

25



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

**ARAGON**

**INFLUENCIA DE LOS AGREGADOS GRUESOS  
UTILIZADOS EN LA FABRICACION DE CONCRETO  
NORMAL**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A N :

**JOSE NARCISO RUIZ HERNANDEZ**

**ARMANDO GONZALEZ ERNESTO**

ENEP



ARAGON

SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO NOVIEMBRE 1999

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

27/1/85



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON  
DIRECCION

ARMANDO GONZÁLEZ ERNESTO  
P R E S E N T E.

En contestación a la solicitud de fecha 16 de marzo del año en curso, presentada por JOSÉ NARCISO RUIZ HERNÁNDEZ y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ PAULO MEJORADA MOTA pueda dirigirles el trabajo de tesis denominado, "INFLUENCIA DE LOS AGREGADOS GRUESOS UTILIZADOS EN LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO NORMAL", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 5 de abril de 1999.

EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VAZQUEZ



c c p Secretaría Académica.  
c c p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.  
c c p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/vr

*Handwritten initials and signature*



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN  
DIRECCION

JOSÉ NARCISO RUIZ HERNÁNDEZ  
P R E S E N T E.

En contestación a la solicitud de fecha 16 de marzo del año en curso, presentada por ARMANDO GONZÁLEZ ERNESTO y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ PAULO MEJORADA MOTA pueda dirigirles el trabajo de tesis denominado, "INFLUENCIA DE LOS AGREGADOS GRUESOS UTILIZADOS EN LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO NORMAL", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 5 de abril de 1999  
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEYVA VAREZQUEZ



- c c p Secretaría Académica.
- c c p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- c c p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/vr

**INFLUENCIA DE LOS AGREGADOS GRUESOS UTILIZADOS EN LA  
FABRICACION DEL CONCRETO NORMAL**

## AGRADECIMIENTOS

*A mis padres:*

*Juan Ruiz Rodríguez*

*Y*

*Ma. De Jesús Hernández Vda. De Ruiz*

*Con mucho cariño y respeto a la memoria de mi Padre, quien dedicó toda su vida a impulsar la superación y los estudios de todos sus hijos y a apoyarlos en todo lo que fuera necesario.*

*A mi Madre, por el infinito apoyo y comprensión que durante toda la vida he recibido de ella, y por la bondad y el amor con el que me crió al lado de mi padre.*

*A mis hermanos*

*Sara Ruiz Hernández*

*Y*

*Augusto Cesar Ruiz Hernández*

*Por haber depositado su confianza y apoyo en mi persona y ser siempre un ejemplo a seguir en la vida*

*A mis hermanos*

*Gonzalo Jaime Ruiz Hernández*

*Acacio Enrique Ruiz Hernández*

*Araceli Ruiz Hernández*

*Juan Armando Ruiz Hernández*

*Por todas las enseñanzas que recibí de ellos, Por haberme apoyado siempre que lo necesité y por ser para mi los mejores amigos que uno pudiera tener en sus hermanos*

## *AGRADECIMIENTOS*

*A mi cuñado*

*Eduardo Hernández Caballero*

*Por el invaluable apoyo que siempre he recibido de él y por ser más que un cuñado, un amigo o un hermano para mí.*

*A mi cuñada*

*Ma. Cristina Hernández Delgado*

*Por la confianza que siempre deposito en mí y por sus invaluable consejos.*

*A mi asesor de tesis*

*Ing. José Paulo Mejorada Mota*

*Por habernos dedicado su tiempo y sus conocimientos durante la realización de este trabajo de tesis*

*A mi universidad*

*A la ENLP ARAGON y a los señores profesores por haberme transmitido sus conocimientos para la realización de mi carrera profesional.*

## **INDICE**

	<b>PAGINA</b>
<b>CAPITULO 1</b> Introducción	1
<b>CAPITULO II</b> Antecedentes y conceptos básicos	4
<b>CAPITULO III</b> Concreto normal	42
<b>CAPITULO IV</b> Agregados gruesos	82
<b>CAPITULO V</b> Pruebas de laboratorio aplicadas a los agregados gruesos	209
<b>CAPITULO VI</b> Métodos para la dosificación del concreto normal	242
<b>CAPITULO VII</b> Dosificación y fabricación de especímenes de concreto con diferentes Agregados	272
<b>CAPITULO VIII</b> Especímenes de concreto sometidos a la prueba de compresión y resultados	296
<b>CAPITULO IX</b> Conclusiones	303
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	307



# *CONTENIDO*

---

## CAPITULO I INTRODUCCIÓN

## CAPITULO II. ANTECEDENTES Y CONCEPTOS BASICOS

**II.1.** -Antecedentes generales de los agregados pétreos

**II.2** -Antecedentes históricos de la utilización de los agregados gruesos

**II.3** -Historia del cemento y del concreto

**II.4.**-Generalidades del cemento portland **II.4.1** Fabricación del cemento portland, **II.4.2** Composición del cemento portland, **II.4.3** Tipos de cemento portland, **II.4.4** Reacción Por hidratación, **II.4.5** Hidratación del cemento, **II.4.6** Hidrato de silicato de calcio, **II.4.7** El hidrato de aluminato tricálcico y la acción del yeso, **II.4.8** Mecanismo de la hidratación, **II.4.9** Calor de hidratación, **II.4.10** Fraguado, **II.4.11** Fraguado falso, **II.4.12** Usos modernos, **II.4.13** Características del concreto, **II.4.14** Concreto fresco, **II.4.15** Concreto endurecido, **II.4.16** Concreto óptimo y durable.

## CAPITULO III CONCRETO NORMAL

**III.1** - Concreto fresco: **III.1.1** Definición de trabajabilidad, **III.1.2** La necesidad de trabajabilidad suficiente trabajabilidad, **III.1.3** Factores que afectan la trabajabilidad, **II.1.4** Medición de trabajabilidad, **II.1.4.a** Prueba de revenimiento, **III.1.4.b** Prueba de factor de compactación, **III.4.c** Prueba de fluidez, **III.4.d** Prueba de remoldeo, **III.4.e** Segregación, **III.4.f** Sangrado.

**III.2.**- Resistencia del concreto: **III.2.1** Relación agua-cemento, **III.2.2** Agua efectiva en la mezcla, **III.2.3** Naturaleza de la resistencia del concreto, **III.2.3.a** Resistencia a la tensión, **III.2.3.b** Agrietamiento y falla por compresión, **III.2.3.c** Microagrietamiento, **III.2.3.d** Influencia del agregado grueso en la resistencia, **III.2.3.e** Influencia de la riqueza de la mezcla sobre la resistencia, **III.3** Efecto de la edad sobre la resistencia del concreto.

## CAPITULO IV. AGREGADOS GRUESOS

**IV.1.**-Propiedades de los agregados

**IV.2.**-Clasificación general del agregado

**IV.3.**-Clasificación de los agregados naturales

**IV.4.**-Agregados artificiales

**IV.5.**- Muestreo

**IV.6.**-Forma y textura de las partículas

**IV.7** -Adherencia del agregado

**IV.8.**-Resistencia del agregado

**IV.9.**-Otras propiedades mecánicas de los agregados

- IV.10.-Densidad**
- IV.11.-Peso volumétrico**
- IV.12.-Porosidad y absorción de los agregados**
- IV.13.-Contenido de humedad del agregado**
- IV.14.-Sustancias perjudiciales en el agregado:IV.14.1-Impurezas orgánicas, IV.14.2 Arcillas y otros materiales finos, IV.14.3 Partículas inestables**
- IV.15.-Consistencia del agregado**
- IV.16.-Reacción alcalí-agregado**
- IV.17.-Reacción alcalí-carbonato**
- IV.18.-Propiedades térmicas del agregado**
- IV.19.-Análisis granulométrico**
- IV.20.-Curvas granulométricas**
- IV.21.-Módulo de finura**
- IV.22.-Requisitos granulométricos**
- IV.23.-Granulometrías prácticas**
- IV.24.-Granulometría de agregados finos y gruesos**
- IV.25.-Agregado sobregraduado y subgraduado**
- IV.26.-Agregados de granulometría escalonada**
- IV.27.-Tamaño máximo del agregado**
- IV.28.-Empleo de mampuestos**
- IV.29.-Manejo del agregado.**

## **CAPITULO V. PRUEBAS DE LABORATORIO APLICADAS A LOS AGREGADOS GRUESOS**

- V.1.- Peso volumétrico**
- V.2.- Absorción del agregado**
- V.3.- Contenido de humedad**
- V.4.- Peso específico (Densidad)**
- V.5.- Módulo de finura**
- V.6.- Análisis granulométrico**

## **CAPITULO VI. METODOS PARA LA DOSIFICACION DEL CONCRETO NORMAL**

- VI.1.- Diseño de mezclas**
- VI.2.- Método Curvas de Abrahms**
- VI.3.- Método estadounidense para el diseño de mezclas "ACI"**
- VI.4.- Método calculo por volumen absoluto**
- VI.5.- Combinación de agregados para obtener una granulometría tipo**

## **CAPITULO VII. DOSIFICACION Y FABRICACIÓN DE ESPECIMENES DE CONCRETO CON DIFERENTES AGREGADOS**

**VII.1.-** Dosificación de la “Grava” utilizando “Método por curvas de Abrahms”

**VII.2.-** Dosificación del “Balasto” utilizando “Método por curvas de Abrahms”

**VII.3.-** Dosificación del “Tezontle” utilizando “Método por curvas de Abrahms”

**VII.4.-** Dosificación del “Boleo” utilizando “Método por curvas de Abrahms”

**VII.5.-** Fabricación de espécimenes de concreto

## **CAPITULO VIII. ESPECIMENES DE CONCRETO SOMETIDOS A LA PRUEBA DE COMPRESION Y RESULTADOS**

**VIII.1.-** Prueba de compresión

**VIII.2.-** Resultados de la prueba de compresión

## **CAPITULO IX. CONCLUSIONES .**

**CAPITULO I**  
**INTRODUCCION**

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

Sin duda el concreto es el material que más se emplea en las obras de ingeniería civil, de aquí la importancia de estudiar los elementos que lo constituyen, los cuales son: Agregados finos, agregados gruesos, cemento y agua, sin embargo, dado lo extenso de la información que resultaría de estudiar a cada uno de los componentes en forma particular, este trabajo de investigación se baso únicamente en el estudio de las características de los agregados gruesos, así como la forma en que influyen en la resistencia final del concreto simple. No obstante, se presenta la información necesaria de los demás elementos mencionados anteriormente con la finalidad de comprender el tema a desarrollar, pero sin llegar a profundizar más de lo necesario, ya que, de otro modo el tiempo y los recursos necesarios estarían fuera de nuestro alcance

El objetivo de este trabajo de investigación, es dar a conocer al lector las características de los agregados gruesos, y la forma en que influyen en la resistencia final del concreto simple, a fin de poder producir un concreto que cumpla con las normas de: Buena calidad, durabilidad y economía. En el capítulo II inicia con los antecedentes generales e históricos de los agregados gruesos y la historia del cemento, así como las primeras edificaciones que utilizaron agregados gruesos en sus estructuras y una reseña de

la evolución del concreto a través de la historia, también en este capítulo se presentan algunos conceptos básicos, a fin de poder comprender información contenida en los capítulos subsecuentes. En el capítulo III esta contenida la información acerca del concreto normal, vista desde un punto de vista técnico, pero sin llegar a profundizar en temas que podrían ser de muy poca relevancia en cuanto los intereses de esta investigación. El capítulo IV está dedicado a todo lo que concierne a los agregados gruesos y sus principales usos en edificación y en la elaboración del concreto simple. Las pruebas de laboratorio se presentan en el capítulo V, y en el capítulo VI se presentan diversos métodos para el diseño de mezclas de concreto. Posteriormente en el capítulo VII se realiza un experimento utilizando cuatro diferentes agregados gruesos para fabricar sus respectivas muestras de concreto simple, las cuales fueron sometidas a una prueba de compresión simple, y los resultados se exponen en el capítulo VIII, para por último ofrecer las conclusiones en el capítulo IX.

Básicamente, la información reunida en este trabajo, se recabó de bibliografía de autores reconocidos, los cuales en su mayoría fueron recomendados por el Asesor del Seminario de Apoyo a la Titulación, impartido por el Ingeniero José Paulo Mejorada Mota. La estructuración y orden de los temas contenidos en esta tesis, fueron realizadas dentro de este seminario y desarrollados a lo largo del curso, siguiendo como guía la metodología expuesta en el mismo.

**CAPITULO II**  
**ANTECEDENTES Y CONCEPTOS BASICOS**

## CAPITULO II

### ANTECEDENTES Y CONCEPTOS BASICOS.

#### II.1 ANTECEDENTES GENERALES DE LOS AGREGADOS PETREOS

La tierra no es un cuerpo rígido y estático, se encuentra en un continuo estado de cambio, tanto en su interior como en la superficie. Fuerzas internas actúan creando rocas nuevas, mientras que en la superficie otras destruyen las formadas en el pasado.

En la actualidad se calcula que la tierra tiene una edad de por lo menos cuatro mil quinientos millones de años, según se ha determinado utilizando los métodos basados en la desintegración radiactiva de los isótopos naturales encontrados en los minerales de las rocas.

Se considera que el interior de la tierra esta compuesto de capas concéntricas de material rocoso, la corteza y el manto, que envuelven un núcleo central (figura II.1). Se cree que el movimiento de este material, en el interior de la tierra, es la causa de algunos de los procesos que se observan en la superficie

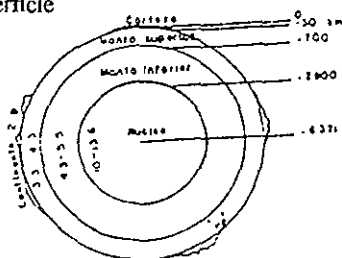


Figura II.1

El interior de la tierra, la corteza esta dibujada con un espesor exagerado para mostrar su ensanchamiento bajo los continentes. Se indican las densidades relativas



La historia de la tierra se remonta a tiempos lejanos que abarcan periodos del orden de millones de años. durante los cuales ocurrieron eventos que dejaron su huella en las estructuras de las capas superiores de la corteza terrestre. Estas huellas, aun pueden verse hoy en día y abarcan la actual distribución de los continentes y montañas que han sido desgastadas por la erosión, discordancias y el registro de la evolución y extinción de ciertas formas de vida animal y vegetal preservadas en las rocas como fósiles

Todos los procesos de formación, movimiento y desintegración de las rocas hicieron que las que se encuentran en la superficie (afloramientos), sean de diferentes tipos y tengan propiedades físicas definidas. Las propiedades geotécnicas importantes son: densidad relativa, permeabilidad, resistencia y grado de intemperismo.

Los movimientos en la corteza terrestre, generan fuerzas de compresión y tensión dentro de las masas rocosas. El movimiento ascendente produce fracturas de tensión en las rocas duras y como la acción de las fuerzas es radial, dichas fracturas se forman desde la longitud del arco que es mayor, es decir, en la superficie y cerca de ella (fig. II.2), las fracturas abiertas, por lo general, solo se aprecian en los últimos diez metros de la roca pero, la roca que sirve de apoyo puede tener muchos planos débiles, que solo se convierten en discontinuidades cuando la roca se encuentra cerca de la superficie y tiene la libertad de expandirse. La liberación de la fuerza de compresión provocada por el peso de las rocas de las capas superiores, también hace que se expanda en forma radial hacia afuera, cuando alcanza la cima de la superficie, a menudo, se rompen con facilidad en fragmentos de formas geométricas regulares, rombos, cubos y romboedros, por efecto de las fuerzas que actúan sobre la roca. Algunas rocas se rompen en fragmentos muy irregulares porque en varias

épocas del pasado fueron sometidas a una fuerte presión aplicada en diferentes tiempos y direcciones que han dejado sus huellas sobre la roca.

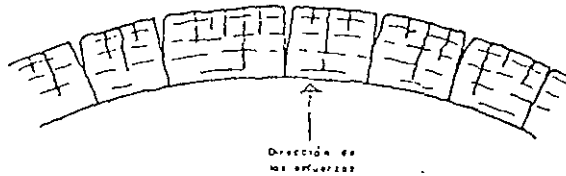


figura II.2

Fracturas de tensión formadas en rocas que se elevan y expanden. El examen de las rocas observadas en una excavación profunda, muestra que la cantidad de discontinuidades por unidad de volumen, decrece con la profundidad y la roca profunda parece ser más sólida. La única excepción es la caliza, que puede ser disuelta fácilmente por el agua de la superficie y que, por lo común, contiene muchas fisuras

La tendencia natural de las rocas a fragmentarse cerca de la superficie, es a causa de una mayor arrea por unidad de volumen expuesta a la intemperie y el agua puede penetrar en las discontinuidades. El intemperismo es, básicamente, un proceso químico en climas húmedos.

En climas fríos o de altas temperaturas y en las montañas, la alternancia del congelamiento y el deshielo, el agua rompe la roca debido a la expansión de esta al congelarse.

La fuerza del viento, puede ser tan grande como para transportar partículas de roca producidas por otros procesos de intemperismo. Los mayores efectos de la erosión eólica, se observan en climas donde el viento puede soplar tan fuerte como para transportar partículas finas de roca, granos de arena o polvo. Este transporte, denominado deflación, tiene un efecto abrasivo.

El resultado de todos estos procesos, es la creación de una masa rocosa suelta, que se deposita sobre la superficie de una roca sólida. Él limite entre las dos diferentes masas, se llama cabecera de la roca (figura II.3). El material de la superficie, no siempre es originario del lugar donde se encuentra. Dicho material pudo ser transportado desde zonas por ríos, glaciares o el viento, formando depósitos fluviales, glaciales o eólicos, respectivamente. El material debajo de la cabecera de la roca sólida no es necesariamente roca pero tendrá propiedades mecánicas diferentes de las que tiene la roca intemperizada de la capa superior.

Esta descripción de los procesos terrestres, explica a grandes rasgos el origen del material rocoso y la estructura de las rocas que el ingeniero civil encontrara en el curso de su trabajo.

