero del refuerzo. La vibración excesiva de concretos trabajables de resistencia normal generalmente resulta en segregación, pérdida de aire incluido o ambos. Por otro lado, el concreto de alta resistencia sin superplastificante, será relativamente áspero y contendrá poco aire. Consecuentemente, los inspectores deben estar más preocupados con la falta de vibración que con la vibración en demasía. La mayoría de los concretos de alta resistencia, principalmente aquéllos de resistencia extremadamente alta, se colocan con revenimientos (asentamientos) de 180 mm a 220 mm (7 a 9 pulg.). Incluso con estos revenimientos, se hace necesaria alguna vibración para garantizar la compactación. La cantidad de compactación se debe determinar a través de pruebas en la obra.

Normalmente el acabado del concreto de alta resistencia es difícil por su naturaleza pegajosa. El contenido elevado de material cementante, grandes dosis de aditivos, bajo contenido de agua e inclusión de aire, todos contribuyen para la dificultad del acabado de estos concretos.

Como el concreto se adhiere a la cuchara (palustre, paleta) y a otras herramientas de acabado, las actividades de acabado se deben minimizar. La secuencia de acabado se debe modificar de aquélla utilizada en el concreto normal.

El curado del concreto de alta resistencia es aún más importante que el curado del concreto convencional. Se recomienda suministrar humedad adecuada y condiciones favorables de temperatura por períodos más largos, particularmente cuando se especifican resistencias a los 56 o 91 días.

Las consideraciones de curado adicional se aplican al concreto de alta resistencia. Cuando se usa una relación agua-material cementante muy baja en trabajos de superficies planas (losas y capas superpuestas) y particularmente cuando se usa humo de sílice en la mezcla, habrá poco o ningún sangrado (exudación) antes o después del

acabado. En estas situaciones, es fundamental que se apliquen curado por rociado (o niebla) o retardadores de evaporación, inmediatamente después del enrasado. Esto es necesario para prevenir la fisuración por contracción (retracción) plástica de las superficies horizontales y para minimizar la formación de corteza. El rociado, seguido de 7 días de curado húmedo, ha probado ser eficiente. Es inevitable que algunas superficies verticales, tales como columnas, se curen con dificultades. Donde los proyectos sean de alta resistencia en edad temprana, las cimbras de las columnas se retiran en edades tempranas para permitir la subida del sistema de cimbras trepantes.

El concreto, entonces se expone al secado temprano, en algunos casos, en 11 horas después de su colado. Debido al acceso limitado, suministrar curado adicional es difícil e impracticable.

Fueron realizadas pruebas en columnas de concreto para determinar si tal exposición en edad temprana y la falta de curado tienen efectos perjudiciales. Los ensayos mostraron que en mezclas conteniendo Cemento Pórtland, escoria y humo de sílice, con resistencia especificada de 700 kg/cm² o 70 MPa (10,000 lb/pulg²), la matriz estaba sana y se logró un alto nivel de impermeabilidad al agua y a los iones cloruro (Bickley y otros 1994). Sin embargo, se recomienda el mejor curado posible para todo concreto de alta resistencia.

EQUIPOS DE TRANSPORTE Y MANEJO DEL CONCRETO.

Lo que ha cambiado es la tecnología que ha llevado al desarrollo de una maquinaria mejor para elaborar el trabajo más eficientemente. El balde (cubo, cubeta, tolva) arrastrado por una rueda de polea se ha transformado en un balde y una grúa (Fig. 10-9) y el vagón tirado por caballos se ha convertido en los camiones mezcladores (Figs. 10-10 y 10-11).



Fig. 10-9. El concreto se levanta fácilmente hacia su localización final por una grúa y cubo.



Fig. 10-10. El concreto premezclado normalmente se lo puede colocar en su localización final a través de la descarga directa por el canalón desde el camión mezclador.



A medida que los edificios con estructura de concreto se volvieron más altos, la necesidad de levantar la armadura de refuerzo, las cimbras (encofrados) y el concreto a niveles más elevados condujo al desarrollo de las torre grúa – una escena conocida en el horizonte de la construcción actual (Fig. 10-12). Eso es rápido y versátil pero, al planearse un trabajo, se debe tener en cuenta que posee sólo un gancho.



Fig. 10-12. La torre grúa y el cubo pueden manejar el concreto fácilmente en construcciones de edificios altos.

La concepción de la estera (banda, cinta) transportadora es vieja pero ha cambiado mucho a lo largo de los años (Fig. 10-13). Recientemente, se empezaron a utilizar las esteras transportadoras montadas en camiones mezcladores (Fig. 10-14). El proceso neumático de concreto lanzado (hormigón proyectado, gunitado) fue patentado en 1911 y literalmente no ha cambiado. La primera bomba mecánica para concreto fue desarrollada en los años 50. El avance de las bombas móviles con aguilón (pluma) de colocación hidráulica (Fig. 10-15) es probablemente la innovación individual más importante en los equipos de manejo de concreto. Su empleo es económico tanto para grandes como pequeñas cantidades de concreto, dependiendo de las condiciones de la obra. En proyectos de pequeños a medianos, se puede usar la combinación de camión mezclador, bomba y aguilón para el transporte y la colocación del concreto. El esparcidor (extendedor) de tornillos (Fig. 10-16) es bien eficiente en la colocación y distribución del concreto en pavimentos. El esparcidor de tornillos puede colocar rápida y eficientemente un espesor uniforme de concreto.



Fig. 10-13. La estera (banda) transportadora es un método eficiente y portátil para el manejo del concreto. Un canalón previene que el concreto segregue al dejar la estera. El tractor raspador previene la pérdida de mortero. Las esteras transportadoras se pueden operar en series y sobre los aguilonos extensibles (plumas telescópicas) de las grúas hidráulicas.



Fig. 10-14. La estera transportadora montada sobre el camión mezclador coloca el concreto hasta 12 metros (40 pies) sin la necesidad de ningún equipo adicional de manejo.



Fig. 10-15. (Izquierda) Una bomba montada sobre el camión y un aguilón pueden convenientemente mover el concreto verticalmente y horizontalmente para la posición deseada. (Derecha) Vista de la descarga del concreto de una manguera flexible conectada a la tubería rígida que se dirige de la bomba. La pipa (tubo) se usa en los aguilones de bombeo para mover el concreto hasta distancias relativamente largas. Hasta 8 m (25 pies) de manguera flexible se puede conectar a la extremidad de la tubería rígida para mejorar la movilidad de colocación.



Fig. 10-16. El esparcidor (extendedor) de tornillos esparce rápidamente el concreto sobre un área amplia con un espesor uniforme. Se usan los esparcidores de tornillos principalmente en la construcción de pavimentos.

6.4 EL CURADO A VAPOR.

Una de las principales ventajas de la prefabricación es la rapidez con la que se ejecutan las obras. Esto se debe en gran medida a la velocidad con la que se hacen los ciclos de colado de los elementos prefabricados. Para ello se requiere que el método de curado del concreto acelere las reacciones químicas que producen un concreto resistente y durable. El método de curado más utilizado en elementos prefabricados y especialmente en los pretensados es el curado a vapor. Con la aplicación de este método es posible la producción de elementos presforzados en forma económica y rápida al permitir la utilización diaria de los moldes.

Se usan dos métodos de curado a vapor: vapor directo (vivo) a presión atmosférica (para estructuras encerradas, coladas en obra y unidades grandes de concreto prefabricado) y vapor a alta presión en autoclaves (para unidades prefabricadas pequeñas).

El curado a vapor a presión atmosférica, generalmente, se hace en ambientes cerrados para minimizar la humedad y la pérdida de calor. Normalmente se usan lonas para crear un ambiente encerrado. La aplicación del vapor en ambientes encerrados se debe retrasar hasta el fraguado inicial o por lo menos 3 horas después de la colocación del concreto para permitir algún endurecimiento del concreto. Con un período de retraso de 3 a 5 horas antes de la aplicación del vapor, el concreto va a lograr la resistencia temprana máxima, como se puede observar en la figura 12-10.

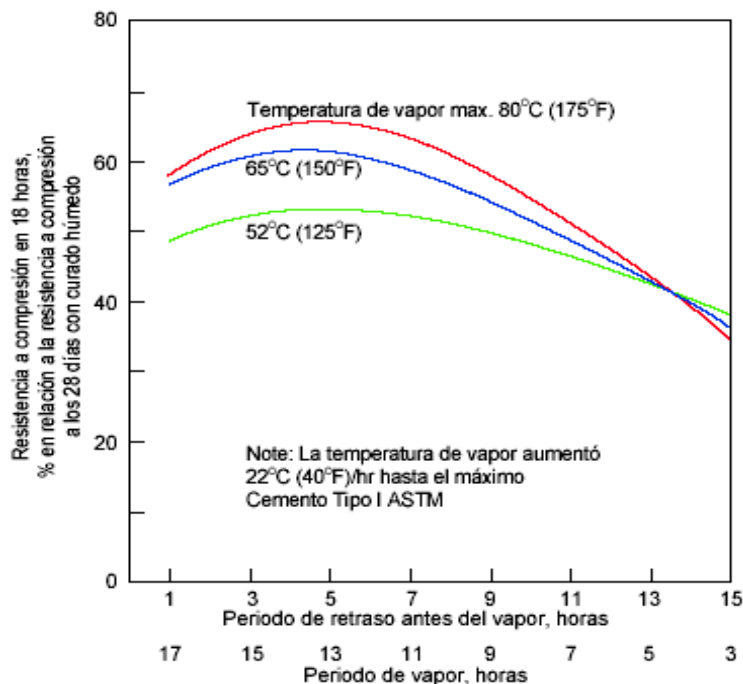


Fig. 12-10. Relación entre resistencia a 18 horas y el período de retraso antes de la vaporización. En cada caso, el período de retraso más el período de vaporización totalizaron 18 horas (Hanson 1963).

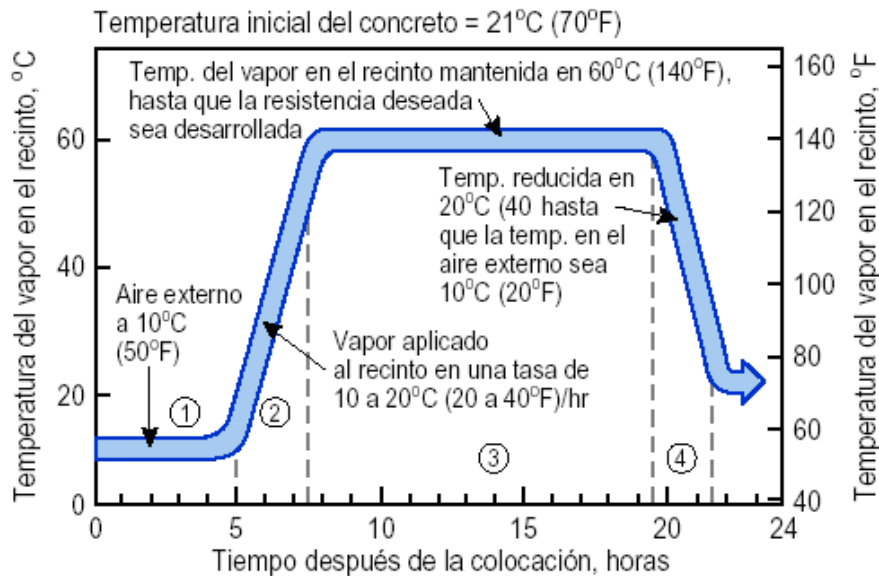
Es esencial adoptar un ciclo adecuado para el curado con vapor; el ciclo óptimo generalmente aceptado es:

Un periodo de demora de tres a cuatro horas, hasta que el concreto llegue a su fraguado inicial; durante este periodo el concreto se debe proteger para evitar su secado.

Un periodo de calentamiento, con una elevación de temperatura de 22 a 33°C (40 a 60°F) por hora, hasta una temperatura de 63 a 70°C (145 a 160°F).

Un periodo de vaporización de seis horas, de 60 a 70°C.

Un periodo de enfriamiento (con el concreto todavía cubierto), durante este periodo, las partes expuestas del refuerzo se enfrían mas rápido que el concreto, estirándolo. También, las cimbras de acero se enfrían mas rápido, así como las porciones exteriores del concreto, induciendo esfuerzos de tensión en el elemento de concreto. Por esta razón en muchos productos, especialmente en los pesados, el núcleo interior puede conservar su calor por un lapso considerable, es necesario inducir el presfuerzo durante el periodo de enfriamiento, cubriendo nuevamente las unidades para permitir una relación de enfriamiento más lenta y uniforme.



- | | |
|---|---------------|
| ① Retraso inicial antes del vapor | 3 a 5 horas |
| ② Periodo de aumento de temperatura | 2½ horas |
| ③ Periodo de temperatura constante | 6 a 12 horas* |
| ④ Periodo de disminución de temperatura | 2 horas |

*Cemento de alta resistencia inicial o tipo III, más tiempo para otros cementos



Curado con vapor de agua a alta presión.

Puesto de que se trata de presiones arriba de la atmosférica, la cámara de curado debe ser del tipo de recipiente de presión con un abastecimiento de vapor húmedo; no se debe permitir el contacto de vapor sobrecalentado con el concreto porque causaría el secado de este. Tal recipiente es conocido como autoclave.

El curado con vapor de agua a alta presión suele aplicarse a productos prefabricados, generalmente pequeños, pero también a miembros de armadura de puente (hechos tanto de concreto de peso normal como de peso ligero) cuando se requieren algunas de las características siguientes:

Alta resistencia temprana: un curado con vapor de agua a alta presión, la resistencia de 28 días un curado normal se puede alcanzar en 24 horas; se han informado de resistencias de 80 a 100 Mpa.

Alta durabilidad: el curado con vapor de agua a alta presión mejora la resistencia del concreto a los sulfatos y a otras formas de ataque químico, también a congelación y deshielo.

Contracción por secado y movimiento de humedad reducidos.

Se ha hallado experimentalmente una temperatura optima de curado de casi 177° C, lo cual corresponde a una presión de vapor de 0.8 Mpa arriba de la presión atmosférica.

Ciclo adecuado del concreto.

Un ciclo típico de vaporización se compone de un aumento gradual hasta la temperatura máxima de 182° C (lo cual corresponde a una presión de 1MPa por un periodo de 3 tres horas. Seguido de 5 a 8 horas a esta temperatura, y después de un alivio de presión de alrededor de 20 a 30 minutos. Una descarga rápida acelera el secado del concreto de manera que la contracción se reducirá.

UNIDAD 7

CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO

7.1 MÉTODO DE MUESTREO.

Este es probablemente, el procedimiento más importante dentro de todo el proceso de prueba del concreto, ya que si la muestra no es representativa y confiable, todos los pasos que siguen al muestreo se verán seriamente afectados, aunque al desarrollarlos se cumpla con los requerimientos establecidos en las normas. De acuerdo al plan de muestreo específico para la obra o a cada una de las muestras obtenidas, se le harán una o varias pruebas, aplicando las siguientes indicaciones:

Antes de proceder a tomar las muestras, asegurarse de tener el siguiente equipo limpio y con las superficies que deben entrar en contacto con el concreto fresco, húmedas:

- Carretilla o cubeta (que no tenga fugas).
- Charola (que no tenga fugas).
- Cucharón (que cuente con su mango).

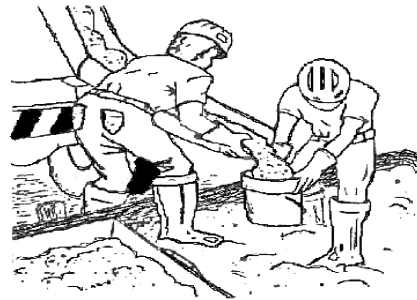
Además de lo anterior se debe tener siempre a la mano una libreta de reporte.

PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO.

La muestra debe tomarse según sea el caso, del concreto fresco procedente de camiones mezcladores o agitadores, de mezcladoras estacionarias, de pavimentadoras o de camiones con caja de volteo.

MUESTREO DEL CONCRETO PROCEDENTE DE CAMIONES MEZCLADORES O AGITADORES.

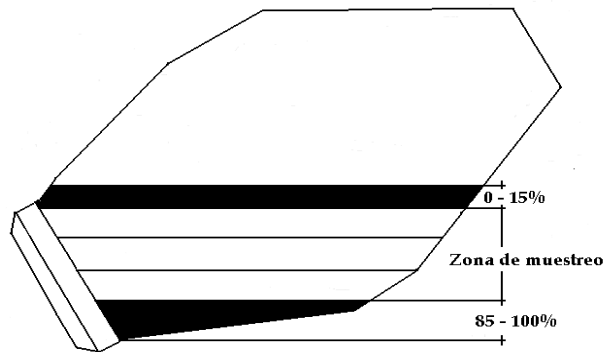
Para garantizar la confiabilidad de los resultados, la muestra debe tomarse de cuando menos tres porciones diferentes de la carga, interceptando directamente el flujo de la descarga de la mezcladora, asegurándose de que la muestra se tome en el tercio medio de la misma, aunque la norma indica que se realice después de que se haya descargado cuando menos el 15 % de la carga y antes de que se descargue el 85 % de la misma como se muestra en la figura anterior.



El tiempo máximo que se debe emplear para tomar las porciones y completar la muestra es de 15 minutos

Se puede obtener la muestra, pasando el recipiente (carretilla o cubeta) a través del chorro de descarga, o desviando totalmente el chorro de manera que descargue completamente dentro del recipiente. La descarga nunca debe restringirse ya que esto provoca segregación.

Las porciones de muestra que se obtengan, deben depositarse en la charola y cuando se tenga la muestra completa, se procederá a remezclarla vigorosamente con el cucharón, hasta que se observe que la apariencia de la mezcla es homogénea.



Evitar que la muestra quede al descubierto por más de 15 minutos, ya que en este tiempo se debe finalizar las determinaciones requeridas y elaborar los especímenes.

MUESTREO DEL CONCRETO PROCEDENTE DE MEZCLADORAS ESTACIONARIAS.

Cuando se muestrea de mezcladoras estacionarias, se procede de manera semejante a lo indicado en el muestreo de camiones mezcladores o agitadores, pero teniendo en cuenta que las muestras se obtienen tomando un mínimo de tres porciones durante el segundo tercio de la descarga aproximadamente.

MUESTREO DEL CONCRETO PROCEDENTE DE PAVIMENTADORAS, O CAMIONES DE CAJA DE VOLTEO.

Para efectuar este muestreo, se requiere que el contenido de la pavimentadora o camión de volteo, sea descargado, la muestra se integra tomando concreto con el cucharón de cuando menos cinco lugares diferentes del montón descargado. Al tomar las porciones debe evitarse que contengan material de base donde se descargó. El tiempo que el concreto permanezca sobre la base, antes de tomar la muestra, no debe ser mayor de 5 minutos, sobre todo si la base es absorbente.

Las porciones de la muestra deben ser depositadas en la charola y cuando se tenga completa la cantidad requerida para las determinaciones que deben hacer y para los especímenes de las pruebas a elaborar, proceder a remezclar vigorosamente las porciones, hasta lograr integrar una mezcla de apariencia homogénea.

REPORTE.

En la libreta de reporte, anotar con claridad de dónde, cuándo (fecha y hora) y para qué objeto se tomó la muestra de concreto fresco. Asimismo, registrar la localización o destino que se dió al concreto (dónde quedó colocado), es decir, en qué elemento se empleó: losa, columna, trabe, muro, etc.

RECOMENDACIONES.

Al muestrear concreto procedente de camiones mezcladores o agitadores, cuando éstos lleguen a la obra se recomienda proceder como sigue:

Pedir al operador la nota de remisión para verificar si los datos de resistencia, edad a la que se garantiza, tamaño máximo del agregado, revenimiento, aditivo, etc., correspondan a lo solicitado.

En caso de que no sea así, avisar de inmediato a quien corresponda, para que se tomen las medidas necesarias.

Si los datos corresponden, se procede a muestrear según se indica en este capítulo teniendo en cuenta todas las observaciones antes mencionadas.

En caso de que el concreto muestreado presente indicios de fraguado falso, remezclar la muestra vigorosamente, hasta que sea evidente que el fraguado falso ha sido roto. Normalmente esto no sucede en camiones mezcladores, ya que el fraguado falso se rompe en el camión.

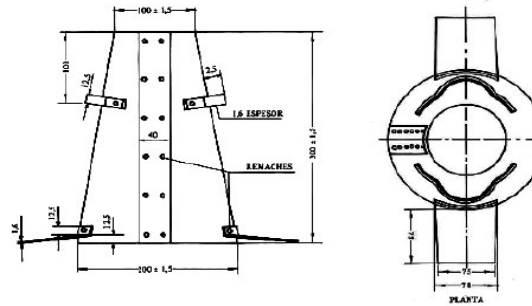
Es importante que inmediatamente después de que se termine de remezclar, proceder a efectuar la prueba de revenimiento.