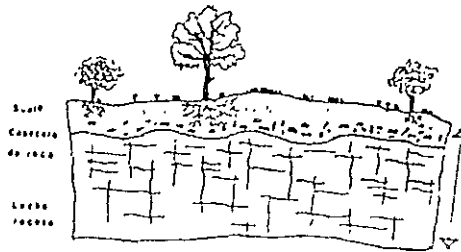


figura II.3

Zona superficial intemperizada sobre la roca en la que se muestran diaclases de expansión.

Las rocas que resultan apartir de fenómenos volcánicos, dependen de dos factores: la viscosidad del magma en las zonas próximas a la superficie y el contenido de productos volátiles que están en disolución y se liberan en la superficie en forma de gases.

La lava sale del cráter a temperaturas que oscilan alrededor de los mil grados centígrados, en estas condiciones, su viscosidad, que es el factor principal que condiciona el mecanismo de erupción, de su composición química.

Los magmas ácidos o de carácter intermedio, relativamente ricos en sílice, son muy viscosos y tienden a solidificarse en las inmediaciones del cráter o incluso en la misma "chumenea" volcánica, taponándola e impidiendo la salida de nuevas masas. En casos como este, los gases que se desprenden del magma, se acumulan en el interior del volcán y adquieren presiones tan formidables, que llegan a provocar gigantescas explosiones.

En cambio los magmas básicos son mucho más fluidos, sus lavas tienden a surgir libremente por los cráteres y se desparraman por las laderas del cono volcánico; a su vez, los gases se desprenden con facilidad, sin provocar explosiones de importancia.

El contenido de productos volátiles también influye en el mecanismo de la erupción; así un magma poco viscoso y con poca proporción de gases origina, casi exclusivamente coladas(1), mientras que si lleva abundantes gases disueltos al desprenderse, pulverizan la lava hacia el exterior, formando por su acumulación, mantos de productos piroclásticos.

Las rocas que se originan como consecuencia de la actividad volcánica, corresponden a dos grupos fundamentales:

- a) Rocas piroclásticas, de carácter fragmentario, formadas a expensas de los materiales sólidos arrojados por el volcán o por proyección en la atmósfera de lava líquida, que se consolida total o parcialmente antes de caer en el suelo. Se considera de igual manera las bombas volcánicas, las cenizas volcánicas, Tobas volcánicas, brechas de expansión y conglomerados volcánicos.
- b) Rocas volcánicas propiamente dichas, formadas al solidificarse la lava expulsada por el volcán, pueden ser compactadas si los gases que existían en el magma, se expulsaron por completo antes del enfriamiento, pero en la mayoría de los casos parte de los gases que se desprenden quedan incluidos en forma de burbujas esféricas o alargadas, por deformación durante el desplazamiento de la colada.

Como el enfriamiento del magma, en la mayoría de los casos, es muy rápido en las rocas volcánicas, su grado de cristalización es menor que en las rocas plutónicas o filonianas; en muchos casos aunque no siempre parte del magma queda sin cristalizar, formando una sustancia llamada vidrio volcánico, por su aspecto externo, según la proporción de vidrio que existe en la roca, se distinguen las siguientes texturas: Vítreo, porfídico-vítrea, porfídico-hipocristalina, y texturas porfídico-holocristalinas.

“El magma fluido, sin los gases, cuando es capaz de fluir por la superficie terrestre, recibe el nombre de lava; la masa de lava que corre como un río incandescente siguiendo la pendiente general del terreno, se denomina colada, y puede alcanzar decenas de kilómetros.” (1)

## II 2 ANTECEDENTES HISTORICOS DE LA UTILIZACION DE LOS AGREGADOS GRUESOS

Desde hace aproximadamente dos y medio millones de años, los antecesores de el hombre moderno, empezaron a utilizar las rocas como utensilios que les permitian ampliar las posibilidades de su propio cuerpo, las primeras herramientas las fabrico golpeando lascas de roca hasta afilarlas Pero es el “homosápiens”, hace aproximadamente doscientos cincuenta mil años, que elabora armas más sofisticadas como son: Puntas de flechas y lanzas afiladas, así como diversos utensilios, todos a partir de la roca. Durante este periodo evolutivo, el hombre se protegió de las inclemencias de la naturaleza en cuevas naturales. Posteriormente, labró cuevas en la roca, principalmente en zonas de acceso difícil, para tener mayor protección. De igual manera, tuvieron la habilidad para construir monumentos(tumbas y templos), a partir de bloques de gran peso, con los que formaban marcos hasta de sesenta y cinco toneladas.

Las primeras muestras de roca labrada en forma de bloques para edificar murallas, se tienen desde hace aproximadamente seis mil años.

Una de las civilizaciones de la antigüedad que más vestigios dejaron, fue la de los Egipcios, mismos que construyeron gigantescas obras de ingeniería como las pirámides, los enormes templos y diques de regulación, para la edificación de estas obras tuvieron que cortar enormes bloques de roca, mismos que labraban con gran precisión utilizando el ingenio y herramientas muy rudimentarias, desplazando estos elementos sobre rodillos, empleando solamente el esfuerzo de cientos de hombres. De igual forma, esta cultura desarrollo la habilidad de emplear el ladrillo para la construcción de viviendas, lo que les hacia más agradable el vivir en condiciones extremas.

En la cultura Griega, se dio impulso a el desarrollo de carreteras y viaductos a base de rocas, con las cuales hicieron más accesibles las comunicaciones entre ciudades, esto fue entre los años 1950 a 1400 antes de Cristo. De igual manera emplearon bloques de roca para la construcción de grandes ciudades y templos elaborados apartir de rocas ornamentales(mármol).

Con la decadencia de la cultura griega, surge el imperio romano del cual, a la fecha, se tienen obras civiles de gran importancia, dentro de las que destacan el acueducto de Nimes, mismo que esta construido de bloques de piedra y data del año catorce de nuestra era, el diseño del puente es de arquería y tiene una altura de hasta cincuenta y cuatro metros. De igual forma, edificaron grandes monumentos y ciudades, en todos empleando la roca como elemento principal, así como altas murallas de protección e importantes vías de comunicación que en la época actual son empleadas.

En la América precolombina, también se desarrollo la utilización de la roca para la edificación de viviendas, monumentos y utensilios de uso cotidiano. De lo anterior, tenemos grandes muestras de ingeniería, como son las impresionantes pirámides Mayas y Aztecas y de las diversas culturas de mesoamerica que construyeron enormes ciudades, empleando como elemento principal la roca labrada. De igual forma realizaron colosales monumentos como: Las cabezas Olmecas o los gigantes de Tula, El arco Maya, etc.

A partir de la edad media se da un impulso gigantesco a la construcción de enormes ciudades, con todos los servicios, grandes carreteras hechas a base de lajas de piedra tipo adoquín, edificios construidos con rocas ligadas con aglomerante tipo argamas, etc.

Con el desarrollo del ferrocarril, se da inicio a la revolución industrial, utilizando como base de las vías los agregados pétreos, así como el balasto en el asiento de los rieles para absorber las tensiones del mismo. Lo anterior es a partir del año 1825. Es, en esta época, cuando se descubre el “clinker”, elemento esencial para la elaboración del cemento, el cual permite la edificación de obras de gran envergadura en combinación con el acero. Asimismo, se realizaron los descubrimientos y diversos usos del petróleo, el cual ayuda al desarrollo de los caminos empleando asfaltos, en combinación con agregados pétreos.



### II.3 HISTORIA DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO

Historia antigua.- Cuando el hombre apareció sobre la tierra, también apareció la necesidad de contar con un refugio que le brindara la protección necesaria contra los elementos de la naturaleza, esto ha demandado según la época la aplicación de la mejor tecnología disponible. Al principio las estructuras consistían de tierra apisonada, o bien de bloques de piedra acomodados uno sobre de otro sin los beneficios de ningún material de liga o cementante. La estabilidad de las estructuras de piedra dependía de la disposición regular de las piedras pesadas . Probablemente la primera mampostería consistió de tabiques de arcilla secados al sol ,colocados en hiladas regulares sobre capas delgadas de lodo húmedo. Cuando este lodo se secaba , se obtenía un muro de arcilla sólida. Construcciones de este tipo eran comunes en las áreas secas y desérticas del mundo.

En la era egipcia se descubrió que el yeso calcinado era un material cementante y, aparentemente, se utilizó en algunas de las pirámides. Posteriormente los griegos y los romanos descubrieron ciertos métodos para calcinar la piedra caliza y así obtener la cal viva, misma que después se apagaba para usarse en la elaboración de mortero. Tanto los griegos como los romanos aprendieron que determinados tipos de suelos finos o tierra , cuando se mezclan con cal y arena, producían un material cementante de clase superior. El material griego, una toba volcánica procedente de la isla de Santorín, todavía se utiliza en esa región del mundo. El mejor de los materiales utilizados por los romanos era una toba o ceniza procedente de un lugar vecino a Pozzuoli, cerca del monte Vesubio, de ahí el nombre de "puzolana" utilizado para identificar un cierto tipo de agregado mineral usado en el concreto de nuestros días.

El cemento producido por los romanos era un cemento hidráulico, o sea, que tenía característica de poder endurecerse bajo la acción del agua.

Muchas de las estructuras romanas se construyeron con una forma de concreto que empleaba estos materiales, y la mampostería de piedra se ligaba mediante un mortero de composición semejante. La Basílica de Constantino, un antiguo ejemplo de el empleo de piedra y ladrillo o teja triturados como agregados del concreto, y el Coliseo, son solamente dos ejemplos de la arquitectura romana de esa época.

Durante la edad media la habilidad para elaborar un buen mortero estaba casi perdida, alcanzándose su punto más bajo alrededor del siglo XI cuando se utilizó mucho material de baja calidad. La calidad de la cal empezó a mejorar en esta época, y durante el siglo XIV, posteriormente se reanuda el empleo de las puzolanas.

Uno de los más famosos proyectos del reciente periodo, fue la construcción del nuevo Faro Eddystone, entre 1757-59, cerca de las costas de Inglaterra. Jhon Smeaton, el ingeniero y proyectista de la estructura, investigó muchos materiales y métodos para ligar las piedras de la construcción. Siguiendo lo expuesto por Samuel Smiles:

"...arduo trabajo le significó el efectuar un gran número de pruebas que el mismo llevaba a cabo, tratando de determinar cuál sería la mejor clase de cemento que podría utilizar para el tendido de las hiladas del faro, llegando finalmente a la conclusión de que tenía que emplear partes iguales de la cal llamada "blue lias" y la denominada "tierra puzolano". Afortunadamente este último material lo había adquirido a buen precio y en cantidad suficiente a un comerciante de Plymouth."

La "blue lias" a que se hace mención es una caliza arcillosa, y la "tierra puzolano" era una puzolana que aparentemente se había importado de Italia sobre una base especulativa.

En esa época, la ingeniería y los descubrimientos científicos iniciaban un rápido avance, y muchos investigadores de diversos países realizaban estudios sobre agentes cementantes elaborados con yeso, piedra caliza y otros materiales naturales. Lesage y Vicat en Francia, Frost y Parker en Inglaterra, estuvieron entre los primeros investigadores.

Uno de estos experimentos consistió en un método para fabricar cemento, calcinando una mezcla de cal y arcilla, materiales que se presentaban en forma natural. Las propiedades del cemento natural resultaron muy irregulares debido a las variaciones en las proporciones del material natural, aunque este tipo de cemento se continuó utilizando durante muchos años.

En 1824 Joseph Aspdin, un albañil de Leeds, Inglaterra, patentó un material que él llamó cemento portland, así denominado porque el concreto elaborado con el mismo se semejaba -al menos así se suponía- a las canteras de piedra caliza cercanas a Portland, Inglaterra. Por lo general a Aspdin se le acredita el haber inventado un método para proporcionar una mezcla con piedra caliza y arcilla, la que se calcinaba a elevadas temperaturas para producir escoria de cemento (clinker), y posteriormente triturar esta escoria para producir un cemento hidráulico. Su pequeño horno, que producía unas 16 toneladas de escoria por etapa, requería de varios días para cada calcinación. Durante un cierto número de años, la expansión y el desarrollo de la fabricación del cemento se desarrollaron a un paso bastante lento. No obstante, para alrededor de 1850 la industria estaba ya perfectamente establecida no solo en Inglaterra, sino también en Alemania y Bélgica.

En 1868 se realizaron los primeros embarques de cemento a los Estados Unidos, alcanzándose el punto máximo en 1895. Para entonces, en la misma nación norteamericana se hallaba en marcha la producción de este material.

Por otra parte a principios del siglo XIX se inició la producción de cemento natural en los Estados Unidos. Esto fue el resultado de la demanda de dicho material necesario, para la construcción del canal Erie y obras complementarias. En el año 1871 en Coplay, Pennsylvania, David Saylor produjo el primer cemento portland elaborado en los Estados

unidos. Subsecuentes mejoras del horno giratorio dieron lugar a una producción en gran escala en el mundo entero.

El uso del concreto se expandió cuando empezaron a construirse vías férreas, puentes, edificios y pavimentos para calles. En Francia se iniciaron los estudios del concreto reforzado con varillas de acero, el cual fue utilizado por primera vez en los Estados Unidos, en el año de 1875. Gran parte del concreto de esa época contenía agua en cantidad apenas suficiente para permitir su apisonado en el lugar, y esto mediante una excesiva mano de obra. Después vino un período de concreto húmedo, en el cual este producto se vaciaba en el lugar. Sin embargo, muchos usuarios del mismo, se percataron del inconveniente de las mezclas húmedas, y aproximadamente en el año de 1920, Duff Abrams hizo públicos los resultados de sus investigaciones y observaciones. Estableció que la calidad de un concreto se veía directamente afectada por la cantidad de agua en relación con la del cemento; dentro de límites razonables la calidad del concreto disminuye conforme se eleva la relación agua-cemento. Esto se ha convertido en una de las leyes básicas de la tecnología del concreto.

Durante el primer tercio del siglo XX se observó, además del establecimiento de la ley agua-cemento, una gran expansión y mejoría en el uso del concreto. Constantemente se desarrollaban nuevos métodos de control y pruebas. Antes de 1912 se mostraban activos los pioneros del precolado, y en el año de 1925 la industria del premezclado estaba perfectamente establecida. En 1928 el empleo de vibradores de alta frecuencia permitió el uso de mezclas relativamente secas y densas. La investigación de ciertos materiales para la presa Hoover en el año de 1930, dio por resultado el desarrollo del cemento de bajo calor de hidratación para grandes masas de concreto. Estudios posteriores sobre el cemento, proporcionaron a la industria cinco clases de cemento portland estándar. Durante los años 30, muchos investigadores estaban dedicados al estudio de los aditivos, revelando las ventajas de los inclusores de aire que durante los años 40, diversos organismos incluyeron en sus especificaciones. En esta época las puzolanas y otros aditivos recibieron aprobación

general. En el año de 1941 los problemas del deterioro del concreto, causado por la reacción que se originaba entre ciertos agregados y los cementos, dieron por resultado la aparición del cemento con bajo contenido de álcalis.

## II.4 GENERALIDADES DEL CEMENTO PORTLAND.

### II.4.1 Fabricación del cemento portland.

El cemento portland esta compuesto principalmente por materiales calcáreos, tales como caliza, y por alúmina y sílice, que se encuentran como arcilla o pizarra. También se utiliza marga, que es un material calcáreo arcilloso. La marga se encuentra en el sureste de la gran bretaña y por esta razón las fábricas de cemento se concentraron cerca de la desembocadura de el Támesis y en las orillas del medway.

La caliza se encuentra en muchas partes del sudoeste, en las llanuras medias de Inglaterra del norte y Gales, y los depósitos de arcilla se extienden por todo el país.

El proceso de fabricación consiste en moler finamente la materia prima, mezclarla minuciosamente en una cierta proporción y calcinarla en un horno rotatorio de gran dimensión, a una temperatura de 1300 a 1400° C, a la cual el material se sintetiza y se funde parcialmente, formando bolas conocidas como clinker. El clinker se enfría y tritura hasta obtener un polvo fino; a continuación , se adiciona un poco de yeso y el producto comercial resultante es el cemento portland que tanto se usa en todo el mundo.

A continuación se describirán algunos detalles de la fabricación del cemento, que se comprenderán mejor haciendo referencia al diagrama de proceso representado en la tabla siguiente:

### Compuestos principales del cemento portland

Nombre de el compuesto	Composición del óxido	Abreviatura
Silicato tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	$\text{C}_3\text{S}$
Silicato dicálcico	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	$\text{C}_2\text{S}$
Aluminato tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{C}_3\text{A}$
Aluminoferrito tetracálcico	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{C}_4\text{AF}$

La mezcla y la trituración de las materias primas pueden efectuarse tanto en húmedo como en seco; de aquí provienen los nombres de proceso “húmedo” o “seco”. El método de fabricación a seguir depende, además, de la naturaleza de las materias primas usadas.

Consideremos inicialmente el proceso húmedo. Cuando se emplea marga, este material se tritura finamente y se dispersa en agua en un molino de lavado, el cual es un pozo circular con brazos revolventes radiales con rastrillos, los cuales rompen los aglomerados de materias sólidas. La arcilla también se tritura y se mezcla con agua, generalmente en un molino de lavado semejante al anterior. En seguida se bombean las dos mezclas de forma tal que se mezclen en proporciones determinadas y pasen a través de una serie de cribas. La lechada resultante fluye a estanques de almacenamiento.

Si se emplea caliza, debe barrenarse, triturarse, generalmente en dos trituradoras, una más pequeña que la otra, y luego depositarse en un molino de bolas, con la arcilla dispersa en agua. Allí se continúa el molido de la caliza hasta el grado de finura de harina, y la lechada resultante se bombea a estanques de almacenamiento. De aquí en adelante, el proceso es el mismo, sin importar la naturaleza original de las materias primas.

La lechada es un líquido de consistencia cremosa, con un contenido de agua de un 35 y un 50 por ciento, y solo una pequeña fracción del material, alrededor del dos por ciento, es mayor que el que pasa por el tamiz de  $90 \mu\text{m}$  B.S. (No. 170). generalmente hay varios

tanques de almacenamiento en los cuales se guarda la lechada, la sedimentación de los sólidos suspendidos se impide mediante agitación mecánica o por burbujeo de aire comprimido. El contenido de cal de la lechada está determinado por la proporción de materiales calcáreos o arcillosos originales, tal como se ha mencionado anteriormente. un ajuste final para obtener la composición química requerida puede efectuarse mezclando lechadas de diferentes tanques de almacenamiento, utilizando a veces un sistema complicado de tanques de mezclado.

Finalmente la lechada con el contenido de cal deseado pasa a un horno rotatorio. Se trata de un cilindro de gran tamaño, recubierto de material refractario, con diámetro interior hasta de 5 m, y una longitud que a veces alcanza 150 m, el cual gira lentamente al rededor de su eje, levemente inclinado hacia la horizontal. La lechada se deposita en el extremo superior del horno, mientras que se añade carbón pulverizado mediante la insuflación de un chorro de aire en el extremo inferior, donde la temperatura alcanza de 1400 a 1500° C. El carbón, que no debe tener un contenido demasiado alto de cenizas, merece una mención especial, puesto que se consumen hasta 350 kilogramos para fabricar una tonelada de cemento. Es importante tener esto en cuenta al considerar el precio del cemento. En lugar de carbón se puede emplear petróleo o gas natural.

Cuando la lechada desciende dentro del horno, encuentra progresivamente mayores temperaturas. Primero se elimina el agua y se libera el  $\text{CO}_2$ ; posteriormente, el material seco sufre una serie de reacciones químicas hasta que, finalmente, en la parte más caliente de el horno, un 20 a un 30 por ciento de el material se vuelve líquido y la cal, la sílice y la alúmina vuelven a combinarse. Después la masa se funde en bolas de diámetro que varían entre 3 y 25 mm, conocidas como clinker. El clinker cae dentro de enfriadores de diferentes tipos que a menudo favorecen un intercambio de calor con el aire que después se usa para la combustión de el carbón pulverizado. Un horno de grandes dimensiones puede producir más de 700 toneladas de cemento al día.

El clinker frío, que es característicamente negro, reluciente y duro, se mezcla con yeso para evitar un fraguado relámpago del cemento. La mezcla se efectúa en un molino de bolas compuesto por diversos compartimientos, los cuales tienen bolas de acero cada vez más pequeñas. En algunas plantas se emplea un sistema de circuito cerrado de mezcla donde el cemento descargado por el molino pasa a través de un separador, y las partículas finas se trasladan a un silo de almacenamiento por medio de una corriente de aire, mientras que las partículas mayores vuelven a pasar por el molino. El circuito cerrado de mezcla evita la producción de una gran cantidad de material excesivamente fino o de una pequeña cantidad de material demasiado grueso, fallas que a menudo se presentan en sistemas de molido de circuito abierto.

Una vez que el cemento se ha mezclado satisfactoriamente, cuando alcanza a tener hasta  $1.1 \times 10^{12}$  partículas por kilogramo, esta en condiciones para empacarse en los conocidos sacos de papel, en tambores o para transporte a granel.

En los procesos seco y semiseco, las materias primas se trituran y adicionan en las proporciones correctas en un molino de mezclado, donde se secan y se reduce su tamaño a un polvo fino. El polvo seco, llamado grano molido crudo, se bombea al silo de mezclado y se hace un ajuste final en la proporción de los materiales requeridos para la manufactura del cemento. Para obtener una mezcla íntima y uniforme, se mezcla el grano crudo, generalmente mediante aire comprimido, induciendo un movimiento ascendente del polvo y reduciendo su densidad aparente. El aire se bombea por turnos sobre cada cuadrante del silo y esto permite al material aparentemente más pesado de los cuadrantes no aireados, moverse lateralmente hacia el cuadrante aireado.

De este modo, el material aireado tiende a comportarse como un líquido y, por aireado sucesivo de todos los cuadrantes, que se completa en un periodo de alrededor de una hora, se obtiene una mezcla uniforme. En algunas plantas de cemento se emplean sistemas de mezclado continuo.



El grano molido y mezclado pasa por un tamiz y se deposita en una cuba rotativa llamada granulador. Simultáneamente, se agrega agua en cantidad correspondiente a un 12% del grano molido adicionado. De esta forma se obtienen pastillas duras de alrededor de 15 mm de diámetro interior. Esto es conveniente, si se introdujera directamente el polvo en el horno, se impediría el flujo de aire y el intercambio de calor necesarios para las reacciones químicas de la formación de clinker de cemento.

Las pastillas se hornean en una rejilla de precalentamiento, mediante gases calientes del horno, hasta endurecer. En seguida, las pastillas se meten al horno y las operaciones posteriores son las mismas que en el proceso de fabricación en húmedo. Sin embargo, como el contenido de humedad de las pastillas es solo del 12 por ciento, comparado con el 40 por ciento de la lechada empleada en el proceso húmedo, el horno empleado en el proceso seco tiene dimensiones considerablemente menores. La cantidad de calor requerida es mucho más baja, puesto que hay que eliminar alrededor de solo el 12 por ciento de humedad, aunque ya se ha utilizado previamente calor adicional para remover la humedad original de las materias primas (generalmente de 6 a 10 por ciento). El proceso es, por lo tanto, bastante económico, pero solo si las materias primas están relativamente secas. En tal caso, el consumo total de carbón puede ser tan pequeño como 100 Kg por tonelada de cemento.

Las dificultades de control de mezclado seco han impedido hasta tiempos recientes un uso más amplio de este tipo de proceso. Sin embargo se ha utilizado en estados unidos y Alemania, y en 1957 se inauguro la primera fabrica de cemento británica con proceso semiseco. En diversos países se utilizan pequeños hornos verticales, en los cuales se producen hasta 150 toneladas de cemento al día.

Debe explicarse que una mezcla minuciosa de materias primas es necesaria, debido a que una parte de las reacciones que ocurren en el horno debe producirse por difusión de materiales sólidos, y una distribución adecuada del material es esencial para asegurar la uniformidad de el producto.

Existen otros procesos de fabricación de el cemento dignos de mención; en uno de ellos se utiliza yeso en vez de cal. En un horno rotatorio se queman yeso, arcilla y coque con arena y óxido de hierro, y el producto final es cemento portland y dióxido de azufre, el cual se convierte posteriormente en ácido sulfúrico.

#### **II.4.2 Composición del cemento Portland.**

El cemento es una mezcla compleja de diversos compuestos que reaccionan con el agua. Todos esos compuestos son anhídros, o sea que están completamente desprovistos de agua. Cuando entran en contacto con esta, reaccionan activamente con ella formando nuevos compuestos hidratados. Todos ellos son pocos solubles, lo que proporciona al concreto su durabilidad.

Debido a su complejidad, el cemento no puede representarse por una fórmula química simple. En vez de eso, un reporte de un análisis de cemento mostrará las cantidades de todos los constituyentes del mismo.

#### **II.4.3 Tipos de cemento portland**

Los cementos portland estándar son: cemento portland, tipos I al V; cemento portland de escoria de alto horno, y cemento portland puzolana. Los Tipos del I al V se examinan a detalle a continuación.

Tipo I: Es un cemento portland de uso general, empleado en cualquier construcción en la que no se requieren las propiedades especiales de otros tipos de cemento.

Tipo II: Es un cemento portland modificado, empleado en la construcción general cuando el concreto está expuesto a la acción moderada de sulfatos. Es un cemento ligeramente retardante que genera calor con mayor lentitud ya que demora algo el fraguado, es una buena opción para colar concreto en clima caliente.

Muchos productores de concreto substituyen los tipos de cemento, utilizando el tipo I en los meses más fríos y el tipo II cuando las temperaturas ambientales normales son más elevadas. El tipo II es, también, la acción más lógica para las áreas de tráfico sometidas a fuertes aplicaciones de sales o de productos químicos deshelantes.

Tipo III . Es un cemento portland de alta y rápida resistencia, empleado cuando se desean resistencias más elevadas a edades más cortas. Permite el pronto retiro de cimbras y el paso de tráfico a una edad más corta.

Los tipos I , II y III adquieren aproximadamente la misma resistencia a la edad de tres meses. Muchos productores de concreto no mantienen existencias del cemento tipo III en sus silos de cemento, debido a la escasa demanda de este material. En tal caso, para crear un concreto que cumpla con los requisitos de alta y rápida resistencia, se agrega un saco extra de cemento tipo I o II por cada tres cuartos de metro cubico de concreto y se mezcla a gran velocidad antes de descargarlo en la obra. Tanto las autoridades de obras publicas como la mayoría de los contratistas generalmente aceptan esta substitución.

Tipo IV : Es un cemento portland de bajo calor de hidratación, empleado en estructuras masivas, tales como las presas, para reducir el calor de hidratación.

Tipo V : Es un cemento portland de alta resistencia a los sulfatos , empleado para proteger el concreto expuesto a la acción severa de los sulfatos, así como en las áreas en las que el suelo o las aguas cercanas tienen un elevado contenido de álcalis. .

Algunos de los cementos que acabamos de mencionar contienen agentes inclusores de aire desde su fabricación . Aunque fueron muy populares hace algunos años, actualmente los cementos con agentes inclusores de aire tienen menos demanda porque muchas veces resulta imposible mantener un contenido de aire razonablemente uniforme en el concreto, cuando se les utiliza en ciertas condiciones. disminuye el contenido de aire. De cualquier modo, es poco lo que el productor de concreto puede hacer en clima cálido para controlar satisfactoriamente la temperatura del concreto, cuando se emplea concreto con aire incluido.

En cambio, con el cemento sin agentes inclusores de aire, en el que el agente líquido inclusor de aire se agrega en la planta de concreto mediante un dosificador calibrado, el productor puede aumentar o disminuir la dosis del agente para ajustar el contenido de aire requerido, conforme cambian las condiciones

A parte del cemento portland empleado en el concreto de uso común, se fabrican muchas otras clases diferentes de cemento para diversos fines. El mortero manufacturado, por ejemplo, no es un cemento portland. Se fabrica de manera diferente para producir una característica deseada con el fin de colocar unidades de mampostería con mayor adherencia y es más o menos de auto-curado. Los cementos de Keene y de magnesita no son portland, algunos cementos son portland modificados, como el cemento de anticontracción, el expansivo, el de pozo petrolero, el aluminoso y el cemento para bloques y tuberías.

Además del cemento portland gris estandar, se fabrican muchos otros cementos coloreados para satisfacer una necesidad creciente, durante los últimos años, los arquitectos han estado tratando de alejarse del aspecto tradicional del concreto, especificando agregados expuestos de diversos colores con cementos coloreados, iguales o contrastantes

#### **II.4.4 Reacción por Hidratación.**

A fin de tener una mejor comprensión de los capítulos que continúan, se debe, en primer término, examinar y entender la reacción que se verifica una vez que el cemento portland entra en contacto con el agua. La reacción se llama hidratación, y se define como el proceso mediante el cual el cemento reacciona con el agua para dar lugar a nuevos compuestos

Al mezclar el cemento y el agua, el resultado inicial es una pasta. Esta pasta es la que liga las partículas del agregado para formar el concreto. Todas las partículas, desde el grano más pequeño de arena hasta la piedra más grande, deben estar recubiertas con la misma. Después de un periodo inicial en estado plástico, la pasta comienza a endurecerse o a

fraguar, alcanzando después del transcurso de algunas horas una condición en que dicha pasta pierde completamente su plasticidad. Si después de alcanzar este punto, la pasta se altera, ésta puede sufrir serios daños.

El tiempo de fraguado inicial es un periodo arbitrario de tiempo, medido desde el momento en que el agua y el cemento se combinan, hasta que una pequeña porción de la pasta soporte apenas una aguja de acero de tamaño y peso determinados. El fraguado definitivo se determina con una aguja más grande y pesada.

Los índices de fraguado y el de endurecimiento no necesariamente son iguales. Un cemento de alta resistencia inicial puede tener casi los mismos tiempos de fraguado que uno común del Tipo I, pero desarrolla mucho más rápidamente su resistencia que éste una vez que ha fraguado.

#### **II.4.5 Hidratación del cemento**

La reacción mediante la cual el cemento portland se transforma en un agente de enlace se produce en una parte de cemento y agua. En otras palabras, en presencia de el agua, los silicatos y aluminatos enumerados en la tabla anterior (comp. prin. del cemento por.) forman productos de hidratación, que con el paso de el tiempo producen una masa firme y dura: la pasta de cemento endurecida.

Los compuestos de los diferentes tipos de cemento pueden reaccionar con el agua de dos formas distintas. En la primera, se produce una adición directa de algunas moléculas de agua, lo cual constituye una reacción de hidratación real. El segundo tipo de reacción con agua es la hidrólisis. Sin embargo por la comodidad y por costumbre se aplica el termino de hidratación a todas las reacciones de cemento con agua, es decir, tanto la hidratación real como a la hidrólisis.

Le chatelier fue el primero en observar, hace aproximadamente 90 años, que los productos de hidratación del cemento son químicamente iguales a los productos de hidratación de los compuestos individuales, en condiciones similares. Esto fue confirmado

más tarde por Steinhour y por Bogue y Lerch, con la salvedad de que los productos de reacción pueden influenciarse unos a otros o interactuar con los demás compuestos presentes. Los dos silicatos de calcio son los principales compuestos cementantes del cemento, y el comportamiento físico del cemento durante la hidratación es semejante al de ambos compuestos por separado. La hidratación de los compuestos individuales se describirá con más detalle más adelante.

Los productos de la hidratación del cemento poseen baja solubilidad en agua. Esto está demostrado por la estabilidad de la parte del cemento endurecida en contacto con el agua. El cemento hidratado se enlaza firmemente con el cemento que no ha reaccionado, pero el mecanismo exacto del proceso no se conoce con claridad. Es posible que el hidrato recién producido forme una envoltura, la cual crece desde adentro debido a la acción de el agua que ha penetrado en la película de hidrato envolvente. Por otra parte, los silicatos disueltos pueden pasar a través de la envoltura y precipitarse como capas exteriores. Una tercera posibilidad consiste en que la solución coloidal se precipite a través de la masa después de haber alcanzado condiciones de saturación y toda hidratación posterior se produzca dentro de esta estructura.

Cualquiera que sea la forma de precipitación de los productos de la hidratación, la velocidad de hidratación disminuye continuamente, de modo que, aún después de transcurrido mucho tiempo, todavía queda una cantidad de cemento deshidratado. Por ejemplo, después de 28 días en contacto con agua, se han encontrado granos de cemento que se han hidratado solo hasta una profundidad de 4  $\mu\text{m}$ . y 8  $\mu\text{m}$ . después de un año. Powers calculó que la hidratación completa bajo condiciones normales es solo posible para partículas de cemento menores de 50  $\mu\text{m}$ ., pero se ha obtenido hidratación completa al moler continuamente cemento en agua durante 5 días.

El examen microscópico de el cemento hidratado no evidencia canalización de agua en los granos de cemento para la hidratación selectiva de los compuestos más reactivos (por

ejemplo ( $C_3S$ ), que pueden ubicarse en el centro de la partícula. Parece, por esto, que la hidratación avanza mediante una reducción gradual del tamaño de la partícula de cemento. De hecho, se han encontrado granos deshidratados de cemento grueso con  $C_3S$  y  $C_2S$  depuse de varios meses, y es posible que los granos pequeños de  $C_2S$  se hidraten antes de completarse la hidratación de granos mayores de  $C_3S$ . Los diversos compuestos de el cemento se encuentran generalmente intermezclados en todos los tipos de granos, y algunas investigaciones han sugerido que el residuo de un grano, después de cierto periodo de hidratación, tiene la misma composición, en porcentaje, que el total de el grano original. Sin embargo, la composición de el residuo cambia a través de el periodo de hidratación del cemento y específicamente durante las primeras 24 horas puede haber una hidratación selectiva.

Los principales hidratos pueden clasificarse a grandes rasgos en hidratos de silicato de calcio e hidrato de aluminato tricálcico. Se cree que el  $C_4AF$  se hidrata en hidrato de aluminato tricalcico y en una fase amorfa, probablemente  $CaO.Fe_2O_3.aq.$  es posible también que haya algo de  $Fe_2O_3$  en la solución sólida de el hidrato de aluminato tricalcico.

El desarrollo de del proceso de hidratación del cemento puede determinarse por diferentes métodos, como la medida de: (a) la cantidad de  $Ca(OH)_2$  en la pasta; (b) el calor cedido por la hidratación; (c) la densidad de la pasta; (d) la cantidad de agua químicamente combinada; (e) la cantidad de cemento deshidratado( utilizando análisis de rayos X cuantitativo); (f) y también, indirectamente, de la resistencia de la pasta hidratada.

En fechas recientes se han llevado a cabo con éxito estudios de las primeras reacciones de pastas húmedas en proceso de hidratación, mediante técnicas termogravimétricas y exploraciones continuas por difracción de rayos X.

#### 11.4.6 Hidratos de silicato de calcio

Cuando se presenta el proceso de hidratación en una cantidad limitada de agua, como sucede con la pasta de cemento y de concreto, se supone que el  $C_3S$  sufre hidrólisis, lo cual produce un silicato de calcio de baja densidad y tiene como producto final  $C_3S_2H_3$ , donde la cal liberada se separa como  $Ca(OH)_2$ . Sin embargo, no existe certeza de que  $C_3S$  y  $C_2S$  resulten finalmente en el mismo hidrato. Esto se infiere de consideraciones sobre el calor de hidratación y sobre el área superficial de los productos de hidratación, sin embargo, observaciones físicas indican la presencia de varios hidratos de silicato de calcio distintos. Lea considera la posibilidad de que estos hidratos puedan ser sales de ácido ortosilicio ( $H_4SiO_4$ ), por lo tanto, habría cuatro relaciones posibles de cal/silice: 1:2, 1:1, 3:2 y 2:1. Más aun, podrían encontrarse otras relaciones si se absorbiera algo de cal o se retuviera en las soluciones sólidas. Existen claras indicaciones de que el producto final de la hidratación de  $C_2S$  tiene una relación cal/silice de 1:65. Esto puede deberse a que la hidratación de  $C_3S$  se controla mediante la velocidad de difusión de los iones, a través de las películas hidratadas superficiales, mientras que la hidratación de  $C_2S$  está controlada por su lenta velocidad intrínseca de reacción. Además, la temperatura puede afectar los productos de hidratación de los dos silicatos en la misma forma que la permeabilidad del gel se ve afectada por la temperatura.

Las velocidades de hidratación de  $C_3S$  y  $C_2S$  en estado puro son bastante diferentes entre sí.