Se debe tener en cuenta que el tiempo máximo de que se dispone entre tener la muestra lista (remezclada) y usarla (moldear especímenes), es de 15 minutos.

7.2 EQUIPO PARA MUESTREO.

El equipo que se emplea normalmente en el desarrollo de los trabajos de laboratorio debe de cumplir con los requisitos que establecen las normas mencionadas anteriormente, es el siguiente:

CONO DE REVENIMIENTO.



Cono de Abrams.

De metal o de cualquier otro material no absorbente, no susceptible de ser atacado por la pasta de cemento. El molde debe ser rígido y tener la forma de un tronco de cono de 20cm, de diámetro en la base inferior, 10cm en la parte superior y 30cm de altura, con una tolerancia de ± 3 mm en cada una de estas dimensiones.

La base y la parte superior deben de ser paralelas entre sí y deben formar un ángulo recto con el eje longitudinal del cono. Debe de estar provisto de dos estribos para apoyar los pies y de dos asas para levantarlo. La superficie inferior del molde debe de ser lisa, libre de protuberancias o remaches; el cuerpo del cono no debe de tener abolladuras y puede estar fabricado con juntas o costuras.

El molde puede estar provisto de abrazaderas o bridas en la parte inferior para sujetarlo a una base de material no absorbente. El sistema de sujeción debe ser tal que pueda aflojar sin mover el molde.

CHAROLA METÁLICA.

Es de forma rectangular con capacidad para contener 25 litros aproximadamente Varilla de acero o punta de bala.

Es una barra de acero de sección circular, recta, lisa, de 16 mm (5/8" aproximadamente) de diámetro y aproximadamente de 600 mm de longitud, con uno o los dos extremos de forma semiesférica del mismo diámetro de la varilla.

CEPILLO PARA CEMENTO.

Auxiliar para desprender cualquier impureza.

Paleta de Mezcla.

Herramienta auxiliar para relleno de cilindro.

Placa metálica o Base de Cono de Asentamiento



Proporciona una superficie de trabajo dura y nivelada para los ensayos con el cono de asentamiento en el campo.

La placa base octagonal que mide transversalmente 381 mm (15 pulg.), dispone de garras encastradas en su parte inferior que facilitan su fijación en la superficie del suelo.

Dos abrazaderas se deslizan a lo largo de las fijaciones de apoyo del cono de asentamiento estándar con el fin de mantenerlo firmemente fijado mientras se lleva a cabo el llenado y el varillamiento. El asa giratoria que sirve para transportar el dispositivo aumenta hasta duplicar su tamaño, teniendo en cuenta que el asentamiento del concreto se mide a partir del punto en que el asa se eleva hasta una posición perpendicular a la placa base.

Con ello se elimina el procedimiento de medida convencional con la ayuda de la varilla y la parte superior del cono de asentamiento que a menudo resulta engorroso.

CARRETILLA METÁLICA.

Es un recipiente de forma prismática al que se ha dispuesto una rueda en su parte anterior y asas en la posterior, con capacidad para contener 30 litros, como mínimo. Se emplea para transportar diversos materiales.



LLANA DE YESERO O CUCHARA DE ALBAÑIL.

Llana de acero inoxidable, con soporte extra largo, con mango de madera. Sus dimensiones son: 280x130x0.7 mm



BÁSCULA.

De 25 kilogramos de capacidad, de doble barra, con aproximación de 10 gramos en su escala más baja.



RECIPIENTE CILÍNDRICO.

Es un cubo metálico, de forma cilíndrica, provisto de un asa basculante. Se emplea para transportar concreto mortero, escombros, etc., con capacidad de 15 litros aproximadamente, de dimensiones suficientes para interceptar totalmente el flujo de la descarga de concreto. También sirve para la determinación del rendimiento volumétrico, que tenga la siguiente característica:



Diámetro interior(mm)	Altura interior (mm)	Cuando el tamaño máximo nominal del agregado es hasta de mm
170	220	25
250	305	38
255	295	50
355	303	75

Este recipiente debe complementarse con una placa para enrasar, de cuando menos 6 mm de espesor, si es metálica, o de 12 mm de espesor si es de vidrio o de material acrílico.

REGLA METÁLICA.

Sirve para enrasar, tiene dimensiones aproximadas de 30 centímetros de longitud, ancho de 2.5 centímetros y espesor de 5.0 centímetros; sus aristas deben ser rectas y estar libres de melladuras.



MOLDES CILÍNDRICOS.

De 15 cm de diámetro interior y 30 cm de altura. Están fabricados de acero y tienen un espesor de pared de 6,3 mm (1/4 pulg). Dispone de dos abrazaderas de desenganche rápido soldadas en el molde a lo largo de la unión longitudinal. Cuando las abrazaderas están desenganchadas, los resortes del molde se separan ligeramente para facilitar la extracción del espécimen.



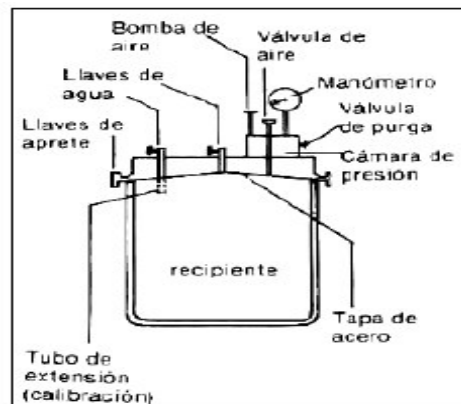
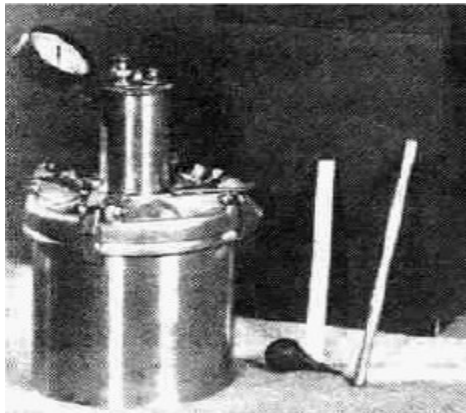
Los moldes se suministran completos incluyendo una placa base que se fija fácilmente mediante dos pernos con abrazadera.

MOLDES RECTANGULARES PARA VIGAS.



De 15 cm de altura por 15 cm de ancho y longitud de 50 cm.

Aparato medidor de aire por el método de presión.



Equipo de medición de aire, que consta de un recipiente con tapa de acero cuya capacidad mínima es de 6 litros. Cuenta con una tapa hermética, un par de llaves de agua, cámara de presión con dial, bomba manual, válvula y accesorios.

MORTERO DE AZUFRE.

Los morteros de azufre comerciales o preparados en laboratorio deben de alcanzar su resistencia en 2 horas como máximo. El mortero de azufre debe de verificarse, y cumplir con la resistencia mínima a la compresión, a la edad de 2 horas: 34,32 Mpa (350 kg/cm²).



PLACAS CABECEADORAS.

Cuando en el cabeceo se ha empleado cemento puro, se debe de usar una placa de vidrio o una placa metálica maquinada y pulida por lo menos 13 mm de espesor, o placas de granito o de diabasa pulida, de por lo menos 75 mm de espesor.

Cabeceador para cilindros de:

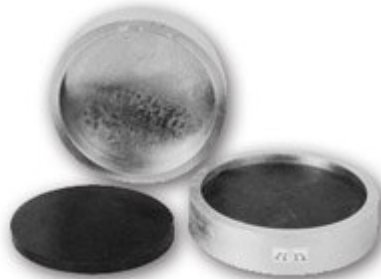
- Concreto de 15x30 cm.
- Mortero de 10x20cm.
- Mortero de 5x10 cm.
- Mortero de 7.5x15 cm.



Cabeceador con sistema de neopreno.

Cabeceador para cilindros de:

- 15x30cm.
- 10x20cm.
- 5x10cm.



Molde para cilindros de mortero.

- 10x20cm.
- 7.5x15cm.
- 5x10cm.



Para el cabeceo con mortero de azufre se deben emplear platos metálicos, cuyo diámetro sea por lo menos 5.0 mm mayor que el del espécimen por cabecear y su superficie de asiento no debe apartarse de un plano en más de 0.05 mm en 150 mm.

La superficie de los platos debe de estar libre de estrías, ranuras o depresiones mayores de 0.25 mm de profundidad en un área geométrica regular de 32 mm². El espesor de la placa debe de ser de acuerdo a lo siguiente: en platos nuevos 13 mm o más, en platos usados 11 mm mínimo. En ningún caso la depresión debe de reducir el espesor mínimo de 11 mm.

Los sistemas de refrentado sin adherencia se utilizan como un método alternativo en los ensayos de compresión de especímenes de concreto cilíndricos.

PRENSA HIDRÁULICA MANUAL.



La máquina de prueba puede ser de cualquier tipo, con capacidad suficiente y que pueda funcionar a la velocidad de aplicación de la carga, sin producir impacto ni pérdidas de carga.

Para ensaye a compresión con alcance de medición de 120 toneladas, equipada con cilindro de regresión automática y manómetro análogo de 8" de diámetro (120 000 kgf) con resolución de 200 kgf.

7.3 REVENIMIENTO

Esta determinación es de gran importancia ya que con ella se decide si el concreto producido puede ser colado. Una diferencia de 2.5 cm. en la determinación, puede provocar el rechazo de una carga completa de concreto.

Después de haber obtenido la muestra, se mezcla el concreto con una pala o cucharón lo necesario para garantizar uniformidad y se procede a hacer la prueba inmediatamente.

EQUIPO:

Al hacer la determinación del revenimiento, se requiere del siguiente equipo:

Cono (con sus dos estribos y jaladoras).

Cucharón (que cuente con su mango).

Varilla para compactación.

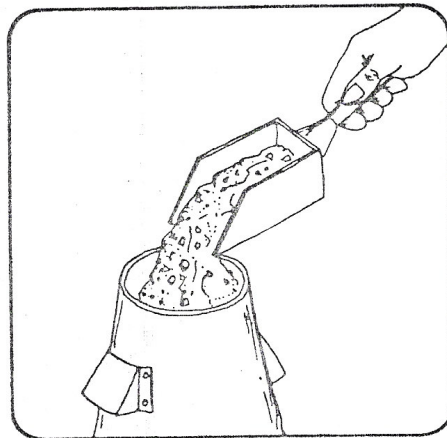
Cinta métrica.

Procedimiento de Trabajo

Una vez homogeneizada la muestra, se selecciona una superficie plana, horizontal, lisa, firme y no absorbente (que puede ser una placa metálica). Se humedece esta superficie y el interior del cono, a continuación se fija el cono sobre la superficie húmeda colocando los pies del operador sobre los estribos (posición en que deberá mantenerlos durante toda la operación del llenado y compactación) procediendo como se indica a continuación:

Llenado del cono y compactación.

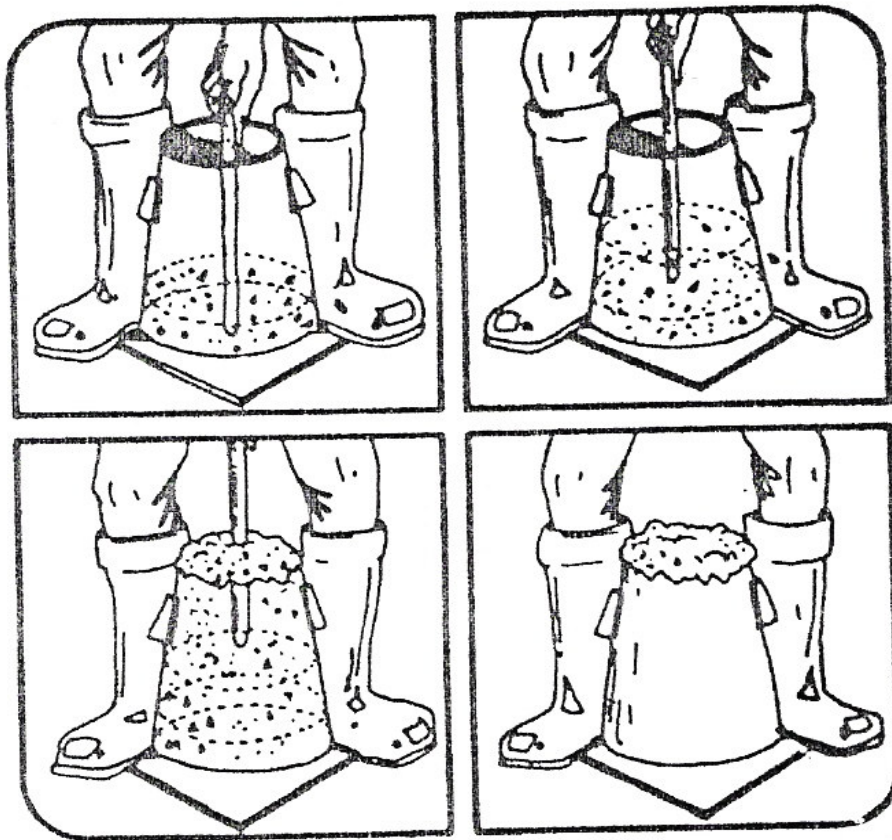
Se debe llenar el cono en 3 capas, cada capa debe ser de aproximadamente de un tercio del volumen total del cono, y hacer la compactación en la siguiente forma:



La primera capa, debe tener una altura aproximada de 7 centímetros, se compacta con 25 penetraciones de la varilla, inclinándola ligeramente para compactar las orillas siguiendo un espiral hacia el centro.

La segunda capa, con la que se debe de alcanzar una altura de 15 centímetros dentro del cono, se compacta con 25 penetraciones de la varilla, de la misma manera que se hizo al compactar la primera capa, pero procurando que en cada golpe, la varilla penetre aproximadamente 2 centímetros en la primera capa.

La tercera capa con la que debe llenarse el cono y rebasar ligeramente el borde superior del mismo, se compacta con 25 golpes de la varilla ; en cada golpe se debe de penetrar 2 centímetros aproximadamente en la segunda capa. En caso de que durante la compactación de esta tercera capa, el concreto quede por debajo del borde superior del cono, se puede agregar un poco de muestra y continuar compactando hasta completar el número de golpes especificados. De preferencia, agregar muestra después de los primeros 10 golpes y en caso de ser necesario después del golpe número 20.



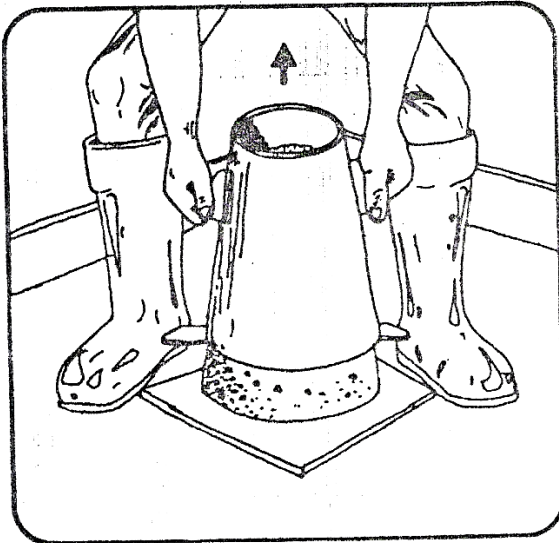
ENRASADO Y LIMPIEZA DE CONCRETO SOBRENTE.

Utilizando la varilla de compactación, se enrasa el concreto apoyándose en el borde superior del cono. Una vez enrasado se limpia el exceso de concreto que haya alrededor del cono.

LEVANTAMIENTO DEL CONO.

Después de enrasar y limpiar el exceso de concreto, se procede a levantar el cono, de manera suave, (para permitir que el concreto al liberarse del molde se asiente de manera normal), alzándolo verticalmente y evitando giros o inclinaciones del cono que podrían arrastrar el concreto. Para levantar completamente el cono, se requiere un tiempo de 5 +- 2 segundos.

Se debe tener en cuenta que para llenar el cono y levantarlo, se dispone de un tiempo de 2 ½ minutos como máximo.



MEDIDAS DEL REVENIMIENTO.

Inmediatamente después de que se levante el cono, se coloca de cabeza junto al concreto asentado, colocando la varilla acostada y horizontal sobre el borde del cono y en dirección de la altura promedio de la base superior en el concreto asentado. Se mide verticalmente con la cinta métrica (flexo metro), la diferencia que exista entre la altura del cono y la porción central de la superficie del concreto asentado. Esta medida es la del revenimiento y se debe reportar con aproximación de un centímetro.

Si al medir el revenimiento se encuentra que no cumple con las tolerancias especificadas, se debe hacer una segunda prueba inmediatamente, con otra porción de la misma muestra o de otra muestra que se tome de la misma entrega. Si esta segunda prueba tampoco cumple, se debe considerar que el concreto no ha cumplido con el revenimiento estipulado.

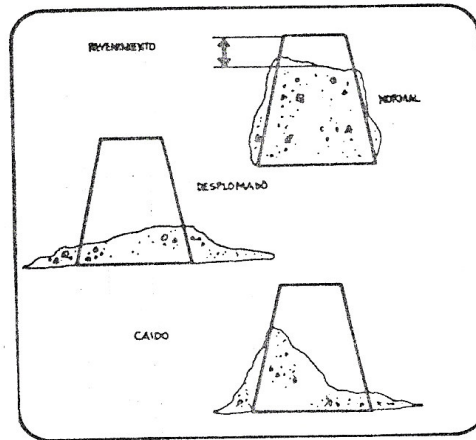
A continuación se indican las tolerancias, aplicables en la prueba de revenimiento según la norma Oficial Mexicana NOM-C-156.

REVENTIMIENTO ESPECIFICADO (en cm).	TOLERANCIA (en cm).
Menos de 5	+ - 1.5
5 a 10	+ - 2.5
Más de 10	+ - 3.5

El valor del revenimiento debe determinarse en un tiempo que no exceda de 15 minutos contados a partir del momento en que se inicia la descarga.

En el caso de que el constructor no esté preparado para que efectúen la descarga del concreto, la prueba de revenimiento no servirá para la aceptación o rechazo si se efectúa en un período que exceda los 30 minutos contados a partir de la llegada del transporte, el cual debe mantenerse operando a velocidad de agitación hasta haber efectuado la descarga.

Puede suceder también que al hacer una prueba de revenimiento, caiga parte de concreto hacia un lado. Cuando esto sucede no se considera la prueba como buena y también debe efectuarse una segunda prueba. Si en las dos pruebas el concreto cayó o desvió hacia un lado, se debe considerar que la prueba de revenimiento no es aplicable para ese concreto, ya que probablemente carece de la plasticidad necesaria para desarrollar esta prueba.



Para los casos en que ocurra lo mencionado anteriormente, se debe medir de todas formas el asentamiento y reportarlo con la observación “Desviado” a quien corresponda, haciendo las aclaraciones del caso para que se tomen las medidas necesarias.

REPORTE.

En la libreta de reporte se debe de anotar la planta, número de camión, número de remisión, hora de llegada de la olla y la hora de muestreo, así como el valor de revenimiento con la observación de “Desviado” si esto ocurre y la localización del lugar en que se colocó el concreto.

RECOMENDACIONES.

Cuando se efectuó el muestreo de concreto procedente de camiones mezcladores o agitadores, es conveniente que antes de iniciar la descarga, pidas que se haga girar el tambor de la unidad a velocidad de mezclado, durante dos minutos. Pide después de esto, que se descarguen $\frac{1}{4}$ de metro cúbico al final del cual toma una porción de muestra para hacer una DETERMINACIÓN PRELIMINAR DE REVENIMIENTO. Procediendo de manera semejante a la forma en que tomas tus muestras definitivas, efectúa una prueba preliminar de revenimiento.

7.4 MOLDEO DE CILINDROS.

7.4.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS DE CONCRETO.

EQUIPO, APARATOS Y/O INSTRUMENTOS.

Maquina de prueba.

La máquina de prueba puede ser de tipo a compresión o universal, con capacidad suficiente y que pueda funcionar a la velocidad de aplicación de la carga, sin producir impactos ni pérdida de carga.

El espacio para los especímenes de prueba debe ser lo suficientemente grande para darle cabida.

La máquina de prueba debe estar equipada con dos bloques sólidos de acero o similar, para la aplicación de carga, con una dureza rockwell deseable de c-55. Uno de los bloques debe tener asiento esférico y apoyarse en la parte superior del espécimen, y el otro bloque rígido sobre el cual descansará el mismo.