La composición total de los silicatos hidratados es aproximadamente de  $C_3S_2H_3$  y, en ocasiones, se les llama tobermorita, debido a su similitud de estructura con un mineral presente en la naturaleza que lleva este nombre. Puesto que los cristales que se forman por hidratación son imperfectos y extremadamente pequeños, la relación molar de agua a silice no necesita ser un número entero. Haciendo la suposición aproximada de que el  $C_3S_2H_3$  es el producto final de la hidratación del  $C_3S$  así como de  $C_2S$ , las reacciones de hidratación

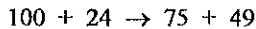


pueden escribirse ( como guía, no como ecuaciones exactas estiquiométricas) en la forma siguiente:

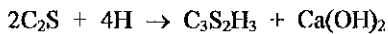
Para  $C_3S$ :



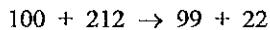
Los pesos correspondientes que intervienen son:



Para  $C_2S$ :



Los pesos correspondientes son:



De este modo , en base al peso, ambos silicatos requieren aproximadamente la misma cantidad de agua para su hidratación , pero el  $C_3S$  produce mas de el doble de  $Ca(OH)_2$  que el formado por la hidratación de el  $C_2S$ .

Es posible que, en los cementos comerciales, los silicatos de calcio contengan en realidad pequeñas impurezas de los óxidos presentes en el clinker. El  $C_3S$  “impuro” se conoce como alita y el  $C_2S$  “impuro” como belita. Estas impurezas tienen un fuerte efecto sobre las propiedades de el silicato de calcio hidratado

Las propiedades físicas de los hidratos de silicato de calcio revisten interés en relación con las propiedades de fraguado y endurecimiento de el cemento. Estos hidratos suelen describirse como completamente amorfos pero el microscopio electrónico revela su carácter cristalino . Es interesante hacer notar que uno de los hidratos, que Taylor llama  $CSH(1)$ , tiene una estructura por capas similar a la de algunos minerales arcillosos, como la montmorillonita y la halloysita. Las capas individuales en el plano de los ejes a y b están bien cristalizadas mientras que las distancias entre ellos están definidas en forma menos precisa. Tal celosía cristalográfica aceptara diversas cantidades de cal sin cambios fundamentales y

esto indica una posible causa de las relaciones variables cal/silice mencionadas anteriormente de hecho, los diagramas de polvo revelan que toda cal que excede a una molécula por molécula de silicio se acepta en forma aleatoria. Steinoour y absorción

El uso de rastreadores de calcio 45 indica que los silicatos de calcio no se hidratan en estado sólido, pero los silicatos anhídridos probablemente pasan primero a solución y después reaccionan para formar silicatos hidratados menos solubles, los cuales se separan de la solución sobresaturada. Este es el tipo de mecanismo de hidratación que fue observado primero por Le Chatelier, en 1881.

Los estudios de Bernal indican que los hidratos de silicato de calcio se encuentran en forma de cristales muy finos con una corta retención de unidad de fibra de  $3.65 \text{ \AA}$  ( $1 \text{ \AA} = 10^{-10} \text{ m}$ ). Esto se interpreta como indicación de la existencia de tetraedros de silicatos ligados por enlaces de hidrogeno. Otros estudios han indicado la existencia de partículas fibrosas con extremos formando haces, similares a las de la halloysita, un mineral arcilloso hinchado. se supone que existe una variedad de formas de transición que incluyen algunas pequeñas partículas esféricas, pero todas ellas se convierten finalmente en formas fibrosas y hojas o láminas que se agregan como masas blandas .

Es interesante observar que los hidratos de silicato de calcio muestran un desarrollo de resistencia similar al del cemento portland. Se obtiene una resistencia considerable mucho antes de que la reacción de hidratación se haya completado; por lo tanto, parece que una pequeña cantidad de el hidrato liga al resto no hidratado; una hidratación posterior da como resultado un aumento de resistencia muy pequeño o nulo.

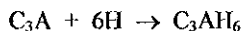
#### **II.4.7 El hidrato de aluminato de tricálcico y la acción de el yeso**

La cantidad presente de  $C_3A$  en la mayoría de los cementos es comparativamente pequeña, pero su comportamiento y relación estructural con otras fases del cemento le confieren importancia. El hidrato de aluminato tricalcico forma un material intersticial

prismático oscuro, posiblemente junto con otras sustancias en solución sólida, y a menudo se encuentra en forma de láminas planas rodeadas individualmente por el silicato de calcio hidratado.

La reacción de el  $C_3A$  puro con agua es muy violenta y lleva a un inmediato endurecimiento de la pasta, conocido como “fraguado relámpago”. Para prevenir esto, se agrega yeso ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) al clinker del cemento. El yeso y el  $C_3A$  reaccionan para formar un sulfoaluminato de calcio insoluble ( $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 31H_2O$ ); sin embargo, se forma a veces un hidrato de aluminato tricálcico, aunque se probable que vaya precedido por un  $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$  metaestable, producido a expensas de el sulfoaluminato de calcio con alto contenido de sulfato, que existía originalmente. Al llegar mas  $C_3A$  a la solución, la composición cambia y decrece continuamente el contenido de sulfato. La velocidad de reacción del aluminato es alta y si este reajuste en la composición no es suficientemente rápido, es posible que se produzca una hidratación directa del  $C_3A$ . En un caso particular, un máximo en la velocidad de desarrollo de calor, observado normalmente dentro de los 5 minutos posteriores a la adición de agua al cemento, significa que se ha formado alguna cantidad de hidrato de aluminato de calcio durante este periodo, sin haberse establecido aún las condiciones para el retraso causado por el yeso.

La forma estable final del hidrato de aluminato de calcio en la pasta de cemento hidratado es probablemente un cristal cubico  $C_3AH_6$ , pero es posible que primero cristalice en forma del cristal hexagonal  $C_4AH_{12}$ , que posteriormente se transforma en la forma cúbica. De este modo, la formula final de la reacción puede ser escrita como:



( De nuevo, esta ecuación es aproximada, no estequiometrica )

El peso molecular nos muestra que 100 partes de  $C_3A$  reaccionan con 40 partes de agua, calculadas en peso, lo cual representa una proporción mucho mayor de agua que la requerida por los silicatos

En el cemento no se desea la presencia de  $C_3A$ , pues contribuye poco o nada a reforzarlo, excepto a muy tempranas edades, y cuando la pasta de cemento endurecida es atacada por los sulfatos, puede favorecer un rompimiento debido a la expansión motivada por la formación de sulfoaluminato de calcio a partir del  $C_3A$  de la pasta endurecida. Sin embargo, el  $C_3A$  actúa como fúndente y, de este modo, reduce la temperatura de cocción del clinker y facilita la combinación de cal y sílice; por esta razón, el  $C_3A$  es útil en la fabricación de el cemento. El  $C_4AF$  también actúa como un fúndente. Se podrá observar que, si no se formara algo de líquido durante el quemado, la reacción de el horno avanzaría mucho más lenta, y probablemente sería incompleta. El yeso reacciona no solo con el  $C_3A$ , pues el  $C_4AF$  forma sulfoferrita cálcica, al igual que sulfoaluminato cálcico, y su presencia puede acelerar la hidratación de los silicatos.

La cantidad de yeso añadida al clinker del cemento debe vigilarse cuidadosamente, en particular, un exceso de yeso lleva a una expansión y al rompimiento consecuente de la pasta fraguada de cemento. El contenido óptimo de yeso se determina mediante observaciones de la generación de calor de hidratación. Generalmente, el máximo inmediato en la velocidad de evolución de calor va seguido por un segundo máximo, al rededor de 4 a 8 horas después de agregar agua al cemento; con la cantidad correcta de yeso, deberá haber poco  $C_3A$  para la reacción después de haberse combinado todo el yeso, y ya no se presentara ningún otro máximo en la liberación de calor. Por lo tanto, el contenido óptimo de yeso produce una velocidad deseable de reacción temprana y previene concentraciones altas totales de productos de hidratación.

La cantidad de yeso requerido aumenta con el contenido de  $C_3A$  junto con el contenido de álcali de el cemento. Un incremento en la finura de el cemento tiene el efecto de aumentar la cantidad de  $C_3A$  disponible a edades tempranas, lo cual eleva las cantidades de yeso necesarias. La cantidad de yeso adicionada al clinker del cemento se expresa generalmente como el peso de  $SO_3$  presente; este está limitado por la norma B.S.12 1958 a

un máximo de 2.5 por ciento, cuando el contenido de  $C_3A$  no es mayor de el 7 por ciento, y el 3 por ciento cuando el contenido de  $C_3A$  excede al 7 por ciento.

#### **II.4.8 Mecanismo de la hidratación.**

La reacción de la hidratación comienza en el preciso momento en que el cemento entra en contacto con el agua. Esta reacción puede continuar por varios años. La velocidad con que se efectúe la hidratación se ve afectada por la composición del cemento, por su finura, por la temperatura, el volumen del agua presente y por la acción de los aditivos. Si se hacen variar las proporciones relativas de los compuestos que constituyen el cemento, el fabricante puede alterar la velocidad a la cual el cemento desarrolla su resistencia.

Un cemento molido finamente se hidrata más rápidamente que uno grueso, simplemente porque las partículas más pequeñas permiten que el agua penetre con mayor rapidez dentro de ellas. Al igual que sucede en la mayor parte de las reacciones químicas, la hidratación del cemento se acelera conforme se aumenta la temperatura. A una temperatura cercana al punto de congelación del agua, la reacción prácticamente se detiene. En las plantas de producción, y en los patios de colado, se practica el curado del concreto a altas temperaturas para así acelerar la obtención de su resistencia.

Siempre debe existir agua disponible para que continúe la hidratación.

El proceso de endurecimiento y el desarrollo de la resistencia del concreto no es un proceso de secado. Si el concreto se seca totalmente, la reacción se detiene; no obstante, volverá a iniciarse a una velocidad reducida, si el concreto vuelve a humedecerse.

#### **II.4.9 Calor de hidratación.**

La relación entre el cemento y el agua es exotérmica; esto es, que se genera calor durante la reacción. Dependiendo de la clase de estructura en la cual se este utilizando el concreto, este calor puede ser una ventaja o una desventaja. En la construcción ordinaria,

los miembros son de tales dimensiones que no existe ningún problema cuando este calor se libera. En las presas y en otras estructuras masivas deben tomarse todas las medidas que sean necesarias para reducir la velocidad de liberación de calor, modificando la composición del cemento o por medio de un proyecto especial y una construcción adecuada para eliminarlo. Aislando las cimbras durante la época fría, el calor puede utilizarse ventajosamente para proteger el concreto contra la congelación hasta que adquiera la suficiente resistencia para soportarla.

#### II.4.10 Fraguado

Este es el termino utilizado para describir la rigidez de la pasta del cemento, aun cuando la definición de rigidez de la pasta puede considerarse un poco arbitraria. Hablando en forma aproximada, el fraguado se refiere a un cambio de un fluido a un estado rígido. Aunque durante el fraguado la pasta requiere de alguna resistencia, para efectos prácticos es conveniente distinguir el fraguado del endurecimiento, pues este último termino se refiere al aumento de resistencia de una pasta de cemento fraguada.

En la practica se utilizan los términos de fraguado inicial y fraguado final para definir etapas de fraguado elegidas arbitrariamente.

Parece que el fraguado es causado por una hidratación selectiva de algunos componentes del cemento: los dos primeros en reaccionar son  $C_3A$  y  $C_3S$ . Las propiedades del fraguado relámpago del  $C_3A$  se mencionaron en la sección anterior, pero la adición de yeso retrasa la formación de el hidrato de aluminato de calcio y, de este modo el  $C_3S$  se fragua primero. El  $C_3S$  puro mezclado con agua también presenta un fraguado inicial, pero el  $C_2S$  se endurece en forma mas gradual.

En un cemento retardado en forma adecuada, la estructura de la pasta de cemento hidratada se establece por medio de el silicato de calcio hidratado, mientras que si se permitiera al  $C_3A$  fraguar primero se formaría un hidrato de aluminato de calcio mas poroso.

El resto de los componentes del cemento se hidrataría también dentro de esta estructura porosa y las características de resistencia de este cemento se verían afectadas en forma adversa.

Aparte de la rapidez de formación de productos cristalinos, se han indicado también como factores de el progreso del fraguado el desarrollo de películas alrededor de los granos de el cemento y la coagulación conjunta de los compuestos de la pasta.

El proceso de fraguado va acompañado por cambios de temperatura en la pasta de cemento: el fraguado inicial corresponde a un rápido aumento en la temperatura, y el final, al máximo de temperatura. En este momento también se produce una fuerte caída en la conductividad eléctrica, por lo que se han realizado algunos intentos de medir el fraguado por medios eléctricos.

El tiempo de fraguado de un cemento disminuye al aumentar la temperatura, pero sobre los 30° C se puede observar un efecto inverso. A bajas temperaturas el fraguado se retarda.

#### **II.4.11 Fraguado falso**

Se da el nombre de fraguado falso a una rigidez prematura y anormal del cemento, que se presenta dentro de los dos primeros minutos después de haberlo mezclado con agua. Difiere de el fraguado relámpago en que no despidе calor en forma apreciable y, si se vuelve a mezclar la pasta de cemento sin adición de agua, se restablece su plasticidad y fragua normalmente sin pérdida de resistencia.

Algunas de las causas del fraguado en falso pueden encontrarse en la deshidratación del yeso cuando se mezcla con un clinker demasiado caliente: se produce hemihidrato ( $\text{CaSO}_4 \cdot 1/2\text{H}_2\text{O}$ ) o anhídrita ( $\text{CaSO}_4$ ) y, cuando se mezcla el cemento con agua, estos compuestos se hidratan para formar yeso. De esta manera, se produce un fraguado de la pasta que da como resultado una rigidización de la mezcla agua-cemento.

Otra causa de el fraguado falso puede asociarse con los álcalis del cemento. Al almacenarse el cemento, los álcalis pueden carbonatarse y los carbonatos alcalinos reaccionan con el  $\text{Ca(OH)}_2$  liberado por la hidrólisis de el  $\text{C}_3\text{S}$  para formar  $\text{CaCO}_3$ . Este precipita e induce a una rigidización de la pasta.

También se ha sugerido que el fraguado falso se puede deber a una activación del  $\text{C}_3\text{S}$  por aireación en humedades relativamente altas. El agua es absorbida por los granos de cemento: por lo tanto, estas superficies recién activadas pueden combinarse en forma muy rápida con mas agua durante la mezcla, lo cual produce un falso fraguado.

Las pruebas de laboratorio en fabricas de cemento generalmente eliminan la posibilidad de fraguados falsos en el cemento. Pero, sin embargo, si se encuentra un fraguado en falso, puede remediarse mezclando el concreto sin adicionar agua. Aunque esto no resulta fácil, la trabajabilidad puede mejorar y el concreto vuelve a sus condiciones normales

#### **II.4.12 Usos modernos.**

El concreto ha sufrido una notable transformación durante los últimos 25 años. No hace mucho tiempo, con pocas excepciones, el concreto era un material gris de construcción que se utilizaba para construir presas, cimientos, pavimentos, columnas estructurales y trabes. Raramente se aprovechaba su potencial artistico. Sin embargo en nuestros días, ha alcanzado nuevas alturas como material de servicio y ornato, gracias al trabajo pionero de unos cuantos arquitectos e ingenieros prominentes. Estructuras dramáticas y fascinantes ofrecen una evidencia excitante de la libertad de expresión estética en texturas, colores, formas y tamaños, que permiten al proyectista impartir elegancia y forma artística a las estructuras de concreto utilizando técnicas atrevidas y llenas de color que hasta hace años no eran sino un sueño.



Las estructuras de los rascacielos, los paraboloides hiperbólicos, los arcos circulares, los elementos precolados y preesforzados, los elementos inclinados, los moldes deslizantes o corredizos, las losas colgadas, el concreto lanzado sin cimbra y el enlucido, todo esto le presta características únicas a la construcción. El transporte y colado del concreto se han visto revolucionados por la bomba para concreto de línea pequeña.

Entre otros logros de mediados del siglo XX se incluyen :

Procedimientos y equipo para adaptar técnicas como la de los moldes deslizantes y elementos inclinados para edificios grandes y pequeños por igual, precolado de componentes en edificios grandes y pequeños, simples y complejos, precolado y preesforzado en el lugar, disponibilidad de cemento portland blanco, producción de cemento expansivo, nuevas técnicas para impartir color y textura al concreto aparente y enlucido, nuevo conocimiento sobre los agregados y el concreto ligeros, especificaciones más apegadas a la realidad de parte de arquitectos e ingenieros, métodos mejorados para el soldado del refuerzo, y una indicación más adecuada sobre el uso de aditivos.

Resulta inimaginable el futuro de esta industria, pues basta considerar, como ejemplo, el concreto reforzado con fibra experimentado en laboratorio y que día a día va a tomar su lugar en el campo de la construcción. Es posible que la polimerización proporcione la solución para un concreto de mayor resistencia y durabilidad. Las investigaciones teóricas de ayer son la práctica común de nuestros días, y resultaran obsoletas mañana.

#### **II.4.13 Características del concreto**

Para establecer claramente lo que es el concreto, existe una cuestión que debe aclararse: no es lo mismo cemento que concreto.

Resulta equivocado hablar de calzadas de cemento, ya que estas no existen. Cuando se hace una mezcla de arena, roca triturada o grava, cemento y agua , y se vacía en un molde, la mezcla al endurecerse se conoce como concreto.

Se conoce como mortero, a la mezcla que contiene únicamente agregado del tamaño de la arena, todo con un diámetro menor de 6.4 mm. La lechada es la mezcla de únicamente cemento y agua a la porción cemento-agua del concreto se la llama pasta.

Lechada de cemento es una mezcla de cemento y agua, con o sin agregado fino, que contiene el agua suficiente para producir una consistencia que al vaciarse no presente segregación de las partes. La lechada de cemento tiene una consistencia más húmeda que el mortero. Todas estas muestras pueden hacerse con o sin aditivos.

Un concreto simple es quebradizo y no resiste los esfuerzos a la tensión o a la tracción se usa en estructuras sujetas básicamente a cargas de compresión o de presión. El concreto reforzado es un concreto con varillas de acero o alambre ahogados en el momento de colarse , para proporcionarle resistencia a la tensión El acero y el concreto se complementan entre si actuando como una sola unidad, y además el concreto protege al acero contra la oxidación y el fuego.