La superficie de apoyo no debe diferir de un plano en más de 0.025 mm en una longitud de 150 mm; para los bloques de 150 mm, la tolerancia en planicidad es de 0.025 mm.

El apoyo inferior puede ser una platina. En caso de existir el bloque adicional, éste debe cumplir con lo siguiente:

Deben ser paralelas entre si; su dimensión horizontal menor debe ser por lo menos 3 % mayor que el diámetro del espécimen que se va aprobar.

Cuando el bloque inferior de apoyo se use para centrar el espécimen, debe coincidir con el centro de la cabeza esférica.

El bloque de apoyo inferior debe tener como mínimo 22.5 mm de espesor después de cualquier rectificación de sus superficies.

El bloque superior de carga, con asiento esférico, debe cumplir con los siguientes requisitos:

Los bloques de apoyo con asiento esférico pueden tener caras cuadradas, siempre y cuando el diámetro del mayor círculo inscrito no exceda de los diámetros señalados en la tabla 1.

Tabla 1.- Diámetro para placa superior de carga

Diámetro de los especímenes de prueba (mm)	Diámetro máximo de la placa (mm)
50	100
75	125
100	165
150	250
200	280

El centro de la esfera debe coincidir con el centro de la superficie de la cara de apoyo con una tolerancia de + - 5 % del radio de la esfera. El diámetro de la esfera debe ser cuando menos 75 % del diámetro del espécimen que se va a probar.

De preferencia el área de contacto debe ser en forma de anillo.

La superficie curva del soporte y la posición esférica se deben de conservar limpias y lubricar con aceite mineral delgado.

Si el radio de la esfera es más pequeño que el radio del espécimen de mayor tamaño que se va a probar, la porción de la cara de apoyo del bloque de carga que se extiende más allá de la esfera, debe tener un espesor no menor que la diferencia entre el radio de la esfera y el radio del espécimen.

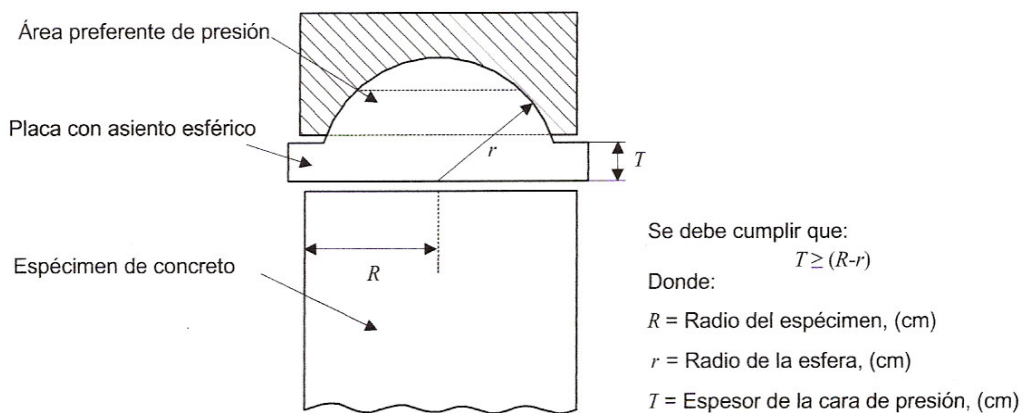


FIGURA 1.- Bloque de carga con asiento esférico

La porción móvil de bloque de carga debe ser sostenida cerca del asiento esférico para que la cara de apoyo pueda girar por lo menos 4º en cualquier dirección.

DISPOSITIVOS DE LECTURA DE CARGA.

Se registran en una carátula, esta debe estar provista de una escala graduada que se pueda leer por lo menos con una aproximación de 2.5 % de la carga aplicada. Y una graduación que inicie en forma progresiva, cuando menos en el 10 % de su capacidad.

Debe contar con una aguja indicadora, una aguja de arrastre de la misma longitud que la aguja indicadora.

La separación mínima, entre dos graduaciones no debe ser menor a 1 mm, para la máquina con sistema digital debe estar equipada con un dispositivo que registre la carga máxima aplicada.

VERIFICACIÓN DE CARGA.

La verificación de la precisión de la máquina de prueba debe realizarse de acuerdo con la norma NMX-H-027.

El error permitido de la máquina, debe ser como máximo de 3% de la carga aplicada.

La máquina debe calibrarse inicialmente antes de ser puesta en operación y posteriormente en forma interna cada 2000 cilindros, lo cual podrá ampliarse hasta 12000 si no se detectan desviaciones. Cada año como máximo o cada 40000 ensayos.

PREPARACIÓN Y ACONDICIONAMIENTO DE LAS MUESTRAS.

DIMENSIONES.

El diámetro y la altura del espécimen de prueba debe determinarse promediando las medidas de 2 diámetros perpendiculares entre si, una altura media del espécimen y 2 alturas opuestas con una aproximación de 1 mm.

Relación altura – Diámetro del espécimen	Factor de corrección a la resistencia
2.00	1.00
1.75	0.99
1.50	0.97
1.25	0.94
1.00	0.91

Tabla 2.- Factores de corrección por esbeltez las bases de los especímenes o caras de aplicación de carga no se deben apartar de la perpendicular al eje más de 0.5°,

aproximadamente 300 mm y no se permiten irregularidades respecto de un plano que exceda de 0.05 mm.

CONDICIONES AMBIENTALES.

ESPECÍMENES HÚMEDOS.

El ensaye a la compresión de los especímenes curados en húmedo debe efectuarse tan pronto como sea posible una vez que el material de cabeceo haya adquirido la resistencia requerida durante el tiempo transcurrido entre el retiro del almacenamiento húmedo, se debe prevenir la pérdida excesiva de humedad.

CONDICIONES ESPECIALES DE HUMEDAD.

En el caso de especímenes sometidos en condiciones de curado especiales, curado a vapor o curado ambiente, los especímenes se deben ensayar con la condición de humedad resultante del curado especificado.

PROCEDIMIENTO.

COLOCACIÓN DE ESPECÍMENES.

Se limpia las superficies de las placas superior e inferior y las cabezas de los especímenes, se colocan este último sobre la placa inferior alineando su eje cuidadosamente con el centro de la placa de carga con asiento esférico.

VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE CARGA.

Se debe aplicar la carga con una velocidad uniforme y continua sin producir impacto, ni pérdida de carga. La velocidad de carga debe estar dentro del intervalo de 84 kg/cm²/min. A 210 kg/cm²/min. Se permite una velocidad mayor durante la aplicación de la primera mitad de la carga máxima, la segunda mitad se mantenga la velocidad especificada, hasta que falle.

Se aplica la carga hasta que aparezca la falla de ruptura, registrándola en el informe.

Es recomendable colocar en la máquina, dispositivos.

Los especímenes para la aceptación o rechazo de concreto debe ensayarse a la edad de 14 días en el caso de concreto de resistencia rápida o 28 días en el caso de resistencia normal.

Tabla 3.- Tolerancias

Edad de prueba	Tolerancias permisibles
24 h	+ - 0.30 h
3 días	+ - 2 h
7 días	+ - 6 h
14 días	+ - 12 h
28 días	+ - 24 h

CÁLCULO Y EXPRESION DE LOS RESULTADOS.

Se calcula la resistencia a la compresión del espécimen, dividiendo la carga máxima soportada durante la prueba entre el área promedio de la sección transversal determinada con el diámetro medido como se describe.

INFORME DE LA PRUEBA.

El registro de los resultados debe incluir los siguientes datos:

1. clave de identificación del espécimen
2. edad nominal del espécimen
3. diámetro y altura
4. área de la sección transversal
5. masa del espécimen
6. carga máxima
7. resistencia a la compresión
8. defectos observados descripción de la falla de ruptura.

7.4.2 CABECEO DE ESPECÍMENES CILÍNDRICOS.

Es la preparación de las bases de los especímenes de concreto, para su prueba, con los materiales mencionados anteriormente.

SANGRADO.

Es el agua libre del concreto que fluye a la superficie.

EQUIPOS, APARATOS E INSTRUMENTOS.

PLACAS CABECEADORAS.

Cuando el cabeceo se ha empleado cemento puro, se debe usar una placa de vidrio o una placa metálica maquinada y pulida de por lo menos 13 mm de espesor, o placas de granito o diabasa pulidas, de por lo menos 75 mm de espesor.

PLATOS METÁLICOS.

Para el cabeceo con mortero de azufre se deben emplear platos metálicos, cuyo diámetro sea por lo menos 5.0 mm mayor que el espécimen por cabecear y superficie de asiento no debe apartarse de un plano en más de 0.05 mm en 150 mm.

Los platos deben estar libres de estrías, ranuras de más de 0.25 mm de profundidad en un área de 32 mm². El espesor de los platos debe ser en nuevos 13 mm o más en platos usados 11 mm mínimo.

DISPOSITIVOS PARA CABECEO VERTICAL.

También se puede emplear un plato formado de 2 piezas metálicas que faciliten el refinado de la superficie de cabeceo lo cual puede ser necesario.

DISPOSITIVOS DE ALINEAMIENTO.

Deben emplearse dispositivos de alineación, tales como barras guía o niveles de ojo de buey; en unión con las placas de cabeceo, para asegurar que ni una sola capa se aparte de la perpendicularidad al eje del espécimen cilíndrico en más 0.5° (aprox. 3 mm en 300 mm).

El mismo requisito es aplicable cuando se emplea las barras guía. Más aún, que ninguna capa esté fuera del centro de un espécimen por más de 2 mm.

Recipiente para fundir el azufre.

Existen dos tipos de recipientes para el fundido de azufre.

Recipientes equipados con dispositivos que controlen automáticamente la temperatura.

Recipientes sometidos a calor externo.

Los recipientes deben ser forrados de algún material que no sea reactivo con el mortero de azufre fundido.

PREPARACIÓN Y ACONDICIONAMIENTO DE LAS MUESTRAS.

Especímenes recién moldeados.

La superficie superior de los especímenes recién moldeados, puede ser cubierta con una capa delgada de una pasta dura de cemento Pórtland.

Mortero de azufre.

Los morteros de azufre comerciales o preparados en el laboratorio deben alcanzar a una resistencia en 2 h como máximo. Resistencia mínima a la compresión, a la edad de 2 h: 350 kg/cm^2 .

Determinación de la resistencia a la compresión. Se preparan los especímenes de prueba empleando un molde con 3 compartimientos cúbicos de 5 cm por lado, con una placa como base y una cubierta formada por una placa metálica. Se calienta el molde a una temperatura de 20°C a 30°C . se cubre la superficie de los moldes que están en contacto con el mortero de azufre, con una capa delgada de aceite mineral y se lleva cerca del recipiente. Con el mortero de azufre fundido a una temperatura entre 130°C . a 150°C , y se procede a colar los cubos empleando una cuchara u otro utensilio para el colado, se llena cada uno de los tres compartimientos hasta que el material fundido llegue a la parte alta del agujero de la placa. Se deja el tiempo suficiente para que se presente el máximo de contracción debida al enfriado, ocurre aprox. en 15 minutos. Después de que se ha completado la solidificación se retiran los cubos del molde sin romper la colada formada por el agujero llenado en la placa; se limpia el aceite, se raspan y se retiran los sobrantes de las aristas. Después de almacenarlos a la temperatura del laboratorio durante 2 h, se prueban los cubos a la compresión aplicando la carga en dos de las caras laterales, se calcula la resistencia en kg/cm^2 .

Para disminuir la velocidad de enfriamiento del espécimen se puede colocar entre la placa de la cubierta y el molde, una placa de fenol, de 3 mm de espesor.

El relleno ayuda a evitar huecos o tubos de contracción en el cuerpo del cubo.

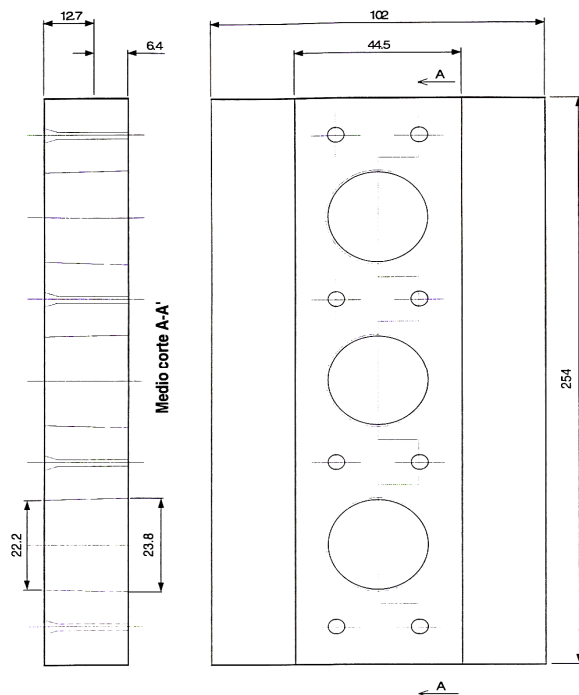


Figura 1.- Molde para preparación de especímenes de prueba

DETERMINACIÓN DE LA COMPOSICIÓN.

Se muestra una de las capas de cabeceo de los especímenes cilíndricos de concreto o se elaboran un espécimen de mortero de azufre colado con un tamaño y espesor similar lo cual se divide en 8 secciones triangulares, se obtiene la muestra de prueba rompiendo dos o cuatro secciones triangulares en pequeños trozos. Se determina la masa de 20 g a 25 g del material fragmentado en un crisol tipo Coors N° 3. Se coloca el crisol sobre un anillo para que la base que quede aprox. de 50 mm arriba del mechero tipo Busen y se ajusta la flama de tal modo que el mortero de azufre se queme lentamente sin salpicar. Cuando el mortero de azufre se ha consumido lentamente y completamente, se determina su masa. Se continúa calentando, enfriando y determinándole su masa al recipiente hasta que se tenga una masa constante.

Se calcula el porcentaje de materiales combustibles como sigue:

$$C = \frac{B}{A} \times 100$$

En donde:

C es el porcentaje de materiales combustibles.

B es la diferencia entre la masa original de la muestra y la masa del residuo después de la ignición.

A es la masa original de la muestra.

Cuando el material inerte está compuesto de minerales carbonatados, la prueba de ignición se hace a una temperatura de 600°C y 650°C para evitar la calcinación del mineral. Cuando las cargas pequeñas tengan cantidades de plastificante y carbón inerte en polvo, estos deben incluirse en el informe del porcentaje.

PROCEDIMIENTOS.

Las superficies cabeceadas de los especímenes para compresión deben ser planas, dentro de una tolerancia de 0.05 mm, los planos de las bases cabeceadas de cada 10 especímenes deben ser verificados por medio de una regla rígida de bordes rectos y calibradores de laminillas para espesores, tomando un mínimo de tres lecturas en diámetros diferentes para asegurar que las superficies de las capas no se aparten de un plano en más de 0.05 mm.

ESPECÍMENES CILÍNDRICOS RECIÉN MOLDEADOS.

Para cabecear especímenes cilíndricos recién moldeados se emplea pasta de cemento puro, se hacen las capas tan delgadas como sea posible aplicando la pasta sobre el extremo expuesto después de 2 h a 4 h del moldeado de consistencia normal, aproximadamente entre 0.25 y 0.35 de relación a/c. aproximadamente 30 min después de su aplicación enrasarla, es necesario retirar el agua de sangrado antes de aplicar la pasta de cemento. Realizado el cabeceo debe cubrirse con un paño húmedo y sobre este una hoja de polietileno para evitar el secado.

Las capas de cemento puro tipo I, requieren generalmente un mínimo de 6 días para desarrollar una resistencia aceptable y las capas con cemento puro tipo III por lo menos 2 días.

El procedimiento descrito debe ser utilizado para especímenes que vayan a ser por vía húmeda y en forma continua.

Especímenes de concreto endurecido.

BASES.

Las bases de los especímenes cilíndricos de concreto endurecidos que no se encuentran dentro de las tolerancias de 0.05 mm con respecto a su plano deben ser cabeceadas, cortadas o pulidas cada una de las capas de cabeceo deben tener alrededor de 3 mm de espesor, se debe de eliminar cualquier depósito de cera.

CABECEO CON MORTERO DE AZUFRE.

Se prepara el mortero de azufre para su empleo calentándolo a $140^{\circ}\text{C} \pm 10^{\circ}\text{C}$. El mortero de azufre debe estar seco en el momento que se coloque en el recipiente para el fundido, el mortero de azufre fundido debe mantenerse alejada de cualquier humedad. El plato y los dispositivos deben ser calentados ligeramente antes de ser empleados para disminuir la velocidad de endurecimiento y permitir la formación de capas delgadas, se aceita ligeramente el plato de cabeceo y se agita el mortero fundido. Las bases de los especímenes curados en forma húmeda deben estar suficientemente secas en el momento del cabeceo, para evitar burbujas de vapor.

Los especímenes curados por vía húmeda deben ser mantenidos en condiciones húmedas durante el tiempo transcurrido entre el terminado del cabeceo y el momento de la prueba.

Se puede usar el mismo azufre para cabeceo de especímenes cilíndricos un máximo de 10 veces para disminuir al mínimo la pérdida de la resistencia y de la fluidez. El número de usos deberá ser demostrado en base a la resistencia obtenida del ensaye de los cubos de mortero de azufre.

7.4.3 RESISTENCIA A LA TENSIÓN DE LOS CILÍNDROS DE CONCRETO.

EQUIPO Y MATERIAL.

El equipo para la ejecución de la prueba estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes.

Maquinaria para prueba (prensa)

Mecánica, hidráulica o neumática, con capacidad de 30,581 Kg. con control de aplicación de carga.

La máquina se debe calibrar antes de ser puesta en operación y posteriormente., cada 2, 000 pruebas, lo cual podrá ampliarse hasta 12,000 si no se detectan desviaciones. Si los números de especímenes ensayados es menor a 40,000; para una cantidad mayor, la calibración debe efectuarse cada 40,000 pruebas.

Equipada con dos bloques sólidos de acero, para la aplicación de la carga, una dureza Rockwell no menor de C-55. El bloque superior contará con un asiento esférico y el otro Será un bloque rígido sencillo, sobre el cual descansara el espécimen, los círculos concéntricos de apoyo no diferirán en más de 0.025 mm en una longitud de 150mm; para placas menores de 150 mm, la tolerancia en cuanto a su condición plana es de 0.025 mm.

El apoyo inferior puede ser la platina.

La placa superior de carga, con asiento esférico, cumplirá con los siguientes requisitos:

Su diámetro máximo no excederá los valores indicados en la tabla 1 de este manual.

Diámetros de los especímenes de prueba mm	Diámetro máximo de la placa mm
100	165
150	250
200	280

TLABLA 1.- Diámetros de la placa superior de carga

El bloque de apoyo con asiento esférico puede tener caras cuadradas, siempre y cuando el diámetro del mayor círculo inscrito no exceda a los diámetros señalados en la tabla.

El centro de esfera coincidirá con el de la cara de apoyo, con una tolerancia de + - 5 % del radio de la esfera. El diámetro de la esfera será equivalente cuando menos al 75 % del diámetro del espécimen por probar.

La superficie curva del soporte y la porción esférica se conservarán limpias y se lubricarán con aceite mineral delgado.

DISPOSITIVO DE LECTURA DE CARGA.

DISPOSITIVO DE CARÁTULA

- Provisto de una escala graduada con división mínima de 2 KN (204 kg).
- Con una aguja indicadora.
- Equipada cada carátula con una aguja de arrastre de la misma longitud que la aguja indicadora.

DISPOSITIVO CON SISTEMA DIGITAL.

Si el sistema de carga cuenta con un indicador digital, este estará equipado con un dispositivo que registre la carga máxima aplicada.

BARRA O PLACA DE CARGA SUPLEMENTARIA.

En caso de que el diámetro a la dimensión mayor de los bloques de carga superior o inferior, sea menor que la longitud del cilindro por probar, se puede utilizar una barra o placa como suplemento, con caras planas y rectificadas con una tolerancia de 0.025 mm, un ancho mínimo de 50 mm y un espesor no menor que la distancia entre el borde de la placa de carga y el extremo libre del cilindro.

DISPOSITIVO PARA TRAZAR LÍNEAS DIAMETRALES.

Formado por un canal de acero de aproximadamente 100 mm de ancho y 400 mm de longitud, con patines rectificadas para presentar sus orillas planas, así como una pieza vertical perpendicular.

TIRAS PARA DISTRIBUIR LA CARGA.

De madera (triplay), neopreno o similar, sin imperfecciones, con una longitud igual a la del cilindro de concreto o mayor, de 25 mm de ancho y 3 mm de espesor. Estas tiras se colocarán entre el espécimen y las platinas inferior de carga de la máquina de prueba, las tiras de distribución de carga se desecharán después de cada prueba.

PREPARACIÓN DE LOS ESPECIMENES.

La preparación de las probetas se hará de acuerdo con lo establecido en el tema de Resistencia a la compresión simple del concreto.

En cada extremo del espécimen se dibuja una línea diametral que sirva como referencia.

Se determina el diámetro del espécimen de prueba que se registre como d , con aproximación de 1 mm.

Se determina la longitud del cilindro que se registra como i , con aproximación de 1 mm.

PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA.

Una de las tiras de carga se centra sobre la platina inferior, se coloca el cilindro en posición horizontal sobre la tira y se alinea, de tal forma que las líneas marcadas sobre los extremos estén verticales y centradas con relación a las tiras.

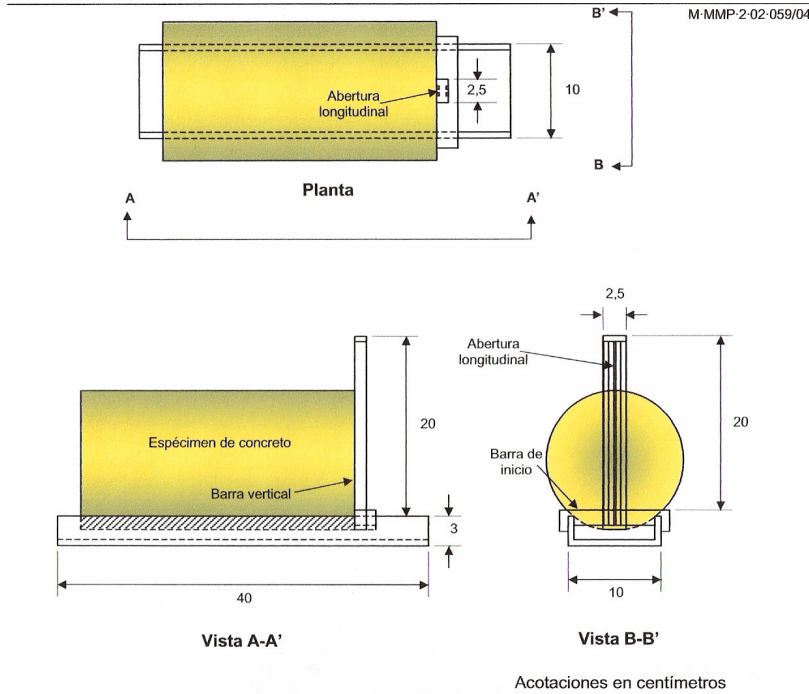


FIGURA 1.- Dispositivo para trazar líneas diametrales

La segunda tira de la carga se coloca longitudinalmente sobre el cilindro centrándola.

La carga se aplica en forma continua sin impactos, a una velocidad, de tal manera que se logren esfuerzos de tensión por compresión diametral de 5 a 15 kg/cm²/min, hasta la falla del espécimen. Para cilindros de 15 x 30 cm, el rango de esfuerzos de tensión es aproximadamente de 4.90 a 15 kg/cm²/min.

Finalmente se registra la carga máxima aplicada p .

CÁLCULO Y RESULTADOS.

Se calcula y reporta como resultado de la prueba, la resistencia a la tensión por compresión diametral utilizando la siguiente expresión:

$$t = \frac{20P}{\pi d}$$

Donde:

t = Resistencia a la tensión por compresión diametral.

p = Carga máxima aplicada.

l = Longitud promedio del espécimen.

d = Diámetro promedio del espécimen.

El informe de los resultados incluirá, como mínimo, los siguientes datos:

- Clave de identificación del espécimen.
- Uso que se le dará al concreto.
- Tipo de espécimen.
- Edad del espécimen.
- Diámetro y altura en cm con aproximación a 1mm.
- Carga de ruptura en kg.
- Descripción y tipo de falla.
- Resistencia a la tensión por compresión diametral con aproximación 0.01 kg/cm²
- Descripción de la falla.
- Defectos observados en el espécimen.
- Fecha y hora de la prueba.
- Observaciones.

7.5 CUARTO DE CURADO.

CURADO INICIAL.

La Norma Oficial Mexicana establece las especificaciones de los gabinetes húmedos, cámaras húmedas y tanques de almacenamiento de agua que sirven para almacenar especímenes de prueba de pasta, mortero o concreto elaborados con cementos hidráulicos.

CUARTO O CÁMARA HÚMEDA.

Cuarto en el cual se puede transitar, donde se tiene controlada la temperatura y humedad relativa, utilizado para almacenar especímenes. Se le denomina cuarto de niebla, cuando se logra la humedad relativa prescrita por la atomización del agua.



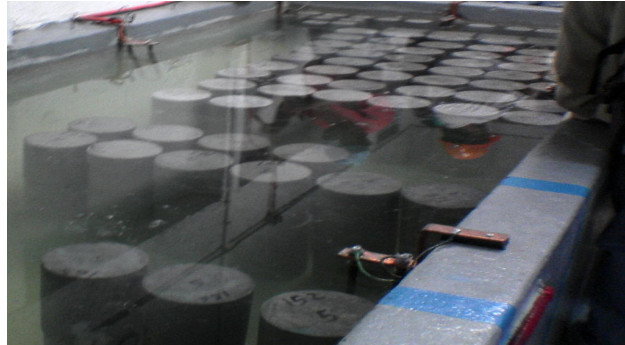
GABINETE HÚMEDO.

Compartimiento de dimensiones moderadas, donde se tiene controlada la temperatura y la humedad relativa, utilizando para almacenar especímenes de prueba.



TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

Es un recipiente o pileta con agua a temperatura controlada y de dimensiones tales que permitan el almacenamiento de especímenes totalmente sumergidos en agua.



CURADO INICIAL.

El que las muestras de concreto alcancen la máxima resistencia que pueden desarrollar, depende de gran parte del curado inicial en sus moldes. Es importante asegurarse que al moldear una muestra, los moldes sean estancos, para evitar pérdidas de agua.

En general, debe tenerse especial cuidado para evitar pérdidas de humedad y alteraciones que puedan producirse en el proceso de fraguado. Asimismo es importante mantener el concreto recién moldeado en condiciones de temperatura dentro de los límites especificados.

CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO INICIAL.

Durante las primeras 24 horas posteriores del moldeo, durante el descimbrado y hasta el momento de proceder al transporte al lugar donde será curado hasta la edad especificada, los especímenes deben de almacenarse bajo condiciones que mantengan la temperatura del ambiente entre 16 y 27 °C y con la protección necesaria para evitar la pérdida de humedad en ellos. Con este propósito es necesario que los especímenes sean mantenidos bajo techo, de preferencia en ambiente cerrado y cubierto, pudiendo ser almacenados en este período en cajas herméticas de madera, pozos con arena húmeda, dentro de bolsas de plástico impermeables perfectamente cerradas, o siguiendo cualquier otro procedimiento que cumpla con los requisitos de mantener las condiciones de temperatura especificadas sin pérdidas de humedad.

Cuando los especímenes elaborados son de forma cilíndrica, el tiempo que deben de permanecer dentro de sus moldes no deben de ser menor de 20 horas ni mayor de 48 horas, en este lapso deben desmoldarse y transportarse inmediatamente, para continuar su curado.

Cuando los especímenes se elaboran en forma de viga, deben permanecer en sus moldes no menos de 20 horas ni más de 48 horas, de las cuales deben de ser transportados en sus moldes hasta el lugar donde deben ser descimbrados y continuar su curado hasta la edad especificada.

EL PRESFUERZO

DEFINICIÓN

Presforzar es generar internamente en una estructura unas fuerzas con las cuales se pretende balancear o equilibrar, parcial o totalmente, las cargas a las que es sometida, y por ende compensar sus efectos. Estas fuerzas se pueden generar antes, durante o después de la aparición de las cargas sobre la estructura.

Las fuerzas de presforzado son fuerzas activas, es decir, que actúan sobre la estructura independientemente de la aparición de otras cargas. Por esta razón, la concepción, el cálculo de esta estructura requiere de estudios juiciosos, pues con solo las fuerzas de presforzado se podrían ocasionar daños y hasta el colapso de la estructura.

Podemos clasificar el presfuerzo según:

El momento de tensionamiento de los tendones o barras con respecto al vaciado del concreto. Entonces puede ser: pretensado o postensado.

La relación entre el concreto y las claves que generan las fuerzas de presforzado entonces puede ser adherido o no adherido.

El pretensado se caracteriza principalmente, por el hecho de que los tendones son tensados antes del vaciado de concreto, de ahí su nombre.

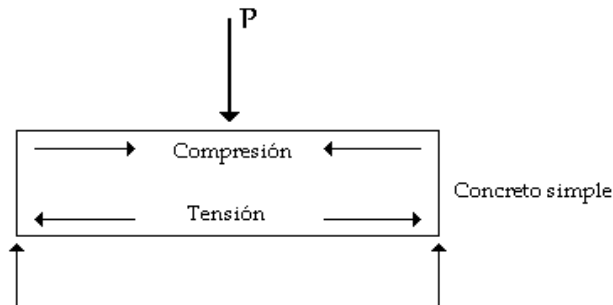
La construcción se hace en un banco de prefabricación donde los aceros son tensados entre dos apoyos rígidos. Se cuela la pieza de concreto y una vez que este ha fraguado o alcanzado una determinada resistencia se liberan los tendones lentamente los cuales transmiten su fuerza al concreto por adherencia.

PREESFORZADO INTERIOR Y EXTERIOR.

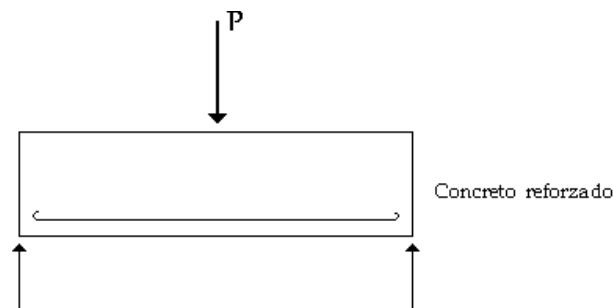
Presforzado interior, es aquel donde los tendones, cables o barras que generan las fuerzas de presforzado se encuentran incorporados en el concreto. Es el sistema más empleado para construcciones nuevas. La gran ventaja es la protección de que goza el acero de alta resistencia tan sensible a la corrosión.

PRINCIPIOS.

El concreto simple es resistente a la compresión pero débil a la tensión. Considérese una viga de concreto simple soportando una carga y que al incrementar esta la viga se flexiona ligeramente y después falla repentinamente. Bajo la viga serán a compresión en las fibras superiores y de tensión en las fibras inferiores.

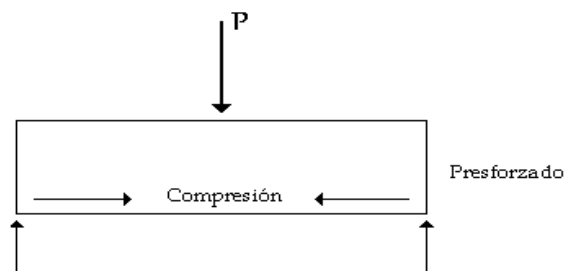


La preocupación es contrarrestar los esfuerzos de tensión en el concreto simple, y para ello existen dos formas como son: el empleo de refuerzos o presforzado.



En el concreto reforzado, en las zonas donde se desarrollan esfuerzos de tensión bajo la carga, se deben reforzar con varillas de acero.

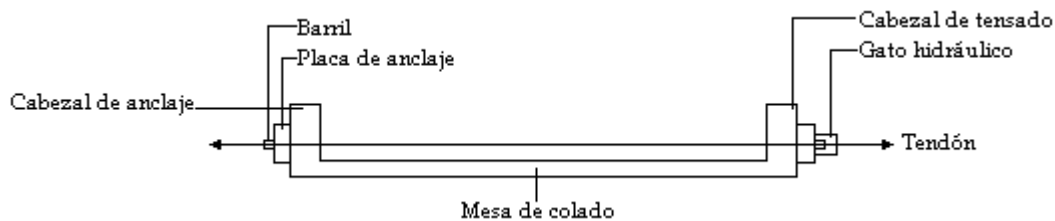
En el concreto presforzado, los esfuerzos de compresión introducidos en las zonas donde se desarrollan los esfuerzos de tensión bajo la carga, resistirán o anularán estos esfuerzos de tensión. En este caso, el concreto reacciona como si tuviese una alta resistencia a la tensión propia y en tanto que los esfuerzos de tensión no excedan a los esfuerzos de precompresión, no se presentan agrietamientos en la parte inferior de la viga.



8.1 MÉTODO DEL PRETENSADO

PRIMERA ETAPA:

En primer término, se anclan los tendones en el cabezal de anclaje fijando cada tendón dentro del barril y después se procede a tensar cada tendón en el extremo opuesto, o sea en el cabezal de tensado, en donde se encontrará colocado el gato hidráulico, hasta que queden fijos y seguros cada uno de ellos.

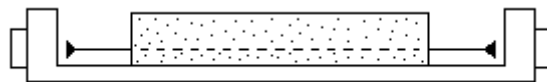


SEGUNDA ETAPA:

A continuación se cuele el concreto y después se cura el elemento por medio de vapor a baja presión o agua hasta que alcance una resistencia adecuada a la compresión; en esta etapa los tendones aún continúan tensados.

TERCERA ETAPA:

Una vez logrado lo anterior, se sueltan los tendones quitando los barriles de ambos cabezales, invirtiéndose las fuerzas.



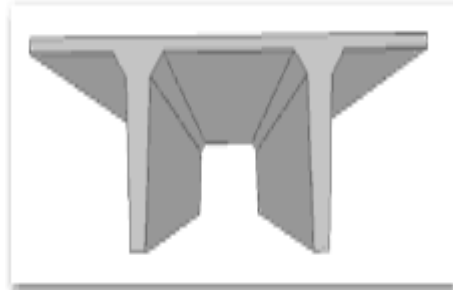
CUARTA ETAPA:

Finalmente, al tratar de recuperar su longitud original, los tendones transfieren el presfuerzo o precompresión al miembro del concreto, mediante la adherencia existente entre ambos materiales.

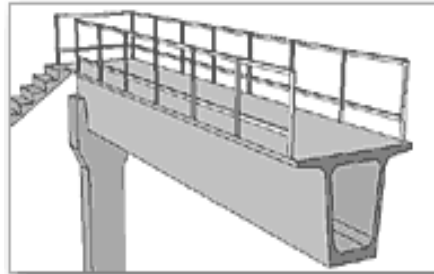
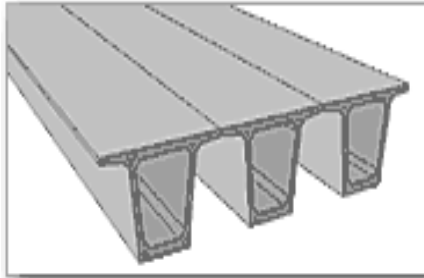


8.2 ELEMENTOS PRETENSADOS.

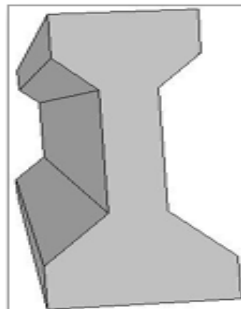
TRABE DOBLE T:



TRABES CAJON:



TRABES ASTHO:



PUENTES:



MEDIANA ALTURA



GRAN ALTURA

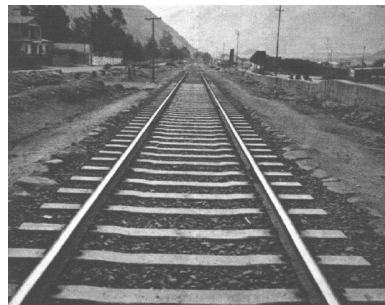
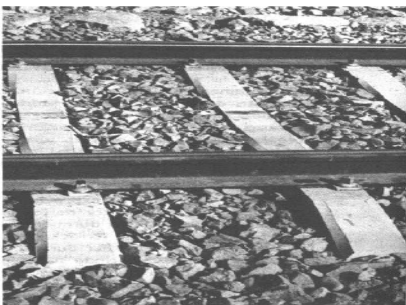
ENTREPISOS.



TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE AGUA CON CAPACIDAD ENTRE 8000 Y 15000 M3:



DURMIENTES:



8.3 USOS.

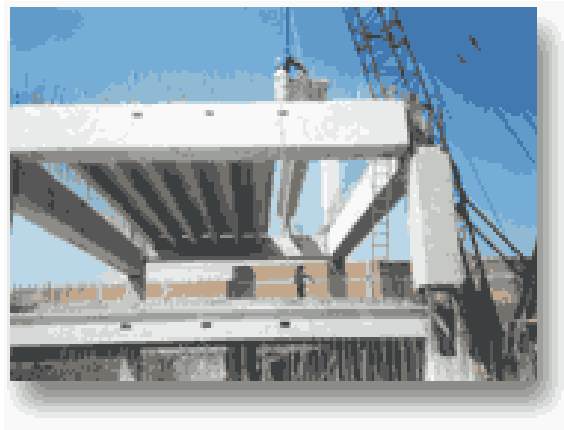
ELEMENTOS PRETENSADO	USOS	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> -Tanques de almacenamiento de agua con capacidad entre 8000 y 15000 m3. -Pilares -Durmientes. -Bandas tensas 	<ul style="list-style-type: none"> -Depósitos de agua potable. -Naves industriales y edificios comerciales. -En vía de ferrocarril. -Puentes 	<ul style="list-style-type: none"> -Alta resistencia a los sulfatos. -Esbeltez elevada. -Gran peso, lo que es favorable para la permanencia y estabilidad de la vía. -Reducción de los esfuerzos y consecuentemente de la deformación de los rieles. -Resistencia al intemperismo. -Reducen problemas de deformabilidad. 	

TRABES PORTANTES



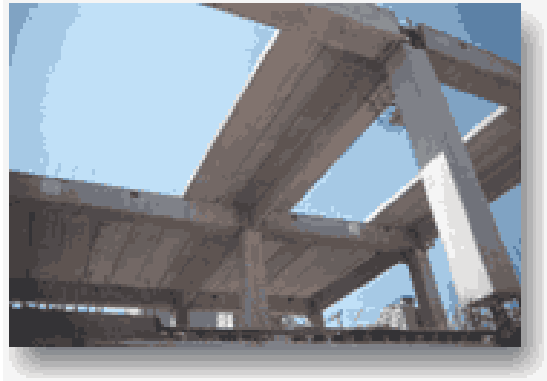
Debido a las solicitaciones y dimensiones de trabajo de la estructura, se propone el uso de elementos portantes tipo T invertida, la cual es de sección maciza, usando para la misma concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$ y acero de presfuerzo $f_{sp}=19,000 \text{ kg/cm}^2$. Estos elementos tendrán en su parte superior la geometría adecuada para recibir los elementos prefabricados de concreto que formaran la losa de entrepiso.

TRABES DE RIGIDEZ



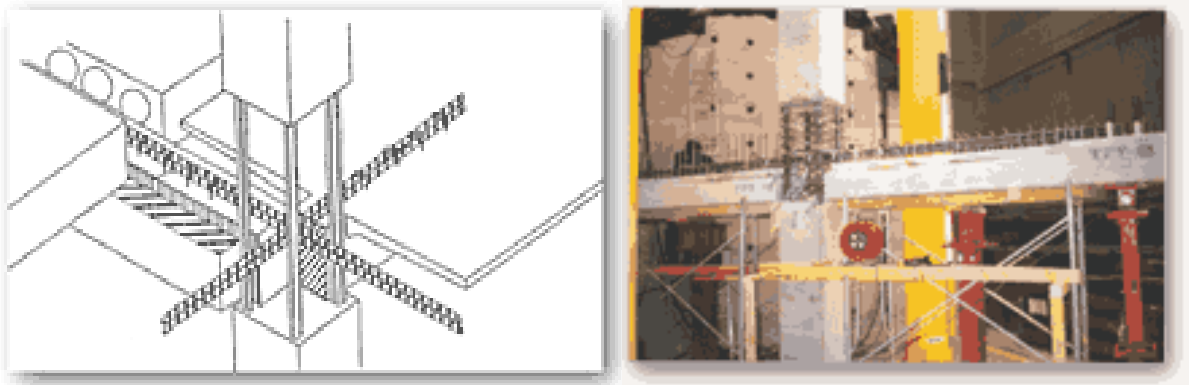
Estos elementos consisten en traves presforzadas tipo "Te", las cuales al igual que las traves portantes serán fabricadas en planta usando concreto, refuerzo y presfuerzo con las mismas características, y, de igual manera se dejarán en ellas las adecuaciones para ser insertadas en columnas.