#### **II.4.14 Concreto fresco**

Se denomina concreto fresco al producto que se obtiene en el inicio de la mezcla de los materiales constituyentes del concreto. Este concreto es plástico, es decir, no tiene una forma fija y cambia de forma fácilmente. puede manipularse y dársele forma por medio de moldes.

La única propiedad o característica del concreto fresco que debe preocupar al encargado de manejarlo en la obra es su "trabajabilidad", que se define como la facilidad con la que pueda manejarse el concreto, y colarse con una pérdida mínima de homogeneidad. Como medida de la trabajabilidad de un concreto se utiliza la prueba del revenimiento.

#### **II.4.15 Concreto endurecido**

Al descimbrar un concreto después de varias horas o días de colado, este tiene poca resistencia. Conserva aún un alto contenido de humedad, y se le define como "concreto semi-endurecido". Puede resultar dañado fácilmente, y debe sostenérsele, ya que no puede soportar ninguna carga, ni aún su propio peso.

El concreto fragua y se endurece después de el curado. Es en esta condición que puede soportar alguna carga. Al llegar a esta etapa el concreto ha desarrollado las cualidades requeridas de resistencia, durabilidad, estabilidad e impermeabilidad. Si ha sido elaborado adecuadamente no presentará grietas ni ningún otro daño, y de acuerdo con los requerimientos del intemperismo, mantendrá una buena apariencia

#### **II.4.16 Concreto óptimo y durable**

El concreto que se describe como óptimo y durable, o concreto de calidad, es el que se apega a los requerimientos estructurales y estéticos que exige la vida útil de la estructura, dentro de un máximo de economía. Las propiedades que debe tener ese concreto son:

- )Trabajabilidad en estado fresco.
- )Resistencia de acuerdo con el proyecto, evitando una mayor resistencia (antieconómica) o una menor resistencia (peligrosa).
- )Durabilidad, para resistir los ataques de los agentes climatológicos o de ciertas sustancias.
- )Estabilidad volumétrica, o sea, contracción mínima al secarse y cambios volumétricos originados por variaciones en la humedad y temperatura.
- )Libre de grietas, reduciendo la tendencia al agrietamiento (estabilidad volumétrica), o instalando juntas y dispositivos para el control de las grietas.
- )Libre de defectos tales como hoquedades, descascaramiento, reventones, suavidad superficial y vacíos.
- )Impermeabilidad (siempre que sea aplicable).

-)Economía

-)Buena apariencia.

Para obtener este concreto de calidad se debe empezar por tener buenos materiales, un proporcionamiento correcto, una mezcla adecuada y un buen colado, además de una cuidadosa inspección y pruebas para verificar dicha calidad. Para tener esta clase de concreto se requiere de una dirección responsable desde el momento en que se inicia el proyecto, hasta la terminación del mismo.

**CAPITULO III**  
**CONCRETO NORMAL**

## **CAPITULO III**

### **CONCRETO NORMAL**

El concreto normal o simple es una mezcla de cemento Portland, agregado fino, agregado grueso, aire y agua, es un material temporalmente plástico que puede colarse o moldearse, y más tarde se convierte en una masa sólida por reacción química. El usuario del concreto desea resistencia adecuada, facilidad de colocación y durabilidad, al mínimo costo. El proyectista de concreto puede variar las proporciones de los cinco componentes dentro de límites amplios, para lograr esos objetivos. Las variantes principales son la relación agua-cemento, la proporción cemento-agregado, tamaño del agregado grueso, proporción entre agregado fino y agregado grueso, tipo del cemento y productos incluidos en la mezcla.

#### **III 1 CONCRETO FRESCO**

##### **III.1.1 Definición de trabajabilidad**

Se dice que un concreto que satisface las condiciones es trabajable, pero establecer que la trabajabilidad determina la facilidad de colocación y la resistencia a la segregación es dar una descripción demasiado vaga de esta vital propiedad del concreto. Además, la trabajabilidad deseada en cada caso particular dependerá de los medios de compactación existentes; asimismo, una trabajabilidad satisfactoria para concreto masivo no es necesariamente suficiente para secciones delgadas, inaccesibles, o muy reforzadas. Por estas razones, la trabajabilidad debería ser definida como una propiedad

física del concreto por sí solo, sin referencia a las circunstancias de un tipo particular de construcción.

Para obtener esta definición, es necesario considerar lo que sucede cuando se compacta el concreto, ya sea que la compactación se realice por apisonamiento o por vibración, el proceso consiste esencialmente en eliminar el aire atrapado del concreto hasta que alcance una configuración tan estrecha como sea posible para una mezcla dada. Por ello, el trabajo realizado se usa para vencer la fricción entre las partículas individuales en el concreto, y también entre el concreto y la superficie del molde o del refuerzo. Estas dos funciones pueden llamarse interna y superficial, respectivamente. Además, una parte del trabajo realizado se emplea en vibrar, sacudir el molde y, desde luego, en vibrar las partes de concreto que se han consolidado completamente. Así el trabajo hecho consta de una parte “desperdiciada “ y de un trabajo “útil”, y el segundo, como se acaba de mencionar, comprende el trabajo realizado para vencer la fricción superficial. Ya que tan solo la fricción interna es una propiedad intrínseca de la mezcla, la trabajabilidad puede definirse mejor como la cantidad de trabajo interno útil que se necesita para producir una compactación completa. Esta definición se debe a Glanville, Collins y Matthews, del Road Reseach Laboratory, quienes han examinado exhaustivamente el campo de la compactación y la trabajabilidad.

Otro termino utilizado para describir el estado de concreto fresco es consistencia. En el uso ordinario del idioma, esta palabra se refiere a la firmeza de una substancia o a su facilidad para fluir. En el caso del concreto, la consistencia se toma a veces en el sentido del grado de humedad; dentro de ciertos limites, los concretos húmedos son mas trabajables que

los concretos secos, pero los concretos de la misma consistencia pueden variar en trabajabilidad.

### III.1.2 La necesidad de trabajabilidad suficiente

La trabajabilidad se ha estudiado hasta aquí, únicamente como una propiedad del concreto fresco; sin embargo es también vital en lo que concierne al producto terminado, pues de ella depende que la compactación a máxima densidad sea posible con una cantidad moderada de trabajo o con el esfuerzo que estemos dispuestos a invertir en determinadas condiciones.

La necesidad de efectuar la compactación se vuelve manifiesta al estudiar la relación entre el grado de compactación y la resistencia resultante. Es conveniente expresar lo primero como una relación de la densidad real del concreto y la densidad de la misma mezcla completamente compactada. Asimismo, la relación de la resistencia del concreto en su grado real de compactación con la resistencia de la misma mezcla totalmente compactada, puede llamarse relación de resistencias. Entonces, la comparación entre las relaciones de resistencias y de densidad tiene la forma mostrada en la figura III.1.

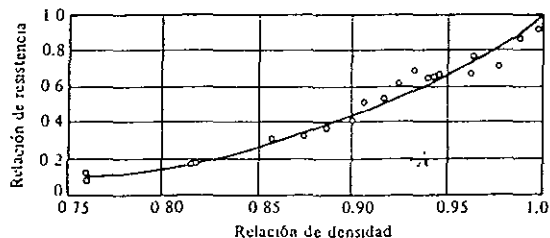


Fig III.1 Correspondencia entre las relaciones de resistencia y densidad (Derechos de autor reservados a la corona Británica)



La presencia de vacíos en el concreto reduce mucho su resistencia; un 5 por ciento de vacíos puede causar un descenso en la resistencia de más de 30 por ciento y aún un 2 por ciento de vacíos puede ocasionar una reducción mayor al 10 por ciento de la resistencia. Esto por supuesto, concuerda con la expresión de Feret que relaciona la resistencia con la suma de volúmenes de agua y aire de una pasta endurecida.

Los vacíos del concreto son, de hecho, burbujas de aire atrapado o espacios que quedan después de quitar el exceso de agua. El volumen de los segundos depende solamente de la relación agua-cemento de la mezcla. Las burbujas de aire, que representan aire “accidental”, es decir, huecos dentro de un material granular originalmente suelto, dependen de la granulometría de las partículas más finas de la mezcla, y se expulsan más fácilmente de esta a medida que contiene más agua. De esto se observa, entonces, que para cualquier método de compactación debe haber un contenido óptimo de agua en la mezcla, para el cual la suma de los volúmenes de burbujas de aire y de agua será mínimo. Se obtendrá una relación máxima de pesos específicos del concreto cuando el contenido de agua sea el óptimo. Se puede ver, sin embargo, que el contenido óptimo de agua puede variar para los diferentes métodos de compactación.

### **Factores que afectan la trabajabilidad**

El principal factor es el contenido de agua de la mezcla, expresado en kilogramos de agua por metro cúbico de concreto; es conveniente aún cuando solo constituya una aproximación, suponer que para un tipo de agregado y granulometría y una determinada trabajabilidad del concreto, el contenido de agua es independiente de la relación

agregado/cemento. Sobre la base de esta suposición, se pueden estimar las proporciones de las mezclas de concreto de diferente riqueza, como se muestra en la tabla III.2, en donde están contenidos los valores típicos de contenido de agua para diversos revenimientos y tamaños máximos del agregado. Estos valores son aplicables solamente a concretos sin aire incluido cuando hay aire incluido, el contenido de agua puede reducirse de acuerdo con los datos de la tabla III.3.

Esto es indicativo del orden de valores únicamente, ya que el efecto de aire incluido en la trabajabilidad depende de las porciones de la mezcla.

Tabla III.2 Contenido aproximado de agua para diversos revenimientos y tamaños máximos de agregados.

Tamaño máximo del agregado		Contenido de agua en el concreto					
		Revenimiento de 25-50 mm		Revenimiento de 75-100 mm		Revenimiento de 150-175 mm	
mm	pulgadas	Agregado redondeado Kg/m <sup>3</sup>	Agregado angular Kg/m <sup>3</sup>	Agregado redondeado Kg/m <sup>3</sup>	Agregado angular Kg/m <sup>3</sup>	Agregado redondeado Kg/m <sup>3</sup>	Agregado angular Kg/m <sup>3</sup>
9.5	3/8	190	210	200	225	230	255
19.0	3/4	170	195	190	210	210	225
38.1	1 1/2	160	170	170	190	190	210
50.8	2	150	165	165	180	180	195
76.2	3	135	155	155	165	160	185

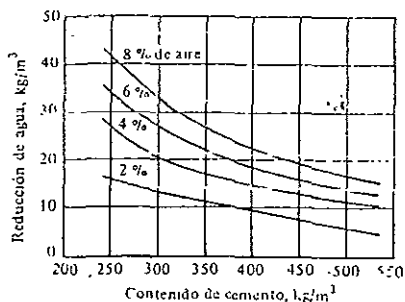


Fig. III.3 Reducción del agua de mezclado necesaria, debida a la inclusión de aire

Si el contenido de agua y las otras proporciones de la mezcla son fijas, la trabajabilidad esta gobernada por el tamaño máximo del agregado, su granulometría, su forma y su textura. La granulometría y la relación agua/cemento tienen que considerarse juntas, ya que una granulometría que produzca el concreto más trabajable para un valor particular de la relación agua/cemento, puede no ser la mejor para otra relación, en particular, cuanto más alto es la relación agua/cemento, se precisa una granulometría más fina para obtener una trabajabilidad máxima. En realidad, para un valor determinado de una relación agua/cemento, hay un valor de la relación de agregados grueso/fino (con materiales dados) que nos da la más alta trabajabilidad. Inversamente, para una trabajabilidad determinada hay un valor de la relación de agregados grueso/fino, para la cual el agua necesaria es mínima.

Se debe recordar sin embargo, que aún cuando se establecieron proporciones por peso al estudiar las granulometrías de agregados necesarios para obtener una trabajabilidad satisfactoria, este criterio se aplica solamente al agregado de una densidad constante. En realidad la trabajabilidad, depende de las proporciones volumétricas de las partículas de diferentes tamaños, así que al usar agregados con densidad variable (por ejemplo, en el caso de algunos agregados ligeros o en mezclas de agregados ordinarios y ligeros), las proporciones de la mezcla deben establecerse sobre la base del volumen absoluto de cada fracción de tamaño. Esto se aplica también en el caso del concreto con aire incluido, ya que el aire incluido actúa como partículas finas sin peso. La influencia de las propiedades de los agregados sobre la trabajabilidad decrece al aumentar la riqueza de la mezcla, y posiblemente desaparecer por completo cuando la relación agregado/cemento es de solamente 2.5 o 2.

En la práctica la predicción de la influencia de las proporciones de la mezcla sobre la trabajabilidad debe hacerse con cuidado, por que tan solo dos de los tres factores - relación agua/cemento, relación agregado/cemento y contenido de agua - son independientes. Por ejemplo, si la relación agregado/cemento se reduce mientras que la del agua/cemento se mantiene constante, se eleva el contenido de agua y, en consecuencia, la trabajabilidad aumenta también. Si por otro lado, el contenido de agua se mantiene constante mientras que se reduce la relación agregado/cemento, entonces la relación agua/cemento disminuye, pero la trabajabilidad no se afecta seriamente.

Esta última observación resulta necesaria debido a algunos efectos secundarios, una relación menor agregado/cemento significa un área superficial mayor de sólidos (agregados y cemento), de modo que la misma cantidad de agua produce una trabajabilidad un poco menor. Esto puede compensarse por medio de una granulometría del agregado ligeramente más gruesa. Existen también algunos otros factores menores, como la finura del cemento, pero su influencia es aún controvertida.

#### **III.1.4 Medición de la trabajabilidad**

Desafortunadamente, no se conoce ninguna prueba que mida directamente la trabajabilidad en la forma que se acaba de definir. Numerosos intentos se han hecho, sin embargo, para correlacionar la trabajabilidad con alguna medida física fácil de determinar, pero ninguno de ellos ha resultado del todo satisfactorio, aunque sí pueden suministrar información útil dentro de un intervalo de variación en la trabajabilidad.

### III.1.4.a Prueba de revenimiento

Es una prueba que se usa ampliamente en las construcciones de todo el mundo. La prueba de revenimiento no mide la trabajabilidad del concreto, pero es muy útil para detectar variaciones en la uniformidad de la mezcla de proporciones nominales determinadas. Existen algunas pequeñas diferencias en los detalles de los procedimientos usados en los distintos países, pero carecen de importancia. Las especificaciones de las normas B.S. 1881; parte 2:1970, se resumen a continuación.

El molde para la prueba de revenimiento es un cono truncado de 300 mm de altura, el cual debe colocarse en una superficie lisa, con la abertura más pequeña hacia arriba, y llenarse con concreto en cuatro capas. Cada capa se apisona 25 veces con una varilla de acero estándar de 16 mm de diámetro, redondeada en la punta, y la superficie superior se aplana con una cuchara. El molde debe estar firmemente sostenido en la base durante toda la operación; esto se facilita mediante asas o estribos ajustados al molde.

Inmediatamente después de llenarlo, se levante lentamente el cono, y al faltarle apoyo, el concreto se abatirá o reventará; de ahí el nombre de la prueba. La disminución en altura de la parte superior del concreto abatido se llama revenimiento, y se mide con una aproximación de 5 mm. A fin de reducir la influencia de la variación de la fricción sobre el revenimiento, el interior del molde y la base deberán humedecerse al comienzo de cada prueba. Antes de levantar el molde, el área inmediata alrededor de la base del cono deberá limpiarse quitando el concreto que haya podido caer accidentalmente.

Si en lugar de reventarse uniformemente el cono, como en un revenimiento normal, la mitad del cono se desliza en un plano inclinado, se dice que ha tenido lugar un revenimiento

por corte, y la prueba deberá repetirse. Si el revenimiento por corte persiste, como puede suceder con muestras ásperas, esto es un indicio de falta de cohesión en la mezcla.

Las mezcla de consistencia rígida tienen revenimiento de cero, por lo que dentro de la gama de mezclas más secas no se detectan variaciones entre mezclas de diferente trabajabilidad. Las mezclas ricas se comportan satisfactoriamente, pues su revenimiento es sensible a las variaciones en trabajabilidad. Sin embargo, en mezcla pobres con tendencia a ser ásperas, un revenimiento normal puede cambiar fácilmente al tipo por corte, o aun al de desplome, y pueden obtenerse valores ampliamente diferentes de revenimiento de diferentes muestras de la misma mezcla.

El orden o la magnitud del revenimiento para trabajabilidades se muestra en la “tabla III 4 de contenido aproximado de agua para diversos revenimientos y tamaños máximos del agregado”. Debe recordarse, sin embargo, que con diferentes agregados se puede registrar el mismo revenimiento para distintas trabajabilidades, pues, de hecho, el revenimiento no está en relación única con el concepto de la trabajabilidad definido previamente.

A pesar de estas limitaciones, la prueba de revenimiento se usa mucho en campo para verificar las variaciones de un día a otro o de una hora a otra en los materiales que alimentan la mezcladora. Un aumento en el revenimiento puede significar, por ejemplo, que el contenido de humedad del agregado se ha elevado inesperadamente, otra causa puede ser un cambio en la granulometría del agregado, tal vez consistente en una deficiencia de arena. Un revenimiento muy alto o muy bajo constituye un aviso inmediato y permite al operador de la mezcladora remediar la situación. Esta aplicación de la prueba de revenimiento, junto con su sencillez, motivan su alto grado de utilización.

Tabla III.4 Trabajabilidad, revenimiento y factor de compactación de concretos con tamaño máximo de agregado de 19 ó 38 mm.				
Factor de compactación				
Grado de trabajabilidad	Revenimiento mm.	Aparato pequeño	Aparato grande	Uso adecuado del concreto
Muy bajo	0-25	0.78	0.80	Caminos vibrados con compactadoras mecánicas. En el extremo más trabajable de este grupo, el concreto podrá compactarse en ciertos casos con maquinas operadas manualmente
Bajo	25-50	0.85	0.87	Caminos vibrados con maquinas manuales. En el extremo más trabajable de este grupo, el concreto podrá compactarse manualmente en caminos que empleen agregado de forma redonda o irregular. Cimentaciones de concreto masivo sin vibrado o secciones ligeramente reforzadas con vibrado.
Mediano	50-100	0.92	0.935	En el extremo menos trabajable de este grupo, se encuentran losas planas compactadas manualmente, usando agregados triturados. Concreto con refuerzo normal, compactado manualmente y secciones muy reforzadas con vibrado.
Alto	100-175	0.95	0.96	Para secciones de altas concentraciones de refuerzo. No suele ser adecuado para vibrado.