ELEMENTOS DE ENTREPISO



Se pueden emplear elementos extruídos tipo "SPIROLL", y elementos tipo "DOBLE TE" los cuales son fabricados mediante el empleo de concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ y el uso de acero de presfuerzo $f_{sp}=19,000 \text{ kg/cm}^2$ (Los elementos spiroll no llevan refuerzo).

CONEXIÓN TIPO SEPSA



El objetivo de la conexión SEPSA radica en que al prefabricar las columnas de una pieza para varios pisos, se interrumpe el concreto en los niveles donde apoyarán las traves de rigidez y portantes, sobre dicho hueco o ventana se insertan las salientes de las traves de rigidez y las salientes de las traves portantes, apoyándose éstas en el hueco de la columna lo mínimo necesario y así tener el área requerida por aplastamiento del concreto.

Las traves de rigidez y portantes llevarán unas proyecciones perpendiculares de gases de acero de presfuerzo que salen de las mismas, las cuales en el centro de la columna se interceptan haciendo pasar un perno entre las mismas. Dicho perno es la clave que hace la continuidad de la estructura para los momentos positivos una vez colada la ventana en la columna, de preferencia junto con la capa de compresión sobre el prefabricado, habiendo también colocado el acero negativo que se requiera sobre las traves.

USO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES.



La construcción de puentes mediante el empleo de prefabricados, logrando reducir el peso total, costos de construcción y programa de ejecución del mismo, mejorando la calidad, limpieza y estética.

Principales Elementos Usados:

PUENTES DE MEDIANA ALTURA

Este sistema se caracteriza por tener terrenos que no requieren cimentación profunda. Se emplean zapatas corridas prefabricadas con candeleros bajo los ejes de los estribos y pilas; como muros de estribos, de contención y aleros se emplearán secciones tipo doble te; como pilas se emplean columnas huecas prefabricadas con capiteles sobre los cuales y mediante bancos integrales apoyan libremente traveses cajón con aletas. Las aletas de estas traveses permiten el ahorro de cimbra ya que sobre de ellas se cuelga la losa de compresión (rodamiento).



PUENTES DE GRAN ALTURA



El sistema prefabricado se aplica en la construcción de puente sobre barrancas profundas. La experiencia nos dice que uno de los problemas más difíciles que hay que resolver es la construcción de las columnas o muros que integran las pilas, cuyos pesos y dimensiones llegan a ser considerables y presentan grandes problemas de ejecución cuando se realizan en sitio, arrojando costos muy altos y tiempos muy grandes de construcción.

Para resolver estos problemas, se ha ideado y construido pilas de más de 42 m de altura a base de columnas huecas de concreto armado prefabricado, en segmentos transportables y montables por sus dimensiones y pesos.

Tanto el armado como el espesor de las paredes de las columnas consideran todos los esfuerzos a que serán sometidos desde su fabricación, transporte y montaje, así como todas las cargas muertas y vivas, permanentes y accidentales durante su vida útil, principalmente por sismos y vientos, sin olvidar que sus pesos propios y dimensiones deben cumplir con las capacidades de los equipos de montaje.

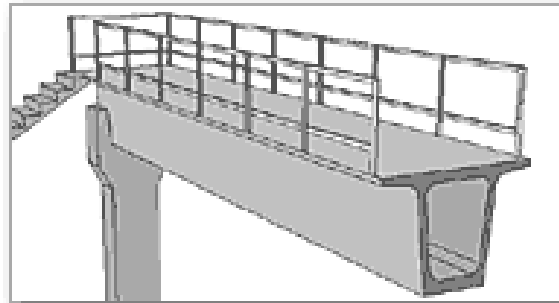
LA TRABE CAJON

Es un elemento de concreto presforzado que puede fabricarse en diversos peraltes.

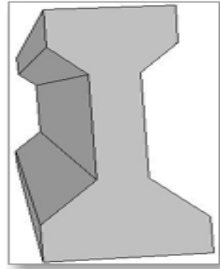
Se fabrica usando concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ o mayor con agregado $\frac{3}{4}$ ", presfuerzo (K-270) $f_{sp}=19,000 \text{ kg/cm}^2$ en torones de $\frac{1}{2}$ " y acero de refuerzo $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$.

Entre las ventajas principales de estos elementos, podemos citar su ligereza dada la eficiencia de la sección y su buena capacidad para resistir las torsiones provocadas por la asimetría en la aplicación de la carga viva. En el caso de esta pieza al utilizar el procedimiento constructivo en doble voladizo se elimina la cimbra. Se aplica en la construcción de puentes carreteros y de pasos peatonales, debido a su estética y facilidad de construcción colocada las piezas en su posición.

Ejemplo de uso de una sección cajón en puentes peatonales.



CAJON		Claros óptimos de aplicación																	
Peralte (cm)	Peso (Kg/m)	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	
170	1750																		
135	1473																		
115	1405																		
85	1323																		
60	1251																		

TRABE ASHTO

Son elementos estructurales de concreto presfuerzo elaborado con concreto $f'c=350$ kg/cm², acero de presfuerzo $f_{sp}=19,000$ kg/cm² en torón de $\frac{1}{2}$ " y acero de refuerzo $f_y=4,200$ kg/cm², Las traves AASHTO pueden ser pretensadas, postensadas o combinadas. Se recomienda utilizar el pretensado, ya que su fabricación se realizará en plantas, donde se emplean moldes metálicos que permiten un buen acabado y se cura el concreto a base de vapor, lo que permite ciclos de colado diario en beneficio de un incremento en la productividad. Se utilizan primordialmente en puentes de caminos y pasos a desnivel.

TRABE DOBLE T

Es un elemento de concreto presfuerzo con capacidad para soportar diversas cargas. La sección Doble Te se utiliza comúnmente en sistemas de entrepisos, estacionamientos, cubiertas industriales, puentes, muros de fachadas, etc. con claros hasta 18m.



Estas piezas pueden variar su ancho y peralte teniendo como máximo 2.44 m. de ancho y 81 cm. de peralte. En la elaboración de elementos sección Doble Te se emplean como materiales concreto $f'c=350$ kg/cm², acero de presfuerzo $f_{sp}=19,000$ kg/cm² en torón de $\frac{1}{2}$ " y acero de refuerzo $f_y=4,200$ kg/cm².

ALCANTARILLAS



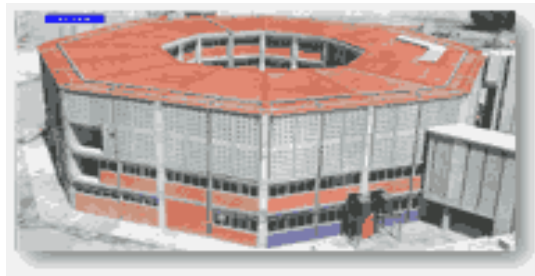
Para este tipo de trabajos los elementos son prefabricados en planta usando concretos de alta resistencia (mayores o iguales a 350 kg/cm^2) y acero de refuerzo $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$.

Basándose en los elementos típicos colados en el lugar, se procedió a realizar todo el estudio de mecánica para alcantarillas rígidas y especificaciones de la SCT en nuestro país, obteniendo los esfuerzos por carga viva y muertas mediante las teorías de mecánica de suelos basadas en Boussinesq, Holl, Martson y Terzaghi.

Dependiendo del procedimiento constructivo del proyecto, se aplica un postensado longitudinal o parcial, posterior a su colocación definitiva de 10 kg/cm^2 mínimo que permite que los elementos funcionen como un sólo cuerpo.

Así, estos elementos cumplen actualmente con las normas tanto para alcantarillas como para elementos prefabricados establecidas por la S.C.T. y la AASHTO en los Estados Unidos.

Reclusorios



En Junio del año 2000 el Gobierno del Distrito Federal a través de la Dirección General de Reclusorios del D.F. dio comienzo a lo que sería una de las obras más importantes en su género construidas en México. Un Centro de Readaptación Social empleando elementos prefabricados, pionero en América Latina, con un lapso de ejecución de seis meses, siendo un tiempo de ejecución sin precedentes.

En esta primera etapa fueron construidos 14,000 m². Dos edificios de habitación con que cuenta esta penitenciaría fueron construidos bajo un sistema de muros y losa extruida spirall patentado por SEPSA, con paneles de fachada también prefabricados. El edificio de servicios generales elaborado por elementos prefabricados que incluyen losa extruida spirall, trabes portantes y columnas conectadas bajo un sistema de conexión monolítica patentado por SEPSA incluye una escuela con ocho aulas y una sala de usos múltiples, ocho talleres y 24 estancias celulares para internas de alta peligrosidad. Este desarrollo penitenciario está inspirado en los centros penitenciarios verticales de Europa y Estados Unidos.

Estadios



Los sistemas de construcción empleando elementos prefabricados han tenido una gran aceptación en todo tipo de construcciones en donde su aplicación se ha hecho casi indispensable como es el caso del empleo de gradas de concreto pretensado en los estadios que se construyen en la actualidad, como es el caso del Estadio Azteca en donde la totalidad de las gradas son prefabricadas que se emplearon en esta monumental construcción.

Inicialmente los elementos prefabricados usados en los estadios se limitaban solamente al empleo de gradas, pero actualmente esto ha quedado atrás ya que ahora con el sistema de conexión trabe-columna y empleando trabes portantes especiales para gradas ha logrado realizar construcciones de estadios prefabricados en su totalidad como es el caso del Lienzo Charro de Morelia en el Estado de Michoacán, donde la estructura se realizó en un tiempo record de tres meses y medio, el cual tiene una capacidad para 5500 personas y cuenta con un mezanine utilizado para salas de exhibición y conferencias.

8.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS PRETENSADO.

VENTAJAS

- Mantenimiento nulo
- Salva grandes claros con sección más reducida
- Mayor durabilidad
- Eliminación de fisuras por la precompresión
- La sección entera del elemento trabaja íntegramente a la compresión
- Fabricación en serie
- Resistencia al intemperismo
- Resistencia al fuego
- Aligera la construcción

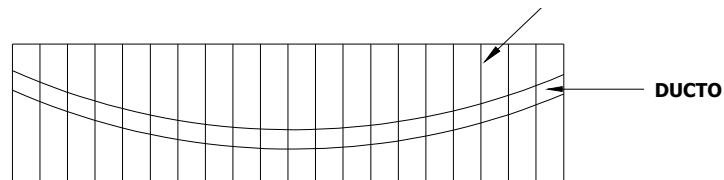
DESVENTAJAS

- Por lo general, los alambres son rectos
- La pérdida de presfuerzo es mayor
- La efectividad de una fuerza dada no es tan grande
- Necesidad de invertir en equipo especial
- Supervisión rigurosa

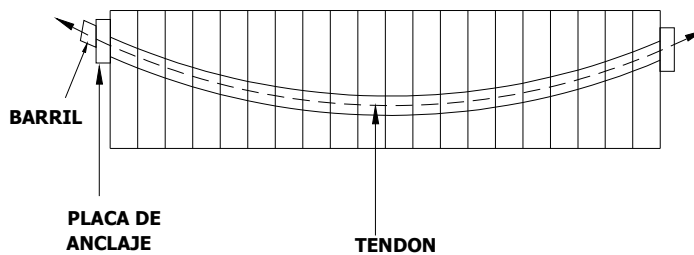
8.5 MÉTODO POSTENSADO.

ETAPAS DEL POSTENSADO

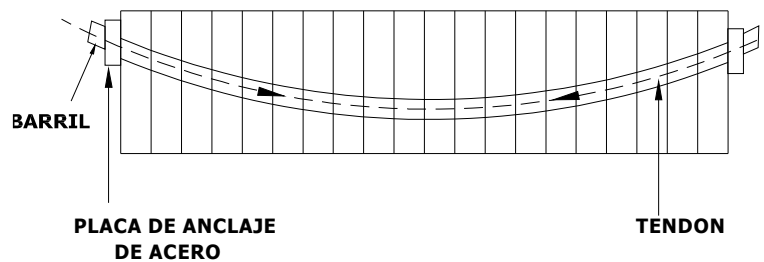
Primera etapa: Se arma el elemento, se forma el ducto, se procede a colar el concreto, y a continuación se sopletea el ducto con aire comprimido, no se coloca el tendón en esta etapa ya que puede sufrir corrosión, y posteriormente se cura, ya sea a vapor a baja presión o agua.



Segunda etapa: Hecho lo anterior, y una vez que el elemento ha alcanzado suficiente resistencia se inserta el tendón, se fijan los anclajes y se esfuerza el tendón contra el concreto en el extremo opuesto.



Tercera etapa: Finalmente, se fijan los tendones en el extremo opuesto y se transfiere la fuerza del presfuerzo al concreto por medio de placas de anclaje en los extremos.



8.6 ELEMENTOS POSTENSADOS

SISTEMAS DE PISO

En lo que se refiere a edificación, para los sistemas de piso y techo, se ofrecen diferentes soluciones que van desde la Vigueta y Bovedilla, Losa alveolar, Losa T, Losa Doble T.

EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO

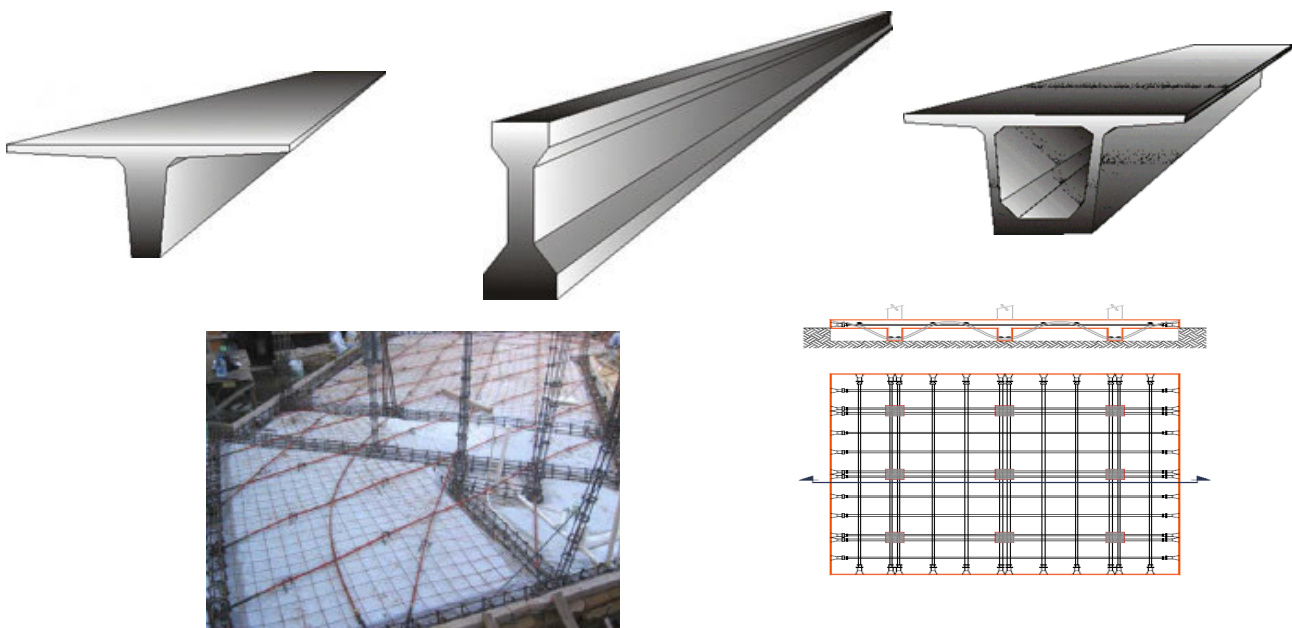
Con la versatilidad de los sistemas Prefabricados se logra una aplicación sencilla práctica para inmuebles de oficinas, puesto que puede adaptarse prácticamente a cualquier diseño arquitectónico, con las ya mencionadas ventajas de eficiencia, limpieza, rapidez y abatimiento de costos.

NAVES INDUSTRIALES

Los elementos estructurales Prefabricados ofrecen una alternativa ideal para bodegas almacenes y naves industriales, estructuras que generalmente requieren de claros muy grandes.

PUENTES

Es indiscutible que en el campo de la construcción de puentes y pasos a desnivel, la tecnología del concreto presforzado encuentra una aplicación sin competencia cuando se compara con otros sistemas constructivos, ya que reúne características de rigidez, esbeltez, seguridad y economía. Los agremiados de ANIPPAC proporcionan en sus productos todas estas ventajas adicionales a la calidad y su experiencia, que normalmente ofrecen.



8.7 USOS

ELEMENTOS POSTENSADO	USOS	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<p>-Aparacamientos subterráneos</p> <p>-Placa maciza, postensado con monotoron.</p>	<p>-En Edificios con fachadas abiertas, o con ventilación de aire exterior sin acondicionamiento.</p> <p>-En estacionamientos.</p> <p>-En sótanos.</p>	<p>-Reducción de peso.</p> <p>-Durabilidad.</p> <p>-Aumento de luces, supresión de soportes, simplificación y durabilidad</p> <p>-Aumento de luces entre apoyos.</p> <p>-Ahorro en el costo</p> <p>-Mayor espacio para parqueadero</p> <p>Posibilidad de utilizar torones y anclajes</p> <p>Ahorro en material</p> <p>Mayor función de la obra en los aspectos del diseño arquitectónico y funcionamiento en la planta de parqueadero.</p>	

8.8 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL CONCRETO POSTENSADO.

VENTAJAS

- Mayor flexibilidad que el pretensado
- Claros o espacios mayores
- Reducción de peraltes
- Reducción de peso
- Mayor seguridad a la ruptura
- Construcción más sencilla y rápida
- Resistente al fuego
- Resistencia a las fuerzas dinámicas
- Hace más eficiente el uso de las fuerzas de presfuerzo
- Hermeticidad a los líquidos
- Mantenimiento nulo
- Autoreparación de la estructura
- Economía en cimbras y obras falsas
- Economía de mano de obra y materiales
- Rapidez de construcción

DESVENTAJAS.

- Sobreesfuerzo excéntrico.
- Pérdidas de presfuerzo debido al acortamiento elástico.
- Fricción durante el tensado
- Inversión inicial muy elevada
- Dificultad del diseño de juntas y conexiones
- Necesidad de una supervisión cuidadosa
- Necesidad de planear y proyectar con detalle

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CONCRETO PRESFORZADO

VENTAJAS

Con el concreto presforzado es posible utilizar las secciones enteras de los miembros para resistir las cargas. Así, pueden usarse miembros más pequeños para soportar las mismas cargas o miembros del mismo tamaño para claros más grandes. Esto representa una ventaja importante, porque el peso de los miembros es una parte considerable de las cargas totales de diseño en las estructuras de concreto.

Los miembros presforzados no se agrietan bajo cargas de trabajo y por ello tienen mejor aspecto y son más impermeables, lo que implica una mejor protección contra la corrosión del acero. Además, los miembros presforzados requieren menos mantenimientos y duran más que los miembros de concreto reforzado. Por tanto, para un gran número de estructuras, el concreto presforzado es la mejor solución respecto al costo inicial y cuando se toma en cuenta el menor mantenimiento requerido, el concreto presforzado proporciona el costo global más bajo en muchos casos. Otras ventajas del concreto presforzado son: reducción de los esfuerzos de tensión diagonal, secciones más rígidas bajo cargas de trabajo, y mayor resistencia a la fatiga y al impacto.

Otras ventajas son:

- Se tiene una mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión.
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia.
- Elementos más eficientes y esbeltos, menos material.
- Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados.
- Mayor rapidez en elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez.
- Mayor aprovechamiento del material, mano de obra, equipo, control de calidad, y un mínimo de desperdicio.

DESVENTAJAS.

El concreto presforzado requiere el uso de concretos y aceros de alta resistencia, así como de cimbra más complicada, con un mayor costo de mano de obra, entre otras desventajas tenemos que:

- Se requiere un control más estricto en la fabricación.
- Pérdidas en las fuerzas de presfuerzo inicial.
- En el diseño deben revisarse condiciones adicionales de esfuerzo.
- El costo de los dispositivos de anclaje terminales y de las placas que se requieren.
- Se requiere transporte y montaje para elementos prefabricados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta
- Mayor inversión inicial.
- Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc).
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles de Conexiones

SISTEMA CONSTRUCTIVO

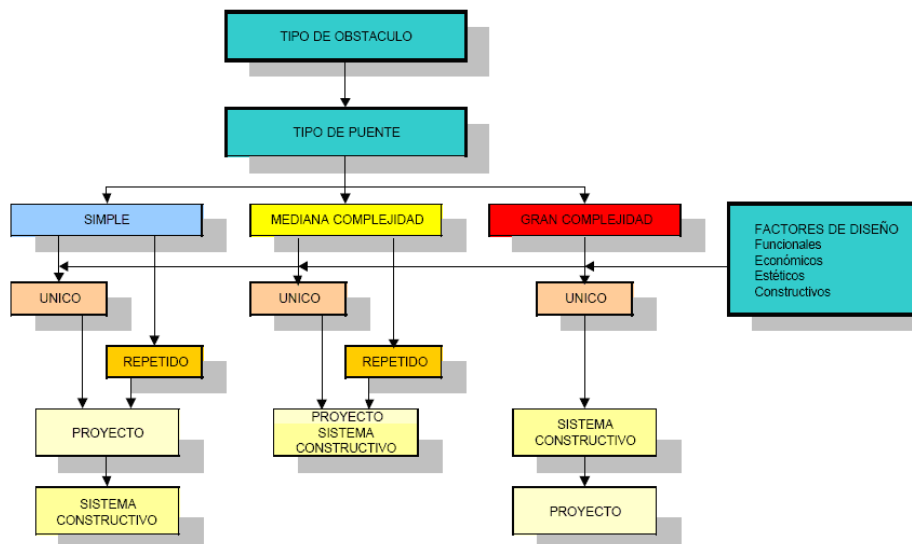
Se define como el conjunto de elementos constructivos que trabajan entre sí para formar una estructura completa.

PUENTES.

Relacion del proyecto en el sistema constructivo

En relación directa con la complejidad o envergadura de la obra, el proyecto puede resultar condicionado por el procedimiento constructivo; en general, con puentes simples, esto no ocurre, y el proyecto se desarrolla con anticipación, previendo la utilización de determinados sistemas constructivos.

FACTORES QUE INCIDEN EN LA ELECCIÓN DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO.



Numerosos son los factores que condicionan el tipo de sistema constructivo a utilizar. A continuación mencionaremos algunos de ellos.

Obtáculos a salvar.

Magnitudes de la obra.

Volumen.

Repetitividad.

Geometría.

Emplazamiento de la obra.

Distancia a centro de producción o abatimientos.

Equipamiento.

9.1 INTINERARIO DE TRANSPORTE.

Al seleccionar el proceso constructivo a utilizar en un proyecto, es necesaria la correcta evaluación del transporte. En gran medida, del resultado de esta evaluación se decide si los elementos serán fabricados en planta fija, o móvil o a pie de obra.

La incidencia del costo del transporte en el costo total de la obra es directamente proporcional a la distancia por recorrer y a la complejidad del flete. En condiciones normales, es aceptable que una obra que esté a menos de 350 Km. tenga un costo por transporte del 10 al 20 por ciento del costo total de los prefabricados.

Existen dos tipos de fletes: los que por sus características de peso y dimensiones se ejecutan con equipo de transporte ordinario y los que exceden el peso y dimensiones permitidos en las normas y reglamentos federales. Los primeros se realizan con camiones o tractocamiones y plataformas, y los segundos con equipos de transporte especializado. Por los riesgos que implican el exceso de peso y dimensiones, estas maniobras las deben realizar empresas que cuenten con registro en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

EQUIPOS DE TRANSPORTE ESPECIALIZADO.

Tipos y capacidades.

Para realizar fletes se utilizan combinaciones vehiculares de tractocamiones acoplados a semirremolques. A continuación se define una clasificación atendiendo a su tipo. Se incluyen los más comunes usados en México.

Tractocamión (T): Vehículo automotor destinado a soportar y arrastrar semirremolques y remolques, se utilizan vehículos con motores diesel de 300 a 450 HP.



Tractocamión con semirremolque acoplado.

Semirremolque (S): Vehículo o plataforma sin eje delantero unido a un tractocamión de manera que sea jalado y parte de su peso sea soportado por este. Es posible también utilizarlos separados del tractocamión pero unidos a traves de grandes dimensiones.



Tractocamión con semirremolque unido a trabe.

Remolque (R): Vehículo o plataforma con eje delantero y trasero no dotado de medios de propulsión y destinado a ser jalado por un vehículo automotor o acoplado a un semirremolque.

Módulo (M): Plataformas acoplables longitudinal y lateralmente, con ejes direccionales y suspensión hidráulica o neumática.



Módulo direccional de 5 ejes (M5) para 65 toneladas.

Patín Delantero (PD) y Patín Trasero (PT): Bastidores de uno o más ejes con llantas para transferir carga; también conocidos como “dollys”. En ocasiones, esos dollys tienen dirección propia para facilitar las maniobras.

Grúa Industrial (GI): Máquina de diseño especial autopropulse o montada sobre un vehículo para efectuar maniobras de carga, descarga, montaje y desmontaje.

Unidad Piloto (UP): Vehículo de motor dotado de una torreta y señales de advertencia para conducir y abanderar el tránsito de las grúas industriales o las combinaciones vehiculares por los camiones y puentes.

Las combinaciones vehiculares especiales podrán aceptarse cuando se trate del transporte de carga indivisible (es decir, una sola viga) con peso útil menor a 90 toneladas. El transportista deberá demostrar con una memoria de cálculo la distribución de cargas de la combinación y que la carga se desplaza con seguridad considerando las características geométricas de la ruta que se seguirá.

Vista de un patín trasero.



Unidad piloto.



NORMAS Y REGLAMENTOS.

Dependiendo de la ruta a tomar, el transportista deberá respetar las normas y reglamentos que se encuentren en vigor en las entidades por las que transitará, de tal forma que si los viajes no son locales deberá respetar la norma NOM-040-SCT-2-1995 que corresponde al transporte de objetos indivisibles de gran peso o volumen, peso y dimensiones de las combinaciones vehiculares de las grúas industriales y su tránsito por caminos y puentes de jurisdicción federal. Además, deberá respetar la Ley de caminos, puentes y autotransporte federal, el reglamento de autotransporte federal y servicios auxiliares, el reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal.

La norma NOM-012-SCT-2-1995 trata sobre el “Peso y Dimensiones Máximas con los que pueden Circular los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal”. La dimensión máxima de una combinación vehicular para transitar en condiciones ordinarias es 20.8m, por lo que al restarle la dimensión del tractocamión resulta una pieza de 15.8m. El peso útil máximo permitido es 26.4 toneladas, de tal forma que toda pieza que exceda estas cantidades tendrá que ser transportada por una compañía que cuente con el servicio especializado de carga. Para ello, la norma dicta restricciones. Entre las más importantes están:

Los transportes se sujetarán a los siguientes horarios: de lunes a viernes, con luz diurna y en la noche de 0:00 a 06:00 horas, y los sábados de 06:00 a 14:00; durante vacaciones normalmente se restringen los permisos.

Las combinaciones vehiculares especiales no podrán transitar en convoy.

Las rutas deben estar previstas y señaladas en el permiso y solo podrán modificarse en caso de emergencia.

Dependiendo de las dimensiones deben llevar una o dos unidades piloto las cuales deben conducir, abanderar y apoyar la logística de la transportación. Éstas deben cumplir con una serie de especificaciones técnicas y de operación referentes a color, iluminación, señalización, avisos y características físicas, entre otras.

En condiciones climatológicas adversas, la combinación debe detenerse en un sitio seguro hasta que éstas sean favorables para continuar.

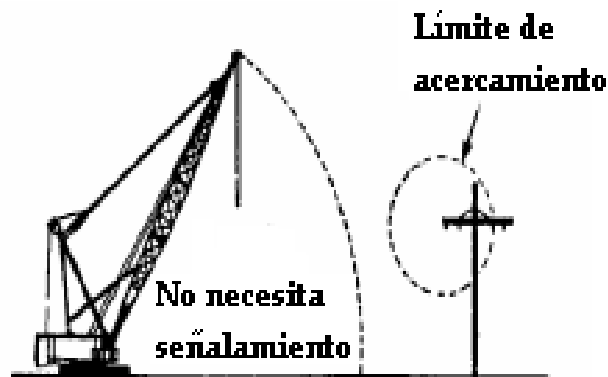
Todas las unidades deberán transitar con las torretas y los faros principales encendidos.

Dependiendo de la combinación vehicular y del tipo de carreteras, se especifican velocidades máximas y cargas máximas por llanta y por eje; dependiendo de las cargas, se especifican otros aspectos como la distancia entre ejes internos y la altura del centro de gravedad de la carga.

SEGURIDAD.

Para no correr riesgos es importante observar las disposiciones de señalización y abanderamiento que exige la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Por su peso, la cantidad de energía liberada en una colisión es muy grande; además siempre será más difícil detener vehículos con cargas y dimensiones excesivas.

En los accesos a las obras es conveniente tener señalizaciones adicionales y bandereros para auxiliar a los operadores y maniobristas. Los terraplenes y terracerías deben estar nivelados y bien compactados para evitar hundimientos o que se atasque el equipo.



Límite de acercamiento de los equipos con líneas conductoras de electricidad.

En ocasiones existen sitios en la ruta por donde no pasa la combinación vehicular; sin embargo, existe la posibilidad de “colear”, es decir, auxiliar la maniobra levantando con una grúa la parte posterior del elemento. Para esto es necesario que el área cercana esté libre de cables y obstáculos. Resulta muy peligroso aproximarse a cables de alta tensión pues, dependiendo de las condiciones de humedad, intensidad y voltaje, a distancias menores de 1.50m se puede formar un arco y transmitir la corriente al equipo.

Cuando se requieren permisos especiales de otras dependencias como Ferrocarriles, Comisión Federal de Electricidad y Policías Municipales entre otros, resulta conveniente programar y coordinar los trabajos con anticipación para evitar tiempos de tractocamiones o grúas.

ACCESORIOS Y HERRAMIENTAS.

Existen accesorios y herramientas adicionales como mangueras de sistema de frenos de mayor longitud que las convencionales para remolques o patines traseros, extensiones para luces y torretas, letreros según lo marca la norma y cadenas y gatas para aseguramiento de la carga, entre otros. Para la conducción de una combinación que requiera de unidad piloto, es conveniente que se cuente con sistema de radio-comunicación.

Para maniobras complejas existen dollys o módulos direccionales que permiten maniobrabilidad en los patines traseros. También es frecuente que cuando en el acceso a una obra no hay espacio suficiente, se realicen maniobras con dos tractocamiones

Espalda con espalda. Para operar los equipos direccionales se debe contar con herramientas y equipo especial.



Maniobra “espalda con espalda”

CONSIDERACIONES ADICIONALES DE ANÁLISIS.

Puntos de apoyo: Al transportar las piezas prefabricadas deben estar apoyadas exclusivamente en los puntos considerados desde el diseño, de lo contrario, pueden sufrir daños. Asimismo, en caso de formar estibas o tongas, los apoyos de las camas superiores deben coincidir perfectamente con los de las camas inferiores para evitar distribuciones de esfuerzos y momentos distintos a las consideraciones en el análisis. Al colocar las piezas en las unidades de transporte se deben apoyar sobre elementos de madera o apoyos especialmente diseñados para ello.

Lo más común es que los elementos prefabricados estén diseñados para apoyarse simplemente en sus extremos; sin embargo, por maniobrabilidad en el transporte, en ocasiones se requiere meter hacia delante el patín trasero o colocar el apoyo posterior en voladizo. Al hacer esto, se genera un momento negativo que, sumado al que genera el presfuerzo, debe ser contrarrestado con acero de refuerzo ordinario.



9.2 MONTAJE.

En las obras prefabricadas, el montaje representa entre 10 y 30 % del costo total de la obra, por lo tanto mientras mayor sea el volumen de la obra, menor será el costo relativo del montaje. Los equipos de montaje por ser especializados y de gran capacidad, los costos horarios son elevados.

Para seleccionar un equipo hay que considerar, entre otras cosas, la capacidad nominal con la que se le denomina comercialmente a una grúa es la carga máxima que soportará pero con el mínimo radio y a la menor altura. Es obvio que la capacidad nominal de una grúa siempre tendrá que ser mayor que la carga más grande a mover.

Los rangos de capacidad se basan en condiciones ideales:

- 1) Nivel de piso firme.
- 2) Viento en calma.
- 3) No llevar la carga lateralmente ni balanceándose.
- 4) Buena visibilidad.
- 5) La maquinaria debe estar en buenas condiciones.

La capacidad requerida se calcula con:

$$C = 0.37 W d$$

Donde:

C= Capacidad requerida

W= Peso del elemento (T)

d= Distancia desde el punto de rotación de la pluma hasta el centro del claro de la pieza a montar (m).

También es importante considerar que las grúas de mediana y gran capacidad (mayores de 45 toneladas) tienen en sí mismas exceso de peso y dimensiones, por lo que su traslado y acceso a las obras en ocasiones resulta imposible o incosteable.

MONTAJE DE ELEMENTOS VERTICALES.

Columnas. Lo primero es obtener los niveles de la obra y adecuar el perno de nivelación al nivel de desplante según el proyecto. Se prepara la columna retirando accesorios que en lo sucesivo no se utilizarán como son ganchos de izaje para maniobras y atiesadores que no se requieran, entre otros.

Para el montaje de las columnas se acostumbra primero descargar del camión al piso para luego tomar la pieza de los puntos preestablecidos. Cuando las piezas son pequeñas, se toma del extremo superior (Figura 03) y la grúa gira a medida que levanta la columna hasta llegar al centro de gravedad de la pieza en posición vertical. Cuando la pieza es de mayores dimensiones, se toman los dos extremos con malacates independientes o con dos grúas si la capacidad de una no es suficiente. Mientras una levanta el extremo superior la otra toma el extremo inferior, hasta que la primera toma el total de la carga, se suelta la segunda grúa y la primera coloca la columna en su posición.

Todos los elementos deben colocarse perfectamente a plomo en todas sus caras y a toda su altura. Antes de conectarse definitivamente se debe confirmar su verticalidad con métodos topográficos o con plomada.

Generalmente el análisis estructural supone que las columnas están empotradas al sistema de cimentación, por lo que es necesario transmitir a éste las cargas verticales y el momento de empotramiento. Mencionaremos tres formas de lograrlo:



Candelero: Es un hueco cuyas dimensiones en la base son poco mayores a las de la columna a empotrar. Su refuerzo debe estar ligado a la cimentación. Una vez colocada y puesta a plomo la columna, se acuña perfectamente en todas sus caras y se cuña el espacio entre el candelero y la columna con mortero con estabilizador de volumen, asegurándose que penetre perfectamente en la parte inferior mediante un mortero de alto revenimiento. Se debe esperar a que el relleno obtenga resistencia para retirar las cuñas superiores y para cargar sobre la columna las piezas subsecuentes. Normalmente es posible continuar con el procedimiento después de 24 horas utilizando una buena mezcla.

Montaje de columnas en candelero.

Vainas: Son huecos o perforaciones en la cimentación mayores al diámetro de las varillas de armado principal que sobresalen de la cara inferior de las columnas. Estas varillas se introducen en las vainas que previamente se saturaron con adhesivo epóxico de alta resistencia el cual adhiere la varilla de la columna con la cimentación. La ventaja de este procedimiento es que se utiliza el peralte total de la cimentación para transmitir las cargas verticales, la desventaja es que se requiere de mucha mayor precisión en los colados en sitio y cualquier corrección es costosa. Además, se requiere de apuntalamiento provisional, mayor espacio y de herramienta más cara. Esta conexión no debe usarse en zonas sísmicas ya que no es capaz de transmitir ni cortantes ni momentos y tiene una capacidad mínima para resistir volteos.



Placa soldada: Se dejan las preparaciones de acero estructural en la cimentación y en la columna con el anclaje suficiente para transmitir los esfuerzos deseados y se suelda en campo placa con placa. En general, no es recomendable usar soldadura para conectar elementos estructurales debido a que es costoso, requiere de un riguroso control de calidad, es sensible a la corrosión y su falla es frágil ante cargas dinámicas como las originadas por los sismos.

Muros estructurales. El procedimiento es fundamentalmente igual al anterior con la salvedad que no es usual que los muros cuenten con perno de nivelación.

Muros de contención. Existen muros de contención de una pieza por toda la altura o en escamas. Los primeros se montan de igual forma que los descritos en el punto anterior con la diferencia que se debe dejar desplomado 0.3 por ciento de la altura en el sentido opuesto al del empuje de la tierra que contiene. Los muros formados por escamas se deberán de colocar según las especificaciones del fabricante para lograr la estabilidad de taludes.

Precolados de fachada. Por sus características es necesario tener mucho mayor cuidado en el manejo de estos elementos. Se recomienda utilizar barriletes de izaje para no tener que recortar ganchos u orejas y para dar al precolado libertad de movimiento con las orejas articuladas y lograr así mayor facilidad en la colocación. En ocasiones cuando es necesario abrazar a la pieza y para no maltratar los acabados, se utilizan bandas plásticas o estrobos suaves.

MONTAJE DE ELEMENTOS HORIZONTALES.



Trabes portantes y de rigidez.

Preferentemente, estos elementos deben ser tomados directamente del tractocamión que los transporta y colocados en la estructura en una sola maniobra, para lo cual el operador debe estudiar el sitio óptimo para estabilizar su grúa y realizar el menor número de movimientos posibles. Una vez colocada y centrada la pieza se revisa el plomo de sus costados y centros de trazo. Si es necesario se calza del lado que se requiera y se acuña para garantizar su correcta colocación.

Cuando se requiere soldadura, se puntea sólo lo necesario antes de soltar los grilletes, para que la pieza soporte su peso propio; mientras la brigada de montaje prosigue con otras piezas, la de soldadura terminará los cordones según proyecto.

Losas, placas o tabletas.

Son los elementos más sencillos de montar ya que en general se colocan simplemente apoyados. Sólo hay que centrar la pieza y revisar que el apoyo sea adecuado. En ocasiones, se requieren apoyos de neopreno para repartir esfuerzos de aplastamiento.

Trabes de grandes dimensiones para pasos o puentes. El montaje ideal es el que se realiza con una grúa colocada al centro del claro con áreas libres de maniobra. En puentes formados por una pieza, la grúa y el tractocamión se colocan a 90 grados del trazo longitudinal del paso, se iza la pieza y se gira hasta llegar a posición final sin tener que lanzar el centro de carga más de 6 ó 7 metros. Para puentes que cuentan con dos o más trabes, se requieren espacios paralelos al trazo longitudinal del puente para lanzar la pieza o para girar 180° y soltarla poco a poco hasta dejarla en su posición definitiva.



Cuando un canal o el cauce de un río no permite construir una plataforma al centro del claro, y cuando la capacidad de la grúa no alcanza a lanzar la pieza hasta el otro apoyo, se requieren dos grúas para hacer el montaje, una de ellas lanzará la trabe y la otra la recibirá.

Existen dos formas de hacer esta maniobra:

La primera cuando una grúa tiene la capacidad de cargar la pieza totalmente y la lanza hasta el máximo radio de giro; en ese momento la segunda grúa toma el extremo que le queda más cercano, la primera grúa suelta la pieza que debe contar con algún punto para apoyarse, la segunda grúa toma sólo un extremo y la pieza es colocada en posición “por puntas”.



La segunda forma es con auxilio de un tractocamión, el cual soporta un extremo de la pieza, mientras el otro extremo lo lleva la primera grúa; ésta lanza la punta al tiempo que el tractocamión avanza en reversa introduciendo la trabe en el claro hasta llegar al radio máximo en donde la segunda grúa toma la punta, la primera grúa la suelta, se gira y toma la punta que estaba apoyada sobre el tractocamión y se termina la maniobra igual a la anterior. El primer método es adecuado para piezas muy largas y el segundo para piezas muy pesadas. Para piezas de mayores dimensiones pueden emplearse combinaciones de dos o más grúas para lo cual se requieren dispositivos especiales para repartición de cargas, amarre y soporte de las piezas.

9.3 MAQUINARIA PARA MONTAJE

Los equipos de montaje para elementos prefabricados los podemos dividir en dos grupos:

Pequeña capacidad.

Mediana o gran capacidad.

Las grúas hidráulicas se dividen en:

Telescópicas estructurales.

Celosía.

Los elementos para losas cortas como las losas alveolares, prelosas y viguetas, entre otros, y los elementos para fachadas y muros se consideran de peso pequeño, estos se pueden montar con grúas hidráulicas, o en ciertas ocasiones se pueden utilizar grúas torre, que si bien son muy versátiles por su gran alcance, no tienen la capacidad suficiente para lanzar elementos medianos lejos de su centro de rotación. En obras de menor envergadura, se utilizan malacates, gatos y pórticos.

1. Telescópicas estructurales.

Tienen mayor precisión ya que poseen una función más al extender su pluma y, por lo mismo, pueden introducirla en lugares inaccesibles para una pluma rígida. Estas grúas se dividen en:

Montadas sobre camión. En general las grúas telescópicas de menos de 140 toneladas pueden transitar completas y listas para trabajar llegando a la obra, sobre todo, las montadas sobre camión.