### III.1.4.b Prueba de factor de compactación

No existe un método de aceptación general para medir directamente la trabajabilidad, es decir, la cantidad de trabajo necesario para alcanzar una compactación completa. La prueba más confiable existente se basa en el planteamiento inverso: determinar el grado de compactación alcanzado por una cantidad estándar de trabajo. El trabajo aplicado incluye forzosamente el trabajo realizado contra la fricción superficial, pero reducido a un mínimo, aunque probablemente la fricción real varia con la trabajabilidad de la mezcla.

El grado de compactación, llamado factor de compactación, se mide mediante la relación de peso específico, es decir, el cociente del peso específico realmente obtenido en la prueba entre el peso específico del mismo concreto totalmente compactado.

Esta prueba, conocida como prueba del factor de compactación, se desarrolló en el Road Research Laboratory, y actualmente se prescribe la norma B: S' 1881 Part 2:1970. En esencia, el aparato consta de dos tolvas, cada una en forma de cono truncado, y un cilindro, los tres situados cada uno bajo el anterior. Las tolvas tienen unas compuertas de bisagras al fondo, como se muestra en la figura. Todas las superficies interiores están pulidas para reducir la fricción.

La tolva superior se llena de concreto, que debe colocarse suavemente a fin de no aplicar ningún trabajo de compactación al concreto en esta etapa. A continuación, se abre la compuerta inferior de la tolva y el concreto cae en la tolva siguiente. Esta es más pequeña que la superior, por lo cual se llena hasta rebosar y, por lo tanto, siempre contiene aproximadamente la misma cantidad de concreto en estado estándar; la influencia del factor humano en el llenado de la tolva superior queda muy reducida. Al abrir la compuerta de esa tolva, el concreto cae en el cilindro. se corta el exceso de concreto deslizando dos llanas por la parte superior del molde y se determina el peso neto del concreto correspondiente al volumen conocido del cilindro.

A continuación puede calcularse el peso específico del concreto en el cilindro, y este peso específico, dividido entre el del concreto totalmente compactado, da como resultado el factor de compactación. El segundo valor del peso específico del concreto totalmente compactado puede obtenerse llenando el cilindro con concreto en cuatro capas, cada una picada o vibrada. o, también, a partir de los volúmenes absolutos de los ingredientes de la mezcla.



El aparato de la prueba del factor de compactación que aparece en la figura tiene aproximadamente 1.2 m de altura. Para concretos con agregado máximo de más de 19 mm y hasta 38 mm (3/4 a 1 ½ pulg) deberá usarse un aparato “grande”. Su altura es de 1.80 m, y por esta razón, este no se usa en la práctica. Con un mismo concreto, el aparato grande da un factor de compactación un poco mayor que el obtenido con el aparato pequeño. Desafortunadamente, el aparato para el factor de compactación no se usa a menudo fuera de trabajos de concreto prefabricado y en grandes obras.

En la tabla III.4 se enumeran los valores del factor de compactación para diferentes trabajabilidades, como aparecen en el Road Note No. 4, en contraste con la prueba de revenimiento, las variaciones en trabajabilidad de concretos secos se reflejan en un gran cambio del factor de compactación, es decir, la prueba es más sensible en el extremo de la escala de poca trabajabilidad que a trabajabilidad mayor. Sin embargo, las mezclas muy secas tienden a pegarse en una o ambas tolvas, entonces es necesario soltar con cuidado el material, empujándolo suavemente con una varilla de acero. Además, parece que para el concreto de muy baja trabajabilidad, la cantidad real de trabajo que se requiere para una compactación completa depende de la riqueza de la mezcla, lo cual no sucede con el factor de compactación; las mezclas pobres necesitan más trabajo que las ricas.

Por lo tanto, la suposición implícita de que todas las mezclas con el mismo factor de compactación requieren la misma cantidad de trabajo útil no está siempre justificada. Así mismo, la suposición mencionada antes, de que el trabajo empleado representa una proporción constante del trabajo total realizado independientemente de las propiedades de la

mezcla, no es totalmente correcta. No obstante, la prueba del factor de compactación indudablemente proporciona una buena medida de trabajabilidad.

Se ha ideado también un aparato automático para la prueba del factor de compactación. En este aparato el cilindro descansa sobre una balanza de resorte, que puede calibrarse para una mezcla dada, de modo que se puede leer directamente la trabajabilidad, o aún indicar el exceso o la deficiencia del agua en kilogramos por volumen de concreto.

#### **III.1.4.c Prueba de fluidez**

Esta prueba de laboratorio indica la consistencia del concreto y su tendencia a la segregación midiendo la dispersión de un pequeño volumen de concreto sujeto a sacudidas. La prueba de fluidez es sobre todo valiosa para estudiar la segregación, Pero da también una buena indicación de la consistencia de mezclas rígidas, ricas y más bien cohesivas.

La prueba se describe en la norma ASTM C124-39 (reaprobada en 1966). El aparato se compone, en esencia, de una mesa de latón, de 760 mm de diámetro, montada de manera que pueda ser sacudida por medio de una caída de 13 mm. un molde de forma de cono truncado, mucho más grueso y corto que el cono de revenimiento, se coloca en el centro de la mesa, se llena con concreto en dos capas y compactado como en la prueba de revenimiento. Se levanta el molde y se sacude 15 veces en 15 segundos. esto se hace por medio de una rueda que acciona una leva excéntrica. En consecuencia, el concreto se esparce sobre la mesa, y se mide el diámetro promedio del concreto esparcido.

La fluidez del concreto se define como el incremento del porcentaje en el diámetro promedio del concreto esparcido (D cm ) con respecto al diámetro original de la base (25 cm), o sea ,

$$\text{Fluidez} = \frac{D-25}{25} \times 100$$

Pueden obtenerse valores desde 0 hasta 150 por ciento.

las sacudidas aplicadas durante una prueba favorecen la segregación, y si la mezcla no es cohesiva, las partículas más grandes del agregado se separaran y se moverán hacia la orilla de la mesa. Otra forma de segregado es posible; en una mezcla lodosa, la pasta de cemento tiende a huir del centro de la mesa dejando el material grueso detrás.

Debe hacerse notar que la prueba de fluidez no mide la trabajabilidad, pues los concretos con la misma fluidez pueden diferir considerablemente en trabajabilidad.

#### III.1.4.d Prueba de remoldeo

La mesa de fluidez se usa en otra prueba, en la cual se evalúa la tabajabilidad sobre la base del esfuerzo realizado al cambiar la forma de una muestra de concreto. Esta es la prueba de remoldeo, desarrollada por Powers. El diagrama del aparato se puede observar en la figura III.5.

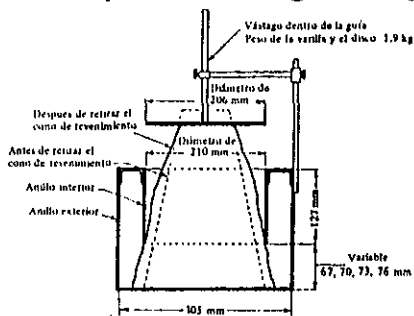


Fig. III.5 Aparato para la prueba de remoldeo

Se pone un cono estándar de revenimiento en un cilindro de 305 mm de diámetro y 203 mm de altura, que esta, montado rígidamente en una mesa de fluidez ajustada para caídas de 63 mm de diámetro y 127 mm de altura. La distancia entre la parte interior del anillo interior y el fondo del cilindro principal puede fijarse entre 67 mm y 76 mm.

El cono de revenimiento se llena de la manera estándar, se quita y se coloca un pisón en forma de disco (de 1.9 kg de peso) en la parte superior del concreto. Se sacude la mesa a razón de una caída por segundo, hasta que el fondo del pisón esta 81 mm por encima de la placa de base. En esta etapa, la forma del concreto ha cambiado de un cono truncado a un cilindro. El esfuerzo que se requiere para alcanzar este remoldeo se expresa por el número de sacudidas que se requieren. para mezclas muy secas, puede ser necesario un esfuerzo considerable.

Esta prueba es de laboratorio exclusivamente, pero es valiosa, ya que el esfuerzo de remoldeo parece estar estrechamente relacionado con la trabajabilidad.

### **III.1.4.e Segregación**

Al hablar del concreto trabajable en general, se supone que ese tipo de material no debe segregarse con facilidad, es decir, debe ser cohesivo. Sin embargo, hablando en sentido estricto, la ausencia de tendencia a la segregación no se incluye en la definición de una mezcla trabajable. No obstante, es esencial que no haya una segregación apreciable, ya que es imposible compactar por completo una mezcla segregada.

La segregación se puede definir como la separación de los diferentes elementos que constituyen una mezcla heterogénea, de tal modo que una distribución ya no sea uniforme. En el concreto, lo que causa la segregación es ante todo la diferencia en el tamaño de las

partículas y en la densidad de los componentes que lo forman, pero su extensión puede controlarse eligiendo una granulometría adecuada y teniendo mucho cuidado en el manejo de la mezcla

Existen dos tipos de segregación: en el primero de ellos las partículas más gruesas tienden a desplazarse hacia afuera, puesto que están más propensas que las partículas finas a deslizarse por las pendientes o a asentarse. El segundo tipo de segregación, que ocurre casi siempre en las mezclas húmedas, se manifiesta por la separación de la lechada (cemento y agua) de la mezcla. Con algunas granulometrías, cuando se usa una mezcla pobre, se puede presentar la primera clase de segregación si la mezcla está demasiado seca; el aumento de agua mejoraría la cohesión de la mezcla, pero, cuando ésta se hace demasiado húmeda, se puede presentar la segunda clase de segregación.

La segunda clase de segregación dependerá del método de manejo y colado del concreto. Si el material no tiene que desplazarse un trayecto largo y se traslada directamente de la carretilla a su posición final en la cimbra, el peligro de segregación es mínimo. Por otra parte, si el concreto se deja caer de una altura considerable, si tiene que pasar por un tobogán, en especial con cambios de dirección, y si debe descargarse contra un obstáculo- todos esos factores favorecen la segregación- es necesario utilizar una mezcla más cohesiva. Si se aplica un método cuidadoso de manejo, transporte y colocación, la probabilidad de segregación se puede reducir mucho. Para ello existen muchas reglas prácticas, pero éstas quedan fuera del objetivo de este libro.

Así pues, es necesario poner énfasis en que el concreto se debe colocar siempre directamente en la posición en la que ha de permanecer, y que nunca se debe permitir que

fluya o se trabaje a lo largo de la cimbra. Esta prohibición incluye el uso de un vibrador para esparcir un montón de concreto sobre un área grande. El vibrado es un medio excelente para compactar el concreto, pero debido a la gran cantidad de trabajo que se le aplica, aumenta el riesgo de segregación (diferente de la producida durante el manejo) por el uso inadecuado del vibrador. Esto es evidente cuando se permite que el vibrado dure demasiado tiempo. En muchas mezclas, lo que puede ocurrir es que los agregados gruesos se separen y se asienten en el fondo, y la pasta de cemento suba a la superficie de la cimbra. Obviamente, el concreto resultante será débil y la lechada (espuma) de la superficie será demasiado rica y húmeda; entonces, puede presentarse una tendencia a las cuarteaduras y el levantamiento del polvo.

Cabe señalar que el aire incluido reduce el peligro de segregación. Por otra parte, el uso de agregados gruesos cuya densidad difiere en forma apreciable del de los agregados gruesos cuya densidad difiere en forma apreciable del de los agregados finos, conducirá a un aumento en la segregación.

Es difícil cuantitativamente la segregación, pero cuando el concreto se maneja en la obra de cualquiera de la manera no recomendables antes señaladas, se detecta con mucha facilidad. La prueba de fluidez proporciona una buena imagen de la cohesión de la mezcla. En lo que se refiere a la propensión a la segregación causada por un vibrado excesivo, una buena prueba consiste en vibrar un cubo de concreto durante 10 minutos, descimbrarlo y observar la distribución del agregado grueso; será fácil detectar cualquier tipo de segregación.

### III.1.4.f Sangrado

El sangrado, que se conoce también como ganancia de agua, es un tipo de segregación en la que parte del agua de la mezcla tiende a subir a la superficie del concreto recién colado. Esto se debe a que los componentes sólidos de la mezcla no pueden retener toda el agua de mezclado cuando se asientan en el fondo. Es entonces cuando se presenta la sumersión, y Powers<sup>3 10</sup> trata el sangrado como un caso especial de la sedimentación. Cualitativamente, el sangrado se puede expresar como el asentamiento total por unidad de altura del concreto. La capacidad, lo mismo que la magnitud de sangrado, se pueden determinar de modo experimental por medio de la prueba descrita en la norma ASTM C 232-71 (ratificada en 1977).

Por causa del sangrado la superficie de cada colado puede quedar demasiada húmeda y, si el agua queda atrapada entre elementos superpuestos de concreto, el resultado puede ser un concreto poroso, débil y poco durable. Si el agua del sangrado se vuelve a mezclar durante el acabado de la superficie superior, se puede formar una capa de desgaste débil. Esto se puede evitar retardando la etapa de acabado hasta que el agua de sangrado se evapore; también usando una talocha y evitando sobretrabajar la superficie. Por otra parte, si la evaporación del agua de la superficie es más rápida que la magnitud del sangrado, puede observarse agrietamiento por contracción plástica. Una parte del agua que asciende queda atrapada en las partes bajas laterales de las partículas de agregado grueso o de las varillas de refuerzo, creando así zonas de adherencia deficiente. Esta agua deja detrás capilares y, puesto que todas las cavidades están orientadas hacia la misma dirección, puede aumentar la permeabilidad del concreto en un plano horizontal. Casi siempre está presente una pequeña

cantidad de ese tipo de huecos, pero es necesario evitar que haya un sangrado apreciable, ya que con él puede aumentar el peligro de daños por congelación. El sangrado se suele presentar en lozas delgadas, como en las que se usan en las carreteras, y es por lo general en ellas en donde el hielo puede representar mayor peligro.

El sangrado no siempre es dañino; si no se interrumpe (y el agua se evapora) la relación efectiva agua/cemento puede disminuir, dando como resultado un aumento de la resistencia. Por otra parte, si el agua que sube lleva consigo partículas finas de cemento en cantidad considerable, se formará una capa de lechada. Si esto sucede en la parte superior de una losa, se formará una superficie porosa, con una apariencia permanentemente "polvosa". Suele formarse en la parte superior del colado un plano débil, y la adherencia con el siguiente colado no será adecuada. Por esta razón, la capa de lechada debe quitarse siempre mediante cepillado y lavado.

La tendencia al sangrado depende mucho de las propiedades del cemento. Se puede hacer disminuir la finura del cemento y se ve afectada por ciertos factores químicos; cuando el cemento tiene un alto contenido de álcalis, o de  $C_3A$ , o cuando se le añade cloruro de calcio, hay menos sangrado.<sup>3.11</sup> Una temperatura más alta, dentro del rango normal, aumenta el sangrado, pero es probable que la capacidad total del mismo no se vea afectada. Las propiedades físicas del agregado fino, en especial si es menor que el tamiz de  $150\ \mu\text{m}$  (No. 100), también pueden afectar el sangrado.<sup>3.12</sup> Las mezclas ricas son menos propensas al sangrado que las pobres. Se logra reducir el sangrado añadiendo al concreto alguna puzolana o polvo de aluminio. El aire incluido lo reduce con eficacia, de tal suerte que el acabado se puede realizar inmediatamente después del colado.



## III 2 RESISTENCIA DEL CONCRETO

La resistencia del concreto se considera por lo común como su propiedad más valiosa. a pesar de que en muchos casos prácticos otras de sus características, como la durabilidad o la impermeabilidad, pueden resultar más importantes. No obstante, la resistencia ofrece un panorama general de la calidad del concreto, porque esta relacionada directamente con la estructura de la pasta de cemento

A continuación se consideraran algunas relaciones empíricas sobre la resistencia del concreto

### III.2.1 La relación agua/cemento

En la practica de la ingeniería, se supone que la resistencia del concreto a una determinada edad, con un curado a una temperatura prescrita, depende principalmente de solo dos factores la relación agua/cemento y el grado de compactación. La influencia de los huecos de aire sobre la resistencia se discutió anteriormente, concreto fresco, la necesidad de trabajabilidad suficiente. En esta etapa consideraremos únicamente el caso del concreto totalmente compactado, en la practica, esto significa que el concreto endurecido contiene alrededor del uno por ciento de huecos de aire.

Cuando el concreto esta completamente compactado, se considera que su resistencia es inversamente proporcional a la relación agua/cemento, de acuerdo a la ley establecida por Duff Abrams en 1919, quien se propone, como valor de la resistencia,

$$S = \frac{K1}{K2^{a/c}}$$

donde  $a/c$  representa la relación agua/cemento de la mezcla (que originalmente se expresaba en volumen), y  $K_1$  y  $K_2$  son constantes empíricas. Una curva típica de resistencia contra la relación agua/cemento se muestra en la figura III.6.

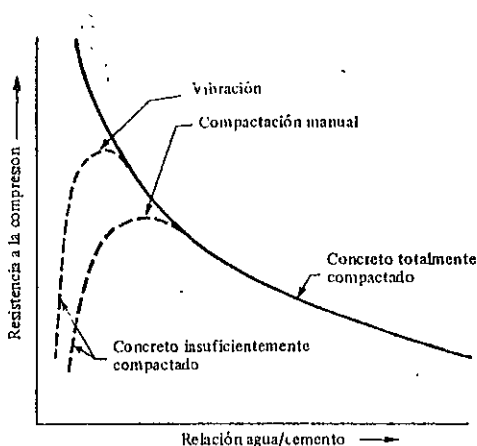


Fig. III.6 Correspondencia entre la resistencia y la relación agua-cemento del concreto

La ley de Abrams fue desarrollada independientemente, pero en un caso especial de la regla general formulada por Feret en 1896, de la forma:

$$S = K \left( \frac{c}{c + e + a} \right)^2$$

donde  $S$  es la resistencia del concreto,  $c$ ,  $e$  y  $a$  son los volúmenes absolutos del cemento, agua y aire respectivamente, y  $K$  es una constante.