Autopropulsadas o todo terreno. Tienen mayor movilidad por su menor tamaño y porque poseen dirección en ambos ejes, además de que pueden transitar con cierta carga sobre los neumáticos; sin embargo, para tránsitos largos requieren de un tractocamión con cama baja para su traslado, lo que incrementa el costo. El mantenimiento en el sistema hidráulico de estas grúas debe ser más riguroso porque la pérdida de presión complicará las maniobras.

2. Grúas estructurales o de celosía

Superan a las anteriores en capacidad, ya que su pluma es mucho más ligera y trabaja en compresión y no a flexión; sin embargo, en tránsitos largos, deberán contar con tractocamiones para transitar los accesorios, de tal forma que al llegar y al salir de una obra requieren de tiempo y espacio para armar contrapesos y la longitud de pluma necesaria. Normalmente están montadas sobre camión, el cual cuenta con el sistema hidráulico de gatos para estabilizarse. También existen sobre orugas que pueden hacer traslados muy cortos pero con toda la carga, mientras que las montadas sobre camión no pueden transitar con toda la carga.



ACCESORIOS Y HERRAMIENTAS.

Un montaje puede ser auxiliado por gran cantidad de accesorios o herramientas para facilitar la maniobra, sobre todo, cuando el equipo está cerca de su capacidad límite, cuando por obstáculos el acceso sea complicado o cuando por diseño los prefabricados requieran ser izados de puntos especiales.



Perno de izaje: Perno metálico que atraviesa un prefabricado donde se requiere que la sujeción sea articulada. Se utiliza para montajes de elementos que se transportan horizontal-mente y se colocan en posición vertical (Figura 03).

Balancín: Elemento generalmente metálico colocado en forma horizontal del que se sujetan los estrobos y que permite tomar una pieza de varios puntos de forma tal que dicha pieza reduzca su longitud a flexión y la carga axial (Figura 03).



Tortugas: Accesorios para trasladar objetos pesados sobre superficies planas. Tienen sistemas de rodamiento con gran capacidad de carga y poca fricción. También se pueden utilizar placas metálicas con grasa.

Perno de nivelación: Accesorio que se coloca en la base de una columna desde su fabricación para ajustar el nivel de desplante de ésta, corrigiendo posibles diferencias por el trazado en campo.



Armadura de montaje: Trabe provisional generalmente formada por armaduras metálicas sobre la cual se apoya la punta de una trabe de gran longitud que corre sobre tortugas para cruzar al extremo contrario de una hondonada.

Tirford: Malacate mecánico y manual para jalar la carga hasta el punto deseado.



Grilletes: Anillo que sujeta cables de izaje o estrobos con la oreja del prefabricado (Figura 06).

Gatos: Gatos hidráulicos o de arena en forma de botella para levantar o empujar, o descender elementos de gran peso.

Puntal o pie derecho: Elemento de apoyo provisional para mantener en posición vertical un elemento pendiente de conectarse definitivamente.

Barriletes de izaje: Dispositivo con cuerda interior, anclado al prefabricado. Sirve para alojar a un tornillo que sujeta una oreja de izaje con articulación doble o sencilla.

TOLERANCIAS Y HOLGURAS.

Tolerancia es el margen de imprecisión aceptado en las dimensiones de los elementos prefabricados originado por procedimientos constructivos o por error, mientras que holgura es el espacio libre entre las piezas que se debe prever desde el proyecto ejecutivo para hacer posible el ensamble. Por lo tanto a mayores tolerancias permitidas, mayores deberán ser las holguras.

Las tolerancias pueden variar dependiendo de los aspectos que a continuación se mencionan:

Dimensiones del prefabricado: a mayores dimensiones del elemento, mayores tolerancias y holguras, no sólo por posibles errores, sino por facilidad de maniobra.

Dirección de la medición: la importancia de la precisión depende si se mide el ancho, el peralte o la longitud.

Tipo de construcción: por razones arquitectónicas, estéticas o de instalaciones y acabados, las edificaciones requieren de mayor precisión que los pasos o puentes vehiculares.

Tipo de prefabricado: los precolados de fachada requieren de tolerancias menores, así como los elementos estructurales que tienen acabados aparentes.

Dependencia u orden de secuencia: la posición de los elementos de los cuales dependerá el apoyo de más elementos montados posteriormente, requiere de mucha precisión porque los errores se acumulan. Así, un error en la cimentación afectará al resto de la estructura.

Por lo anterior, es necesaria la consideración de holguras desde el proyecto ejecutivo para posibles correcciones durante el montaje y para facilitar el ensamble o la introducción de elementos prefabricados. De igual forma, las posibles irregularidades que parecieran insignificantes en los perfiles de los prefabricados requieren de considerar holguras en el ancho de elementos ya que de lo contrario, cuando estas se acumulan al final, tienen errores tan grandes que imposibilitan la colocación de los últimos elementos.

SEGURIDAD.

La seguridad en el montaje empieza con la correcta planeación del proyecto. El responsable delegará las funciones del trabajo e instruirá al resto de la brigada acerca de cualquier riesgo.

Planos de Montaje. Repasar los planos de montaje y los planes de seguridad. Este repaso debe considerar la configuración global de la estructura, pensando en asegurar el elemento para que quede estable durante la fase de la construcción sin liberar los estobos hasta haber colocado en posición definitiva a la pieza asegurando su estabilidad y revisando la sucesión de la construcción para no obstaculizar fases futuras ni concurrentes de otras brigadas.

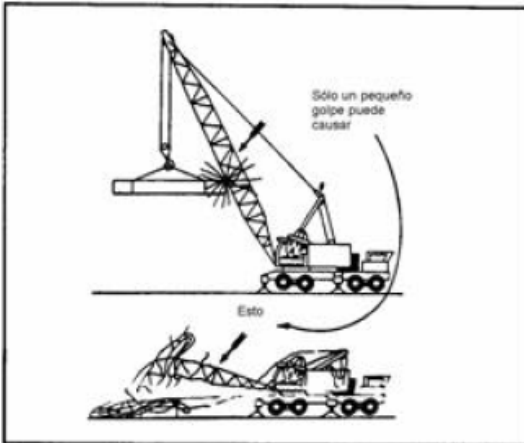
Accesos. Revisar los accesos para grúa y tractocamión verificando que se puedan desplazar seguramente sin ser limitados por excavaciones, líneas de corriente aéreas o subterráneas, tuberías, tanques o túneles. Determinar las áreas de trabajo de la grúa y verificar que la capacidad del suelo es adecuada. En caso de taludes, determinar la distancia a la que la grúa deba colocarse. Algunos problemas se podrán solucionar reduciendo el tamaño de la grúa, utilizando camas de madera y apuntalando para distribuir las cargas de los estabilizadores. Verificar que el acceso o tránsito de las vías públicas se puedan realizar con seguridad, en caso necesario solicitar los permisos de obstrucción a la dependencia correspondiente.

Secuencia de la obra. Programar la secuencia de montaje de forma lógica y ordenada. Se debe evitar realizar el montaje al mismo tiempo y en el mismo sitio que otras actividades en la obra. En edificaciones de varios niveles, se debe mantener un número designado de pisos desalojados de todo personal en el área bajo los trabajos de giro y colocación de piezas. Se recomienda un mínimo de dos pisos completos, y para elementos pesados, como columnas con potencial alto de perforar una losa se deben considerar pisos adicionales. Verificar que el lapso de cada operación y el tamaño de la brigada sean tales que no resulten inseguros para las operaciones posteriores.

Dispositivos de montaje. Obtener el peso de los componentes de concreto a levantar y verificar que los accesorios y dispositivos son de la capacidad requerida considerando el ángulo de los estobos. Revisar que el número de hilos de levante responde a lo requerido de acuerdo con la capacidad garantizada por el fabricante. Las herramientas de montaje se diseñan con factores de seguridad mayores o iguales a cinco.

El aparejo de estobos. Deberá estar dispuesto de forma tal que el centro de gravedad coincida con la proyección del cable de levante, por lo que hay que revisar que el tamaño sea adecuado para generar un ángulo de 45° a 60°, sobre todo en montaje de tabletas o losas en que el estobo podría resbalar. Asegurarse que los grilletes son de la capacidad requerida por la fuerza de la componente resultante. Comúnmente hay que levantar un elemento de más de dos puntos de izaje, por lo que hay que asegurar que la disposición de los aparejos distribuye la carga de la manera en que fue concebida. Al mismo tiempo se debe considerar que en todo el proceso el tirón de levante no exceda los esfuerzos permisibles en ninguna parte de los accesorios de montaje.

Cuidados de la pluma. Asegúrese que la carga no golpee la pluma o los equipos y nunca permita que ésta golpee o toque cualquier estructura (Fig. 15). El contacto de la pluma con cualquier objeto requerirá una evaluación previa para poner a la grúa nuevamente en servicio. El daño en la grúa durante la operación deberá ser reparado de acuerdo con las especificaciones del fabricante usando soldaduras certificadas. Se requiere de reinspección y pruebas de carga después de que se concluya la reparación y se pide una certificación antes de que la unidad pueda regresar al servicio.



Líneas de transmisión eléctrica. Si existen líneas de alta tensión en la zona próxima al montaje (Figura 16), se debe revisar que en ningún caso se acerque ningún elemento (segmento de pluma, estrobos o la pieza prefabricada). Si lo anterior es inevitable, se deberán liberar de energía eléctrica. Si se necesita utilizar el espacio que ocupan los cables de energía eléctrica, se deberá tramitar con oportunidad el retiro de las líneas ante la institución correspondiente. En caso que sólo se requiera aproximarse a las líneas de corriente, también se puede solicitar que la institución realice el trabajo de aislamiento provisional de los cables para trabajar con seguridad, de acuerdo con la tensión de las líneas y sus especificaciones. Si una parte de una grúa hace contacto con una línea de alta tensión, las personas que trabajan en la proximidad de la máquina están en peligro de ser electrocutadas. El contacto con líneas de alto voltaje es la principal causa de muertes relacionadas con el uso de grúas.

Las guías de la siguiente tabla son de distancias mínimas recomendadas que se deben mantener tanto para las grúas en tránsito como cuando se encuentra en labores de montaje.

Rango de voltaje de línea de poder, KV.	Distancia mínima requerida en metros (cuando la grúa esté trabajando)	Distancia mínima requerida en metros (mientras esté en tránsito)
Hasta 50	3.00	1.20
De 50 a 200	4.60	3.00
De 200 a 350	6.10	3.00
De 350 a 500	7.60	4.90
De 500 a 750	10.70	4.90
De 750 a 1000	13.70	

Grúas con carga en movimiento. Cuando las condiciones de la obra así lo requieran, se deben considerar los siguientes puntos en las maniobras de grúas en movimiento con carga.

Nunca enrolle el cable con el que sujeta carga en las manos o cuerpo.

Evite viajar con pesos cercanos a la capacidad de carga.

Coloque la pluma alineada con la dirección del viaje. Siempre que sea posible, lleve la carga en la parte trasera y amárrela a la grúa para protegerla de oscilaciones y balanceos (Figura 17).

Evite irregularidades que pudieran causar que la grúa se ladee y oscile lateralmente.

Mantenga la carga tan cerca del terreno como sea práctico.

Evite paradas y arranques súbitos.

Viaje con una velocidad baja. Dar vueltas solamente si es necesario.

Mantenga la presión especificada de las llantas.

Ponga la pluma en el ángulo más alto posible (use el radio más pequeño posible).

Obstrucciones. El área de izaje deberá estar limpia de toda obstrucción. El operador de la grúa debe tener una visión clara de todas las obstrucciones y del área bajo el elemento.

SEÑALIZACIÓN Y ABANDERAMIENTO.

Para asegurar una correcta señalización y abanderamiento es necesario asignar responsabilidades para cada actividad, definiendo:

Quién instalará y moverá las barreras y señalamientos de seguridad controlando el acceso a la zona de trabajo.

Quién colocará los señalamientos en pisos montados y alrededor de huecos en techumbres.

Asignar una brigada para guía y abanderamiento de equipos pesados en movimiento, sobre todo cuando es necesario invadir zonas de la vía pública ya sea en forma estacionaria o para maniobras de acceso y colocación.

Establecer quién proveerá iluminación suficiente.

Asegurarse que el programa de comunicación de riesgos ha sido difundido a todo el personal de la obra.

Grúa Torre

Descripción:

Es un aparato de elevación de funcionamiento discontinuo, destinado a elevar y distribuir las cargas mediante un gancho suspendido de un cable, desplazándose por un carro a lo largo de una pluma.

La grúa es orientable y su soporte giratorio se monta sobre la parte superior de una torre vertical, cuya parte inferior se une a la base de la grúa. La grúa torre suele ser de instalación temporal, y esta concebida para soportar frecuentes montajes y desmontajes, así como traslados entre distintos emplazamientos. Se utiliza sobretodo en las obras de construcción.

Partes

Mástil:

Consiste en una estructura de celosía metálica de sección normalmente cuadrada, cuya principal misión es dotar a la grúa de altura suficiente. Normalmente esta formada por módulos de celosía que facilitan el transporte de la grúa. Para el montaje se unirán estos módulos, mediante tornillos, llegando todos unidos a la altura proyectada. Su forma y dimensión varía según las características necesarias de peso y altura.

En la parte superior del mástil se sitúa la zona giratoria que aporta a la grúa un movimiento de 360º horizontales. También según el modelo puede disponer de una cabina para su manejo por parte de un operario.

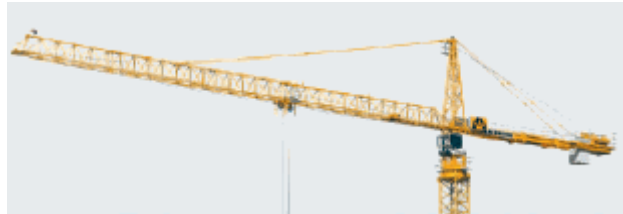
Para el acceso de operarios dispondrá de una escalera metálica fijada a la estructura.

Flecha:

Es una estructura de celosía metálica de sección normalmente triangular, cuya principal misión es dotar a la grúa del radio o alcance necesario. Su forma y dimensión varía según las características necesarias de peso y longitud. También se le suele llamar pluma.

Al igual que el mástil suele tener una estructura modular para facilitar su transporte.

Para desplazarse el personal especializado durante los trabajos de montaje, revisión y mantenimiento a lo largo de la flecha dispondrá de un elemento longitudinal, cable fiador, al que se pueda sujetar el mosquetón del cinturón de seguridad.



Contra flecha:

La longitud de la contra flecha oscila entre el 30 y el 35 % de la longitud de la pluma. Al final de la contra flecha se colocan los contrapesos. Esta unido al mástil en la zona opuesta a la unión con la flecha. Está formada una base robusta formada por varios perfiles metálicos, formando encima de ellos una especie de pasarela para facilitar el paso del personal desde el mástil hasta los contrapesos. Las secciones de los perfiles dependerán de los contrapesos que se van a colocar.



Contrapeso:

Son estructuras de concreto prefabricado que se colocan para estabilizar el peso y la inercia que se produce en la flecha grúa. Deben estabilizar la grúa tanto en reposo como en funcionamiento.

Tanto estos bloques como los que forman el apoyo deben de llevar identificado su peso de forma legible e indeleble.

Apoyo:

Puede estar formada por una zapata enterrada o bien por varias piezas de concreto prefabricado en la base de la grúa. Su misión es estabilizar la grúa frente al peso propio, al peso que pueda trasladar y a las condiciones ambientales adversas (viento).



Carro:

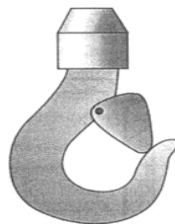
Consiste en un carro que se mueve a lo largo de la flecha a través de unos carriles. Este movimiento da la maniobrabilidad necesaria en la grúa. Es metálico de forma que soporte el peso a levantar.



Cables y gancho:

El cable de elevación es una de las partes más delicadas de la grúa y, para que dé un rendimiento adecuado, es preciso que sea usado y mantenido correctamente. Debe estar perfectamente tensado y se hará un seguimiento periódico para que, durante su enrollamiento en el tambor no se entrecruce, ya que daría lugar a aplastamientos.

El gancho irá provisto de un dispositivo que permite la fácil entrada de cables de las eslingas y estobos, y de forma automática los retenga impidiendo su salida si no se actúa manualmente.



Motores:

La grúa más genérica está formada por cuatro motores eléctricos:

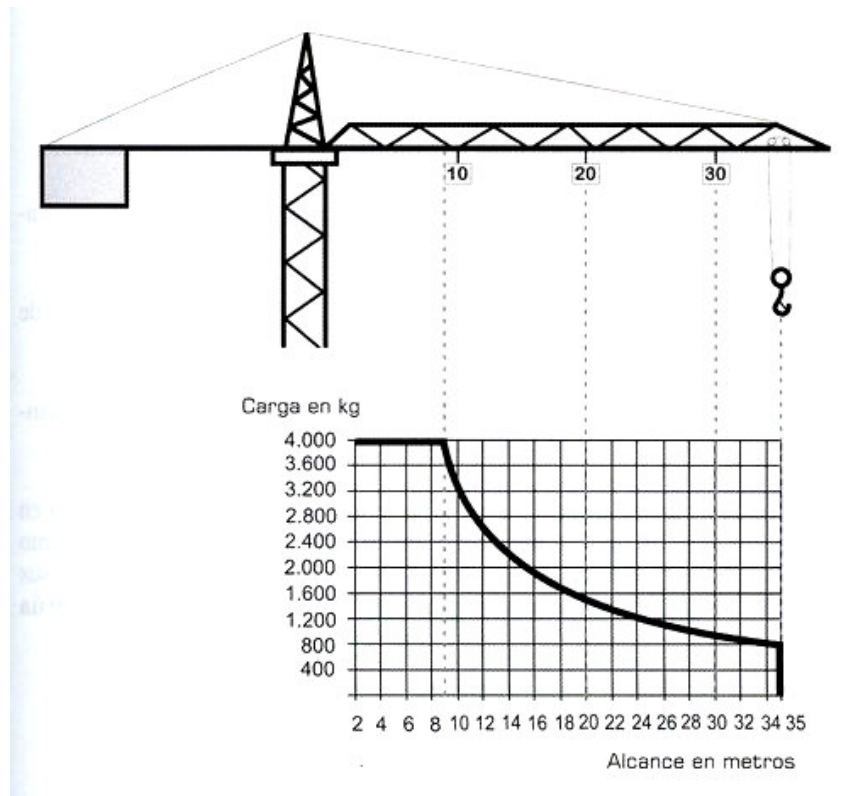
Motor de elevación: permite el movimiento vertical de la carga.

Motor de distribución: da el movimiento del carro a lo largo de la pluma.

Motor de orientación: permite el giro de 360°, en el plano horizontal, de la estructura superior de la grúa.

Motor de translación: desplazamiento de la grúa, en su conjunto, sobre carriles. Para realizar este movimiento es necesario que la grúa este en reposo.

Diagrama de cargas y alcances de la Grúa Torre.



Grúas montadas sobre ruedas.

El elemento básico del montaje es la grúa montada sobre ruedas, este tipo de grúa puede tener una capacidad hasta de 300 toneladas y tiene gran facilidad de maniobras, las alturas pueden ser más de 25 metros con un radio de acción mayor de 15 metros. Estas grúas son relativamente rápidas para moverse de un lugar a otro, pero conforme aumenta la distancia a la que tiene que moverse, aumenta considerablemente el problema de traslado. La única desventaja de estas grúas es la necesidad de un suelo firme, compacto y sensiblemente horizontal para poder calzarlas.



Grúas montadas sobre orugas.

Las grúas montadas sobre orugas también son adecuadas para elevación de elementos prefabricados, ya que son móviles y tienen la ventaja de trabajar en suelos accidentados, además estas grúas no requieren de calzadores para poder estabilizarlas y son muy adecuadas para hincar pilotes. Sus desventajas radican en no poder circular sobre los pavimentos de concreto ya que los perjudican y, por lo tanto, requieren de un camión con plataforma para que las transporten, además de requerir de otro camión para que lleve los tramos de pluma y demás accesorios complementarios.

Grúas de mástil.

Esta grúa está formada básicamente por una columna de acero que descansa sobre una base de acero en forma de "T", a la cual está unida mediante una articulación, esta articulación es la que permite que el mástil se incline hacia delante y hacia atrás. La parte posterior del mástil está unida a una estructura de acero que tiene como finalidad contener el mástil desde atrás e impedir su vuelco cuando se inclina, además el mástil también se sujeta con dos cables laterales.



Derricks.