Recordemos que la relación agua/cemento determina la porosidad de la pasta de cemento endurecida en cualquier etapa de hidratación. De ahí que tanto la relación

agua/cemento como el grado de compactación, afecten el volumen de los huecos de concreto, pues se halla también en otros materiales donde el agua forma poros. por ejemplo la resistencia del yeso esta en función directa del contenido de huecos, como se muestra en la figura III 7

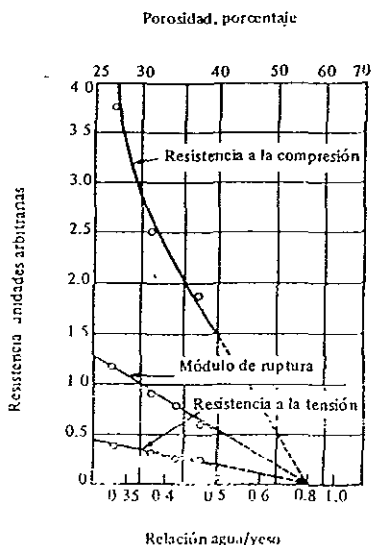


Figura III 7 Resistencia del yeso como función de su contenido de cavidades

Más aun, si la resistencia de diferentes materiales se expresa como fracción de la resistencia a una porosidad cero, veremos que una amplia gama de materiales se comportan con la misma relación entre la resistencia relativa y la porosidad, como se muestra en la siguiente figura para yeso, hierro, acero, aluminio y circonio.

Este comportamiento general resulta interesante para entender el papel que desempeñan los huecos en la resistencia del concreto. Es mas, la relación representada en la figura III.8 aclara porque el cemento compactado, cuya porosidad es muy baja, tiene una resistencia muy alta.

En un sentido estricto, la resistencia del concreto probablemente esta influenciada por el volumen de todos los huecos del concreto: aire atrapado, poros capilares, poros del gel y aire incluido, si lo hay.

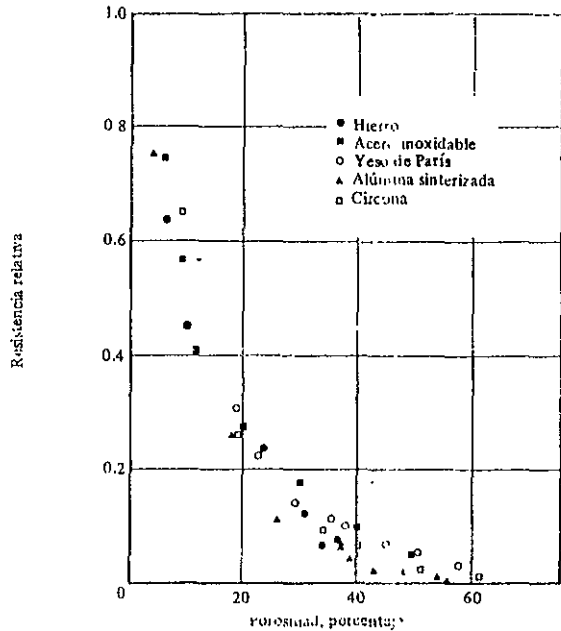


Fig. III.8 Influencia de la porosidad en la resistencia relativa de diversos materiales

### III.2.2 Agua efectiva en la mezcla

En cuanto a la cantidad de agua en la mezcla, es preciso dar una definición más cuidadosa. Consideramos efectiva el agua que ocupa espacio fuera de las partículas del agregado, cuando el volumen grueso del concreto se vuelve estable, es decir, aproximadamente en el momento del fraguado. A esto se deben los términos relación agua efectiva o neta/cemento.

Generalmente, el agua del concreto es la suma del agua añadida a la mezcla y el agua contenida en el agregado en el momento en que entre en la mezcladora. En parte, la segunda

clase de agua esta absorbida en la estructura porosa del agregado, y en parte se encuentra como agua libre en la superficie del agregado y, por lo tanto, no es diferente del agua que se añade directamente en la mezcladora. Inversamente, cuando el agregado no esta saturado y, por lo tanto, algunos de sus poros están llenos de aire, una parte del agua añadida a la mezcla será absorbida por el agregado durante más o menos la primera media hora después del mezclado. en estas circunstancias, es poco difícil separar el agua absorbida del agua libre.

En una obra, el agregado suele estar húmedo, y el agua que excede de la cantidad requerida para la condición de saturado superficialmente seco, se incluye en el agua efectiva de la mezcla. Por esta razón las curvas de resistencia de Road Note No. 4 se basan en el agua que excede de la absorción por el agregado. Por otra parte los datos de McIntosh y Erntroy se refiere al agua total añadida a un agregado seco. Esta condición del agregado se encuentra a menudo en el laboratorio. Por lo tanto es necesario tener cuidado al traducir los resultados de laboratorio a proporciones de mezcla para usarse en la obra

### **III.2.3 Naturaleza de la resistencia del concreto**

Hemos mencionado repetidamente la enorme influencia que ejercen los huecos sobre la resistencia del concreto, y debe existir una relación entre este factor y el mecanismo real de falla. Con este fin, se considera el concreto como material frágil, aún cuando presenta una pequeña cantidad de acción plástica, porque la fractura bajo carga estática tiene lugar con una deformación total moderadamente pequeña; como limite del comportamiento frágil, se ha sugerido una deformación unitaria en el momento de falla de 0.001 a 0.005.

### III.2.3,a Resistencia a la tensión

La resistencia real(técnica) de la pasta de cemento o de materiales frágiles similares, como la piedra, es mucho menor que la resistencia teórica sobre la base de la cohesión molecular, y la calculada a partir de la energía superficial de un cuerpo sólido que se supone perfectamente homogéneo y sano. Se estima que la resistencia teórica llega a ser de 10500 MN/m<sup>2</sup> (10.5 X 10<sup>4</sup> Kg/cm<sup>2</sup>).

Esta discrepancia puede explicarse por la presencia de las grietas imperfecciones postuladas por Griffith. Estas imperfecciones conducen a concentraciones de alto esfuerzo en el material bajo carga, de modo que se alcanzan esfuerzos muy altos en volúmenes muy pequeños de la muestra, con una consecuente fractura microscópica, mientras que el esfuerzo (nominal) promedio en toda la muestra es comparativamente bajo. Las imperfecciones varían en tamaño, y tan solo unas cuantas, las más grandes, causan la falla: la resistencia de una muestra es, por lo tanto, un problema de probabilidad estadística, y el tamaño de la muestra afecta el esfuerzo nominal probable al cual se observa la falla.

Se sabe que la pasta de cemento contiene numerosas discontinuidades - poros, fisuras y huecos- pero se desconoce el mecanismo exacto a través del cual afectan la resistencia. Los huecos, por si solos, no actúan forzosamente como imperfecciones pero estos pueden grietas en cristales individuales asociados con los huecos o causadas por la contracción o una mala adherencia. En el concreto no segregado, los huecos se distribuyen de manera aleatoria, una condición necesaria para aplicar la hipótesis de Griffith. Aun cuando no conocemos el mecanismo exacto de la ruptura del concreto, sabemos que

probablemente se relaciona con la adherencia dentro de la pasta de cemento y entre la pasta del agregado.

La hipótesis de Griffith postula una falla microscópica en el lugar de una imperfección, y suele suponerse que el “volumen unitario” que contiene la imperfección más débil determina la resistencia de la muestra completa. Esta afirmación implica que cualquier grieta se extenderá a través de la sección de una muestra sometida a un esfuerzo dado, o, en otras palabras, un evento que tiene lugar en un elemento se identifica con el mismo evento en el cuerpo como un todo

Este comportamiento puede encontrarse solo un esfuerzo uniformemente distribuido, con el requisito adicional de que la “segunda imperfección más débil” no tenga suficiente resistencia para resistir un esfuerzo de  $n/n-1$  veces el esfuerzo al que fallo la imperfección más débil, donde  $n$  es el número de elementos en la sección bajo carga, y cada elemento contiene una imperfección

Aun cuando una fractura local comienza en un punto y está gobernada por las condiciones en ese punto, el conocimiento del esfuerzo en un punto bajo esfuerzo más alto no es suficiente para predecir la falla. Es necesario saber también la distribución de esfuerzos en un volumen de extensión suficiente alrededor de este punto, ya que la respuesta de deformación dentro del material, particularmente cerca de la falla, depende del comportamiento y estado del material que rodea al punto crítico, y la posibilidad de expansión de la falla se ve fuertemente afectada por tal estado. Esto podría explicar, por ejemplo, por que las fibras más esforzadas en muestras a flexión al momento de la falla incipiente tienen esfuerzos mayores que la resistencia determinada en tensión directa. En él

último caso la propagación de la fractura no esta bloqueada por el material que la rodea.

Podemos ver, entonces, que diversos esfuerzos producirán, en una muestra determinada, fracturas en diferentes puntos, pero físicamente no es posible probar la resistencia de un elemento individual sin alterar su condición relativa al resto del cuerpo. Si la resistencia de una muestra esta regida por el elemento más débil, se convierte en el problema tradicional del eslabón más débil de la cadena. En términos estadísticos, tenemos que determinar el valor mínimo ( es decir, la resistencia de la imperfección más efectiva) en un muestreo de tamaño  $n$ , donde  $n$  es el numero de imperfecciones en la muestra. La analogía de la cadena puede no ser del todo correcta, ya que en el concreto los eslabones son tanto en paralelo como en serie, pero los cálculos basados en las hipótesis del eslabón más débil arrojan resultados del orden correcto. Se deduce que la resistencia de un material quebradizo, como el concreto, no puede describirse como un valor promedio solamente: debe darse una indicación de la variabilidad de la resistencia, así como información acerca del tamaño y forma de las muestras.

### **III.2.3.b Agrietamiento y falla en compresión**

La hipótesis de Griffith se aplica a la falla bajo la acción de una fuerza de tensión, pero puede extenderse a la fractura bajo esfuerzos bitriaxiales y también bajo la compresión uniaxial. Aún cuando dos esfuerzos principales son de compresión, el esfuerzo a lo largo del borde de la imperfección es de tensión en algunos puntos, y por esto puede ocurrir la



fractura Orowan calculo el esfuerzo máximo de tensión en el extremo de la imperfección de orientación más peligrosa, relativa a los ejes de esfuerzos principales como función de dos esfuerzos principales  $P$  y  $Q$ . Los criterios de falla están representados en la siguiente figura, donde  $K$  es la resistencia a la tensión bajo tensión directa. La fractura ocurre bajo una combinación de  $P$  y  $Q$  tal que el punto que representa el estado de esfuerzo cruza la curva hacia afuera en la zona sombreada.

En la figura se ve que la fractura puede ocurrir cuando se aplica compresión uniaxial; eso, de hecho, se ha observado en muestras con muestras de concreto a compresión

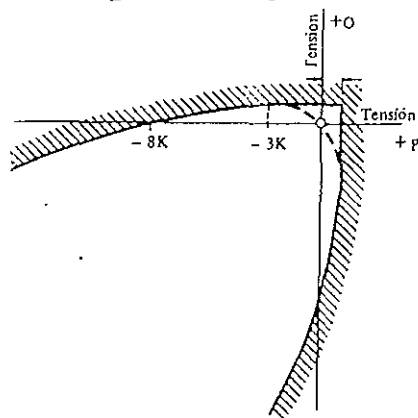


Fig. III.9 Criterio de falla bajo esfuerzos biaxiales, de Orowan <sup>316</sup>

La resistencia nominal a la compresión es, en este caso,  $8K$ , es decir 8 veces la resistencia a la tensión determinada en una prueba de tensión directa. Esta cantidad concuerda con los valores observados en la relación entre las resistencias a la compresión y a la tensión del concreto. Hay, sin embargo, dificultades para reconciliar ciertos aspectos de la hipótesis de Griffith con la dirección de las grietas observadas en muestras a compresión. Es

posible, sin embargo, que la falla en tales muestras este gobernada por la deformación lateral inducida por el módulo de Poisson.

El orden de valores del módulo de Poisson para el concreto es tal que, para elementos a una distancia suficiente de las placas de la máquina de prueba, la deformación lateral resultante puede exceder de la deformación por tensión final del concreto. La falla ocurre entonces por una partición perpendicular a la dirección de la carga, y esto se ha observado frecuentemente, sobre todo en muestras cuya altura es mayor que su ancho. Hay indicaciones claras de que no se trata de un esfuerzo límite, sino una deformación límite de tensión que determina la resistencia del concreto bajo carga estática: esto usualmente se sitúa entre  $1 \times 10^{-4}$  y  $2 \times 10^{-4}$ . Se ha encontrado que al punto de agrietamiento inicial, la deformación en la cara de tensión de una viga en flexión y la deformación lateral por tensión de un cilindro bajo compresión uniaxial son de la misma magnitud.

La deformación por tensión en una viga en el instante del agrietamiento es

Esfuerzo de tensión al agrietamiento

-----  
E

donde E es el módulo de elasticidad del concreto en el intervalo lineal de deformación.

Ahora bien, la deformación lateral en una muestra en compresión cuando, el agrietamiento se observa por primera vez es

$\mu$  X esfuerzo de compresión al agrietamiento

-----  
E

donde  $\mu$  es el modulo estático de Poisson, y E igual que en la formula anterior. De la igualdad observada entre las dos deformaciones se tiene que:

$$\mu = \frac{\text{esfuerzo de tensión al agrietamiento en flexión}}{\text{esfuerzo de compresión al agrietamiento de una muestra en compresión}}$$

El modulo de Poisson varia por lo general entre 0.11, para concreto de alta resistencia, y 0.21 para mezclas pobres, y es significativo que la relación entre las resistencias nominales a la tensión y la compresión de diferentes concretos varíe en forma similar y aproximadamente entre los mismos limites. Hay una posibilidad, entonces, de conexión entre las resistencias nominales y el modulo de Poisson, y puede sugerirse con buenos fundamentos que el mecanismo productor de las grietas iniciales en compresión uniaxial en tensión por flexión es uno mismo. La naturaleza de este mecanismo no se ha establecido, pero es probable que el agrietamiento se deba a fallas locales de adherencia entre el cemento y el agregado.

La falla final bajo la acción de una compresión uniaxial puede deberse o bien a una falla de tensión de los cristales del cemento, o de adherencia en una dirección perpendicular a la carga aplicada, o bien es un colapso por el desarrollo de planos inclinados de cortante. Es probable que la deformación unitaria final sea el criterio de falla, pero el nivel de esfuerzos varia con la resistencia del concreto; a mayor resistencia, menor deformación unitaria final. Algunos valores típicos pero de ninguna manera generales se dan a continuación

Resistencia nominal ala compresión		Deformación máxima de la falla $10^{-3}$
Kg/cm <sup>2</sup>	Mpa	
70	7	4.5
141	14	4
352	35	3
703	70	2

Bajo compresión triaxial la falla puede tener lugar por trituración: el mecanismo es, por lo tanto, bastante diferente del descrito arriba. Un incremento en la compresión lateral aumenta la carga axial que puede soportarse; como se muestra por ejemplo en la figura III.10. Con esfuerzos laterales muy elevados se han registrado resistencias extremadamente altas. Puede notarse que, si el desarrollo de la presión hidrostática de los poros en el concreto se limita, permitiendo que el agua desplazada de los poros escape a través de las placas de carga, entonces la resistencia aparente es mas alta.

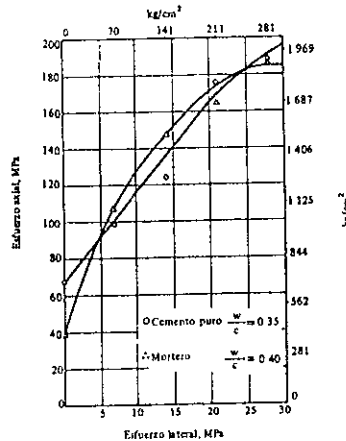


Fig.III.10 Influencia del esfuerzo lateral en el esfuerzo axial en la falla de la pasta de cemento puro y mortero <sup>3.26</sup>

Un esfuerzo de tensión lateral tiene una influencia similar, pero, desde luego, en direcciones opuestas. En la práctica, es probable que la falla del concreto tenga lugar en una gama de esfuerzos no como un fenómeno instantáneo, así que la falla final está en función del tipo de carga. Esto reviste especial interés cuando se aplica carga repetidamente, una condición que se encuentra a menudo en la práctica.

### **III.2.3.c Microagrietamiento**

En años recientes, algunas investigaciones han mostrado que existen grietas muy finas en la superficie de contacto del agregado grueso y la pasta de cemento, de hecho, aun antes de aplicar cargas al concreto. Estas grietas permanecen estables hasta un 30 por ciento o más de la carga final, y entonces comienzan a crecer en longitud, anchura y número. El esfuerzo total bajo el que se desarrollan es sensible a la relación agua/cemento de la pasta. Esta es la etapa de propagación lenta de las grietas. A 70 o 90 por ciento del esfuerzo final, las grietas se abren a través del mortero (pasta de cemento y agregado fino) y conectan las grietas de adherencia, de manera que se forma una configuración continua de grietas. Esta es la etapa de propagación rápida del agrietamiento y, si la carga se mantiene, la falla puede ocurrir con el tiempo.

Tal vez resulte apropiado considerar aquí el desarrollo de la falla del concreto, a pesar de que no hay en absoluto un criterio general en este tema. Un aspecto que no está sujeto a controversia es la influencia de la heterogeneidad del concreto sobre el comportamiento en la falla. Mientras que en un cuerpo homogéneo bajo un estado simple de esfuerzo las trayectorias del esfuerzo son rectas o curvas simples, esto no puede suceder en

el concreto, debido a la presencia del agregado; las propiedades del material varían de un punto a otro, y las superficies de adherencia agregado-pasta pueden formar todos los ángulos posibles con la dirección de la fuerza externa. En consecuencia, el esfuerzo local varía substancialmente por encima y por debajo del esfuerzo nominal aplicado.