Los Derricks, son maquinarias de elevación muy eficientes ya que pueden manejar elementos de concreto con carga mucho mayores, así como elevadas alturas y distancias horizontales considerablemente grandes. Los hay fijos y móviles, aunque la desventaja de los Derricks fijos es el limitado radio de acción con que se cuenta. El costo de montaje de estas grúas es usualmente alto, por lo que su empleo resulta costeable solamente para grandes construcciones.



9.4 JUNTAS Y CONEXIONES.

Introducción

Donde quiera que se ensamblen elementos de concreto precolado en una estructura, deben diseñarse y ejecutarse las juntas y conexiones de modo que funcionen continuamente a lo largo de vida de la estructura, de la manera que se proyectó en el diseño; en otras palabras, si la conexión es para una junta de expansión, debe asegurarse la libertad de movimiento, sin importar el movimiento externo, las cargas o los efectos del tiempo.

Para que las construcciones de concreto precolado tengan éxito es esencial tener juntas detalladas y ejecutadas adecuadamente. Estas deben detallarse de modo que satisfagan los requisitos de diseño para la transmisión del aplastamiento, el cortante, el momento etc.

9.4.1 JUNTAS.

Muchas de las dificultades que se han presentado durante el uso del concreto pretensado y postensado tiene su origen en las juntas de construcción; las caras de concreto de dichas juntas deben prepararse adecuadamente, para que presenten una superficie áspera que pueda transmitir el cortante.

Las juntas deben detallarse de modo que se cumplan los requisitos de diseño para la transmisión del aplastamiento y el cortante; su construcción e inspección deben ser fáciles bajo las condiciones reales del lugar de la obra.

Si existen juntas entre segmentos precolados que estén sujetas a inversión de esfuerzos en cualquier sección, según el criterio de diseño, deben detallarse para restringir adecuadamente el movimiento y deben contar con material flexible en los bordes, para evitar descascamientos o fatiga.

Como la conexión adecuada de los segmentos es esencial para la seguridad y funcionamiento de la estructura, presentaremos una descripción de las técnicas aceptables para realizar las juntas.

1. Juntas de concreto coladas en sitio. Este tipo de juntas representan el método más común para unir los segmentos precolados como concreto monolítico; la longitud de la junta se establece de modo que se permita el empalme de las varillas de acero de refuerzo, el ancho de las juntas es de 45 a 60 cm. Deben emplearse soldaduras concéntricas y en caso de usar soldaduras excéntricas hay que tomar en cuenta el efecto de dicha excentricidad.

2. Juntas de concreto "fino" colado. El espesor de este tipo de juntas no debe ser menor de 7.5 cm; en ellos no se usan empalmes de acero de refuerzo, pero los ductos deben empalmarse y conservarse abiertos.
3. Juntas de morteros compactado. Estas juntas se utilizaron en el pasado, pero no se recomiendan debido a los problemas de concentración de carga; si se utilizan deben tener un espesor de 1 a 2.5 cm. y las caras deben estar limpias y sin salientes.
4. Juntas flexibles de mortero. Este tipo de juntas se usan frecuentemente cuando se coloca un segmento precolado encima de otro. Los bordes pueden sellarse y protegerse contra las concentraciones de carga y descascaramiento mediante una tira perimetral compresible, como neopreno o fibra de cartón impregnada con asfalto. Se aplica después una capa delgada de mortero en la superficie
5. Juntas "secas" (ajuste exacto). Cada vez se utilizan más estas juntas para unir elementos precolados, ya que permiten un avance rápido, asegurando propiedades uniformes del concreto en la junta y no son afectadas por el clima.
6. Juntas secas con recubrimiento epóxico, o juntas pegadas. Estas juntas se forman de la misma manera que las juntas secas; por lo general, el segmento se ajusta asegurándose que sea perfecto y se separa después, aplicando un compuesto epóxico de fraguado relativamente lento.
7. Juntas soldadas. Durante el colado de los elementos, pueden ahogarse vigas o perfiles de acero en los segmentos precolados, dejándolos sobresalir en los extremos; después del montaje o ensamble, puede colocarse un perno, como en las estructuras metálicas y hacer una conexión totalmente soldada o atornillada, ahogando después la junta en el concreto.
8. Transmisión del cortante. Las superficies ásperas formadas con chorro de arena martillado, cepillado o sopleteado, pueden usarse para transmitir cortante de la cara precolada de una junta en la cara colada en sitio de la misma y en la mayoría de los casos son suficientes para este efecto.
9. Acabado y color. Las caras exteriores de las trabes hechas de elementos en segmentos pueden mostrar claramente la junta o de otro modo, hacer los intentos necesarios para hacer desaparecer la junta dentro de los segmentos. La junta se puede acentuar por medio de chaflanes, también es necesario uniformar el acabado y el color.
10. Contracción en las juntas. La contracción de las juntas pueden presentarse en las juntas coladas en sitio o en las juntas con relleno. Por lo general, las grietas ocasionadas por la contracción pueden evitarse, curando con agua el concreto de la junta hasta la aplicación del presfuerzo o bien utilizando una superficie recubierta con material epóxico.

9.4.2 CONEXIONES.

Conexiones para miembros de concreto precolados y postensados, en edificios.

Los materiales que se usan en las conexiones consisten en ensambles de acero estructural (ángulos, placas y barras), acero de refuerzo (de diferentes grados y puntos de cedencia), tendones de presfuerzo (de alambre, torones y varillas especiales), materiales epóxicos (y compuestos orgánicos similares), lechada de cemento, concreto y neopreno. La distribución de esfuerzos dentro de los detalles de conexión es muy compleja y requiere de un análisis cuidadoso en vista del criterio total de diseño.

En el caso de las estructuras prefabricadas, los efectos de las variaciones en la fabricación y el montaje, o los asentamientos diferenciales, o los movimientos térmicos, se concentran en las juntas.

La mayor parte de las dificultades y problemas que se presentan en los ensambles de concreto precolado y presforzados para edificios se encuentran en las conexiones.

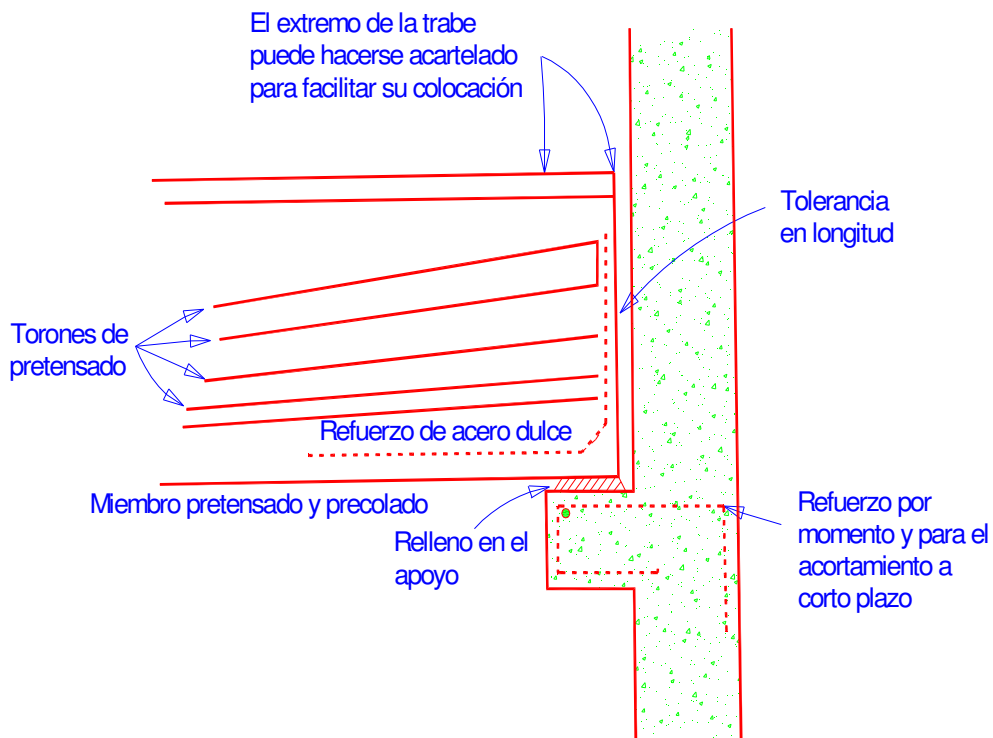


Figura1. Detalle típico de apoyo; losa o trabe sobre un muro.

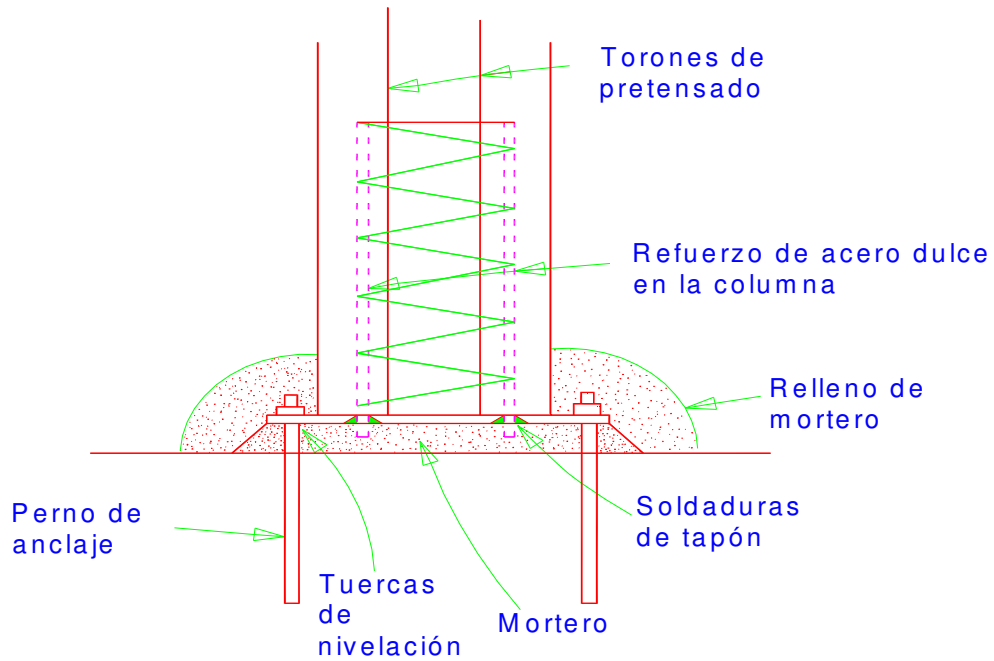


Figura 2. Detalle típico de la base de una columna.

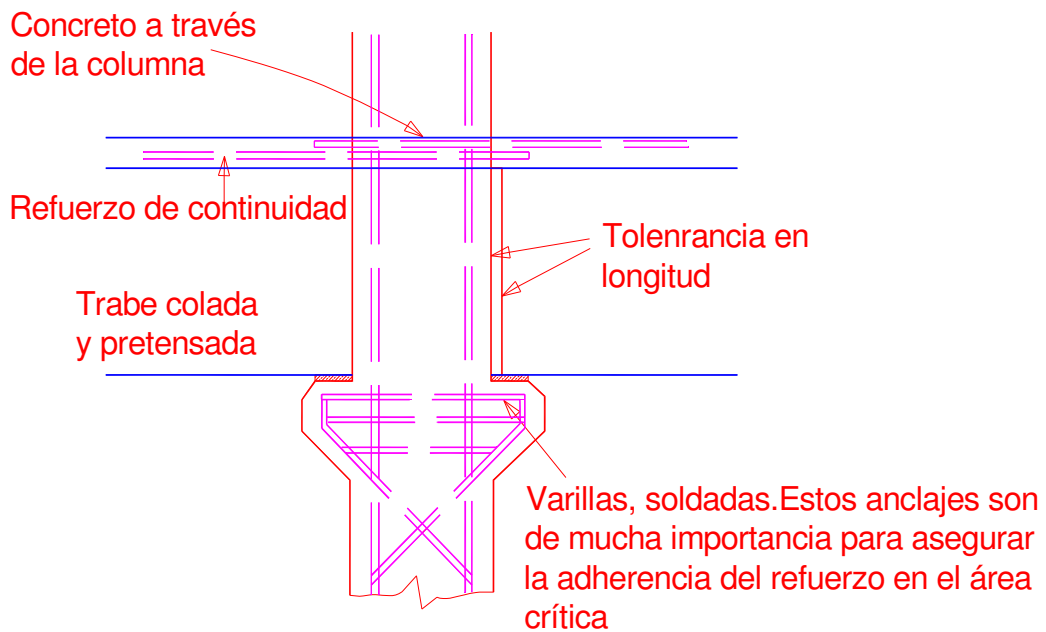


Figura 3. Conexión de trabe a columna.

Sin embargo, existen algunos principios sobresalientes. Las conexiones deben diseñarse y ejecutarse de manera que:

Transmitan el aplastamiento, el cortante, el momento, la tensión axial y la compresión axial.

Absorben los cambios de volumen debido al flujo plástico, la contracción y la temperatura.

Se adapten a todas las combinaciones de carga de diseño.

Acepten las sobrecargas, es decir, la carga última de diseño, conductilidad, de manera que no se presenten fallas en las juntas y conexiones.

Lleven a cabo continuamente su función de conexión según el diseño, de expansión, de continuidad, articulada, etc.

Tengan suficiente protección contra la corrosión y el fuego.

Asegurar la impermeabilidad, cuando esto sea necesario, bajo las condiciones de viento y cambios de volumen máximo.

Sean prácticas y económicas para fijarlas a los miembros y durante el montaje.

Con mucha frecuencia se comenten errores al ahogar o fijar la conexión en el concreto; generalmente, a causa de esto se presenta una zona de cortante alto y también de esfuerzos transversales de tensión, debido al presfuerzo. La mayoría de estas dificultades pueden vencerse aumentando la longitud de anclaje y usando libremente los estribos o las espirales de refuerzo.

La soldadura de las conexiones, debido al calor pueden ocasionar astillamientos del concreto; éstos pueden reducirse al mínimo seleccionando cuidadosamente los electrodos y la previsión de una longitud adecuada para el acero de conexión.

Las diversas formas de conexiones que se han desarrollado y utilizado con éxito están incluidas dentro de una de las siguientes teorías:

Placas y ángulos de acero, soldados a las varillas de presfuerzo o a los anclajes.

Tornillos colocados dentro de tubos en el concreto o a través de placas ahogadas en el mismo.

Dovelas asentadas en los agujeros correspondientes del miembro adyacente fijadas con lechada de baja contracción, o con material epóxico.

Conexiones tipo “enchufe”, colocado el miembro precolado y fijándolo con lechada de cemento o concreto.

Juntas de concreto colados en sitio, en las que se ahogan las varillas de refuerzo sobresalientes de los miembros precolados.

Varillas u otro tipo de tendones postensados.

Colgantes de acero prefabricados.

Juntas “pegadas” con material epóxico.

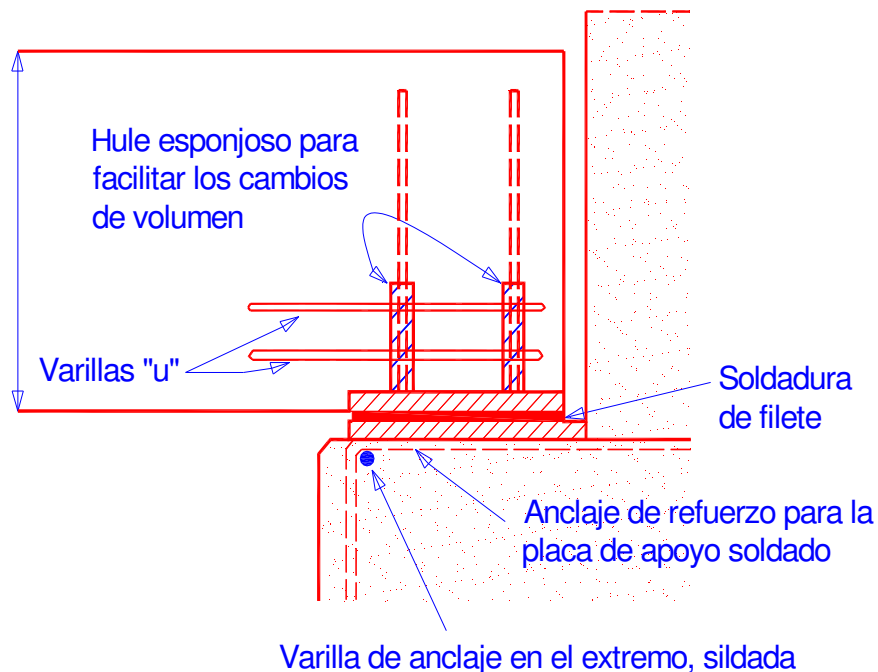


Figura 4. Conexión soldada; trabe a columna.

CONCLUSIONES.

Es necesario que el ingeniero civil comprenda los conceptos básicos del concreto presforzado para que tenga un buen criterio en el diseño de estos elementos, pues en nuestro país el desarrollo de esta técnica tiene cada vez un auge mayor.

Gracias a la combinación del concreto y el acero de presfuerzo es posible producir en un elemento estructural esfuerzos y deformaciones que se contrarresten total o parcialmente con los producidos por las cargas, lográndose así diseños muy eficientes. Los elementos que se pueden obtener son más esbeltos y eficientes.

Existen aplicaciones que solo son posibles gracias al empleo del concreto presforzado como el caso de puentes sobre avenidas con tránsito intenso o de claros muy grandes.

El concreto presforzado permite que el diseñador controle las deflexiones y grietas al grado deseado. Como se observó, el uso de materiales de alta resistencia y calidad son necesarios en la fabricación de elementos de concreto presforzado ya que si estos no cumplen con las características requeridas podrían fallar en cualquiera de las etapas críticas.

Así también, es necesario el uso de torones los cuales proporcionan una resistencia mucho mayor que el acero ordinario, con el objetivo de presforzar a altos niveles y lograr que un elemento de concreto presforzado sea eficiente.

Si bien es cierto se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta, mayor inversión inicial, diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc.), Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.

Asimismo, hay mas ventajas que desventajas como son: El tener una mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión, lo cual permite la utilización de materiales de alta resistencia, elementos más eficientes y esbeltos y menos material, mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie).

Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados. Mayor rapidez en elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite abatir tiempos de construcción sin sacrificar la calidad de la misma.

BIBLIOGRAFÍA.

- Guía del usuario del concreto profesional cemex.
- Steven h. Kosmatka, beatriz kerkhoff, willam c. Panarese, y jussara tanesi., diseño y control de mezclas de concreto, pca(pórtland cement association)
- Elementos y Estructuras Presforzadas, Alfonso Olvera López, editorial: continental.
- Concreto Presforzado, narbey khachaturian, german gurfinkel, editorial: diana.
- El calculo de las Estructuras de Concreto Presforzado, t. Y. Lin, compañía editorial continental s.a.
- Historia de la Arquitectura, editorial novaro, méxico s.a., h.r. Hitchcoch, seton lloyd, andrew boyd, john jacobus, david talbot rice, norbert lynton, andrew carden, philip ranson, primera edicion, mexico d.f. 03 noviembre de 1965
- Introducción al Concreto Presforzado, A.H. Allen, editorial: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
- Hormigón Pretensado, M. Payá Peinado, editoria: CEAC
- Newman k., j.b. Newman “failure theory and design criteria for plain concrete” southampton 1969.
- Stankowsky t., k. H. Gerstle “simple formulation of concrete behavior under multi axial load histories”; journal of the american concrete institute, detroit 1985.
- González Cuevas, Robles Fernández. Aspectos fundamentales concreto reforzado 4ta ed., apéndice c; méxico.
- Jiménez montoya, p., hormigón armado, tomo II
- Grupo Industrial Aceros (CAMESA) www.Camesa.com.mx , Margarita Maza de Juárez No. 154 Col. Industrial Vallejo C.P. 07700 Mexico D.F.
- Cemento y Concreto Prefabricados Pretencreto www.pretencreto.com.mx , Convento de Tepozotlan No. 13-1 Jardines de Santa Monica, Tlalnepantla Edo. De México. C.P. 54050
- Union Presforzadora, S.A. de C.V. Camino a San Isidro del Progreso S/N San Juan Teotihuacan, Edo. De México. www.ticonsa.com.mx
- Concretos lacosa www.construye.com/lacosa
- Cementos Moctezuma www.cmoctezuma.com.mx Planta Tepetzingo Cuernavaca Morelos
- [Http://www.arqhys.com/arquitectura-babilonica.html](http://www.arqhys.com/arquitectura-babilonica.html)
- [Http://www.anippac.org.mx/2005/seccion01.2.html](http://www.anippac.org.mx/2005/seccion01.2.html)
- www.prodinsa.com.mx