#### **III.2.3.d Influencia del agregado grueso en la resistencia.**

El agrietamiento vertical en una muestra sometida a compresión uniaxial se inicia bajo una carga entre el 50 y el 75 por ciento de la carga final. Esto se ha determinado a partir de mediciones de la velocidad del sonido transmitido a través del concreto, y también por medio de técnicas de velocidad de un pulso ultrasónico. El esfuerzo bajo el cual se forman las grietas depende ampliamente de las propiedades del agregado grueso: la grava lisa conduce al agrietamiento a menores esfuerzos que la roca triturada áspera y angular, probablemente porque la adherencia mecánica se ve influida por las propiedades de la superficie, y, en cierto grado, por la forma del agregado grueso.

Por consiguiente las propiedades del agregado afectan el agrietamiento en la misma forma, en contraste con los efectos de la carga última en compresión y la resistencia a la flexión en la misma forma, por lo que la relación entre las dos cantidades es independiente del tipo de agregado grueso ya que, excepto el concreto de alta resistencia, las propiedades del agregado, especialmente su textura superficial, afectan la resistencia final a la compresión mucho menos que la resistencia a la tensión o a la carga de agrietamiento en compresión.

La influencia del tipo de agregado grueso sobre la resistencia del concreto varía en magnitud, y depende de la relación agua/cemento de la mezcla. Para relaciones

agua/cemento inferiores a 0.4, el uso del agregado triturado ha producido resistencias superiores en más de 38 por ciento a las de la grava. con un incremento en la relación agua/cemento, la influencia del agregado disminuye, probablemente porque la resistencia de la pasta por si sola se vuelve importante, y a una relación agua/cemento de 0.65 no se ha observado alguna diferencia en las resistencias de los concretos hechos con roca triturada y grava.

La influencia del agregado en la resistencia a la flexión parece depender también de la condición de humedad del concreto en el momento de la prueba.

La forma y la textura superficial del agregado grueso afectan también la resistencia del concreto al impacto, siendo la influencia cualitativamente la misma que en la resistencia a la flexión

Kaplan observo que la resistencia a la flexión del concreto es generalmente inferior a la resistencia a la flexión del mortero correspondiente. El mortero parecería, así fijar él límite superior de la resistencia a la flexión del concreto, y la presencia del agregado suele reducir esta resistencia. Por otra parte, la resistencia a la compresión del concreto es mayor que la del mortero, lo cual de acuerdo con Kaplan, indica que el entrelazado mecánico del agregado grueso contribuye a la resistencia del concreto sometido a compresión. Este comportamiento no ha sido, sin embargo, confirmado para aplicarlo generalmente, y el problema completo de la resistencia del mortero y del concreto requiere un estudio más amplio.

### **III.2.3.e Influencia de la riqueza de la mezcla sobre la resistencia**

El comportamiento anormal de las mezclas extremadamente ricas fue mencionado anteriormente ( véase, relación agua/cemento), pero la relación agregado/cemento afecta la resistencia de todos los concretos de altas y medianas resistencias, es decir, con una resistencia de  $35 \text{ MN/m}^2$  ( $350 \text{ Kg/cm}^2$ ) o más. No cabe duda de que la relación agregado/cemento es solamente un factor secundario en la resistencia del concreto, pero se ha encontrado que para una relación agua/cemento constante, una mezcla más pobre conduce a una resistencia superior.

Probablemente este comportamiento este asociado con la absorción de agua por el agregado: una mayor cantidad de agregado absorbe una cantidad mayor de agua, lo cual reduce la relación efectiva agua/cemento. Es probable, sin embargo, que otros factores intervengan también: por ejemplo, el contenido total de agua por metro cubico de concreto es menor en una mezcla pobre que en una rica. Como resultado, en una mezcla pobre los huecos forman una fracción más pequeña del volumen total del concreto, y son estos huecos los que tienen efectos adversos sobre la resistencia.

### **III.3 Efecto de la edad sobre la resistencia del concreto**

La relación entre la relación agua/cemento y la resistencia del concreto se aplica únicamente a un tipo de cemento y a una sola edad. Por otra parte , la relación entre la resistencia y la relación espacio/gel tiene una aplicación más general, porque la cantidad presente de gel en la pasta de cemento en cualquier momento es, en sí, función de la edad y



del tipo de cemento. En otras palabras, los diferentes cementos requieren diferentes intervalos de tiempo para producir la misma cantidad de gel

En la mayoría de los casos, las pruebas se hacen a los 28 días, cuando la resistencia del concreto es considerablemente menor que su resistencia a largo plazo. En el pasado, el aumento en resistencia después de los 28 días se consideraba ciertamente como una contribución en el incremento del factor de seguridad de la estructura, pero desde 1957 los reglamentos de construcción del concreto preesforzado y reforzado permiten tomar en cuenta el aumento en resistencia en el diseño de estructuras que no estarán sujetas a carga sino hasta una edad más avanzada, con la salvedad del uso del concreto sin finos; algunos agregados ligeros, se recomiendan pruebas de verificación. Los valores reglamentarios de esfuerzos permisibles basados en la resistencia a la compresión a los 28 días se dan en la siguiente tabla, pero por supuesto no se aplican cuando se han usado acelerantes

**Factores de incremento de la resistencia a la compresión del concreto con la edad (valores promedio), según el British Code of Practice CP 110: 1972.**

Edad mínima del miembro al aplicarse la carga total de diseño meses	Factor de edad
1	1.0
2	1.1
3	1.15
6	1.2
12	1.24

El grado de aumento en la resistencia en el concreto reviste también interés en relación con las pruebas. A menudo es deseable revisar si la mezcla es apropiada mucho antes que estén disponibles los resultados de la prueba a los 28 días. Sin embargo, aun si las

condiciones de curado se controlan cuidadosamente, la predicción de la resistencia a los 28 días a partir de pruebas a los 7 días es difícil, debido principalmente a la variación del grado intrínseco de endurecimiento de los cementos comerciales.

Las mezclas con una duración agua/cemento baja aumentan en resistencia, expresada como porcentaje de la resistencia a largo plazo, mas rápidamente que mezclas con una relación, agua/cemento mayor, Esto se debe a que, en el caso anterior, los granos de cemento están mas cerca unos de otros y se establece mas rápidamente un sistema continuo de gel. por esta razón, no es fácil hacer una extrapolación general de la resistencia a los 7 días para obtener valores a los 28 días, aunque se trate de un solo tipo de cemento.

Cuando no se tienen datos específicos de los materiales usados, se puede suponer que la resistencia a los 28 días será 1.5 veces mayor que la resistencia a los 7 días y, como alternativa en la resistencia especificada a la prueba con cubos de 28 días, el Code of Practice CP114 (1969) acepta una resistencia a los 7 días no menor de  $2/3$  de la resistencia requerida a los 28 días. Las pruebas han mostrado que, para concretos hechos con cemento Portland ordinario, la relación de resistencia de 28 y 7 días cae generalmente entre 1.3 y 1.7, pero la mayoría de los resultados están arriba de 1.5. La extrapolación de la resistencia a los 7 días, de acuerdo con el Code of Practice, es, por lo tanto, bastante confiable sin embargo, en un clima cálido, el aumento temprano de resistencia es mayor, y la relación de resistencia a los 28 y 7 días tiende a ser menor en climas más fríos. Esto sucede también con algunos concretos de agregado ligero.

En Alemania, la relación entre la resistencia a los 28 días,  $\sigma_{28}$ , y la resistencia a los 7 días,  $\sigma_7$ , suele tomarse entre

$$\sigma_{28} = 1.4\sigma_7 + 10.5$$

$$\text{y}$$

$$\sigma_{28} = 1.7\sigma_7 + 59.7$$

$\sigma$  expresado en Kg/cm<sup>2</sup> Para resistencias expresadas en MN/m<sup>2</sup>, las dos constantes son 1.0 y 5.9 respectivamente. Hummet recomienda el uso de una relación aproximadamente lineal entre la resistencia y el logaritmo de la edad con un intervalo de tres días a dos meses. Así, la resistencia se determina a los 3 y 7 días, es posible estimar la resistencia a los 28 días por extrapolación

Piñeiro sugiere una expresión del tipo

$$\sigma_{28} = K_2 (\sigma_7)^{K_1}$$

donde  $\sigma_7$  y  $\sigma_{28}$  son resistencias a los 7 y 28 días respectivamente, y  $K_1$  y  $K_2$  son coeficientes, diferentes para cada cemento y condición de curado. El valor de  $K_1$  oscila de 0.3 a 0.8 y el de  $K_2$  de 3 a 6.

Todas las expresiones mencionadas aquí se aplican únicamente a concretos hechos con cemento Portland ordinario. Muchos de los demás cementos aumentan su resistencia a diferentes grados, y cuando se usen, la predicción de su resistencia deberá basarse en resultados experimentales.

**CAPITULO IV**  
**AGREGADOS GRUESOS**

## CAPITULO IV

### AGREGADOS GRUESOS

#### IV 1 PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

Debido a que por lo menos tres cuartas partes del volumen del concreto están ocupadas por los agregados, no es de extrañar el hecho de que la calidad de los mismos sea de suma importancia. El agregado no solo limita la resistencia del concreto, puesto que los agregados débiles no pueden constituir un concreto resistente, sino que además sus propiedades afectan en gran medida tanto la durabilidad como el comportamiento estructural del concreto.

Originalmente los agregados se consideraban como un material inerte, que se repartía por toda la pasta de cemento, más que nada por razones económicas. Sin embargo, es posible asumir un punto de vista opuesto y pensar que los agregados son un material de construcción unido a un todo cohesivo por medio de la pasta de cemento, como sucede en las construcciones de albañilería. De hecho, los agregados no son realmente inertes y sus propiedades físicas, térmicas y, a veces, químicas influyen en el comportamiento del concreto.

Los agregados son más baratos que el cemento y, por lo tanto, es más económico poner la mayor cantidad de aquellos y la menor cantidad posible de éste. No obstante, la economía no es la única razón para utilizar agregados; además proporcionan al concreto una enorme ventaja técnica, dándole mayor estabilidad volumétrica y más durabilidad que si se empleara solamente pasta de cemento.

## IV.2 CLASIFICACION GENERAL DEL AGREGADO

Los tamaños de agregados utilizados en el concreto van desde unos cuantos milímetros hasta partículas pequeñísimas de décima de milímetro en sección transversal. El tamaño máximo que se usa en la realidad varía, pero en cualquier mezcla se incorporan partículas de diversos tamaños. La distribución de las partículas según su tamaño se llama granulometría, se usan agregados que provienen de depósitos que contienen gran variedad de tamaños, desde el más pequeño hasta el más grande; esto puede llamarse agregado en bruto. La alternativa más común en la fabricación de concreto de buena calidad, es obtener agregados que entren, cuando más en dos rangos de tamaños. La división principal se hace entre el llamado agregado fino, o arena, cuyo tamaño no es mayor de 5mm(3/16") y el agregado grueso, que comprende material mayor de 5mm. En los Estados Unidos la división se hace por medio del tamiz numero 4, 4.75 mm (3/16") (véase la tabla IV.14). posteriormente se trata acerca de la granulometría, pero esta división básica hace posible entender la diferencia entre agregados finos y gruesos en ulteriores descripciones. Cabe señalar que el término agregado (que significa agregado grueso) en contraposición con arena no es correcto, aunque bastante común.

Generalmente, se dice que la arena tiene un límite de tamaño menor, del orden de 0.07 mm o menos. El material entre 0.06 y 0.02 mm se clasifica como limo y, si son partículas más pequeñas, se les conoce como arcillas. La margas es un depósito blando que esta formado por arena, limo y arcilla en proporciones aproximadamente iguales.

Todas las partículas del agregado proceden originalmente de una masa mayor. Es posible que esa masa se haya fragmentado por procesos naturales, como el intemperismo o

la abrasión, o que la fragmentación haya sido artificial, mediante trituración. Por lo tanto, muchas de las propiedades de los agregados dependen de la roca original, como son sus propiedades químicas, la composición mineral, la descripción petrográfica, la densidad, la dureza, la resistencia, la estabilidad física y química, la estructura del poro, el color, etc. Por otra parte hay propiedades que posee el agregado, pero están ausentes en la roca original; la forma y el tamaño de la partícula, la textura superficial y la absorción. Todas estas propiedades pueden ejercer una influencia considerable en la calidad del concreto fresco o endurecido.

Sin embargo, es preciso añadir que, aunque se pueden examinar todas las cualidades del agregado por sí mismas, es difícil definir si este es bueno o no, en términos que no sean los de agregados que produzcan un buen concreto (en determinadas condiciones). Mientras un agregado cuyas propiedades son óptimas en su totalidad siempre dará un buen concreto, lo contrario no siempre es válido, por lo que se debe aplicar el criterio del comportamiento en el concreto. Se ha observado que ciertos agregados aparentemente inadecuados no causan ningún problema cuando se utilizan para hacer concreto. Por ejemplo, una muestra de roca se puede desintegrar cuando se congela, pero no le sucede necesariamente lo mismo cuando está ahogada en una estructura, especialmente si las partículas de agregado están totalmente en una pasta de baja permeabilidad. Sin embargo, los agregados se consideran pobres en más de una característica, no suelen hacer un concreto satisfactorio, por lo que las pruebas hechas en los agregados solo son de ayuda para determinar su conveniencia para utilizarlos en el concreto.

### IV.3 CLASIFICACIÓN DE LOS AGREGADOS NATURALES.

Hasta ahora solo se han tomado en cuenta los agregados que se forman apartir de materiales naturales; el presente capítulo tratara casi exclusivamente este tipo de agregados. Sin embargo, estos últimos también se pueden fabricar con productos artificiales y dado que, en términos generales, los agregados artificiales son más pesados o más ligeros que los empleados con más frecuencia.

Se puede hacer otra distinción entre los agregados que han sido reducidos a su actual tamaño por agentes naturales y aquellos que se han obtenido mediante la fragmentación deliberada de la roca.

Desde el punto de vista petrológico los agregados, ya sean triturados o reducidos a su tamaño por la naturaleza, se pueden dividir en varios grupos de rocas que tengan características similares. La clasificación de la BS 812: parte 1: 1975 es muy útil y aparece en la tabla IV.1. La clasificación por grupos no implica la conveniencia de ningún agregado en especial para la fabricación del concreto: en cualquiera de los grupos se pueden encontrar materiales inadecuados, aunque en algunos grupos tienden a ser mejores que otros. También es necesario recordar que para algunos agregados se utilizan ciertas marcas y nombres comerciales que con frecuencia no corresponden a la clasificación petrográfica.



**TABLA 4.1 Clasificación de los agregados naturales según el tipo de roca al que pertenecen (BS 812: Parte 1: 1975)**

GRUPO BASALTICO	GRUPO PEDERNALINO	GRUPO GABRICO
Andesita Basalto Porfintas básicas Diabase Doleritas de todas clases, incluyendo telarita y tesquenita Epidiorita Lamprófito Cuarzo-dolerita Espilita	Horsteno Pederal	Diorita básica Gneis básico Gabro Roca de hornblenda Norita Peridotita Picrita Serpentinita
GRUPO GRANITICO	GRUPO ARENISCO	GRUPO HORNFELSICO
Gneis Granito Granodiorita Granulita Pegmatita Cuarzo-diorita Sienita	(incluyendo rocas volcánicas fragmentadas) Arcosa Grauvaca Arenilla Arenisca Tufa	Rocas alteradas por contacto de todas clase, excepto el mármol
GRUPO CALIZO	GRUPO PORFIRITICO	GRUPO CUARZOSO
Dolomita Piedra caliza Mármol	Aplita Dacita Felsita Granófito Queratófito Microgranito Porfiria Cuarzo-porfirita Riolita Traquita	Arcilla refractaria Areniscas cuarzosas Cuarcita recristalizada
GRUPO ESQUISTOSO		
Filita Esquisto Pizarra Todas las rocas muy agrietadas		

La ASTM C 294-69 (ratificada en 1975) proporciona descripciones de algunos minerales más importantes o más comunes en los agregados. Para poder reconocer las propiedades de los agregados es útil su clasificación mineralógica, pero esta no proporcionara información básica para predecir su comportamiento en el concreto, ya que no hay minerales de utilidad universal y pocos son invariablemente malos. A continuación se resume la clasificación de la ASTM.

Minerales Silíceos (cuarzo, ópalo, calcedonia, tridimita, cristobalita)

Feldespatos

Minerales de mica

Minerales de carbonato

Minerales de sulfato

Minerales de sulfato de hierro

Minerales ferromagnésicos

Zeolitas

Oxidos de hierro

Minerales arcillosos

Los detalles concernientes a los métodos petrológicos y mineralógicos están fuera del objetivo de este trabajo, pero es importante señalar que los exámenes geológicos de los agregados son muy útiles para evaluar su calidad y, especialmente, especialmente, para comparar un agregado nuevo con otro cuyos antecedentes en servicio sean conocidos. Además, se pueden detectar propiedades adversas, como la presencia de alguna forma inestable de sílice. En el caso de agregados artificiales, también es conveniente estudiar la influencia de los métodos de fabricación y el procesamiento.

#### IV 4 AGREGADOS ARTIFICIALES

Estos agregados artificiales son de peso ligero o de alta densidad. Sin embargo, en este inciso se mencionarán unos de ellos porque su uso no se debe a su peso ligero, si no que en Gran Bretaña y en muchos otros países se observa una creciente escasez de agregados que ocurran espontáneamente y que sean apropiados para la fabricación de concreto. El uso de agregados artificiales es un paso lógico hacia la solución parcial del problema, y los agregados artificiales hechos con materiales de desecho representarían una solución todavía más sensata

Uno de los materiales de este tipo, aún en desarrollo, <sup>463</sup> es la ceniza producida en los incineradores que se utilizan para quemar la basura doméstica. Esta ceniza contiene proporciones de metales tanto ferrosos como no ferrosos, los cuales se pueden extraer y volver utilizar con éxito. Los residuos pueden molerse hasta obtener un polvo muy fino, mezclarse con materiales arcillosos, hasta quedar en forma granular y cocerse en un horno para producir agregados artificiales.

Hasta la fecha, las pruebas han demostrado que con este material se puede producir un concreto cuya resistencia a la compresión alcance los  $500 \text{ kg/cm}^2$  (50 MPa) a los 28 días. Por supuesto, habrá variaciones en la composición de las cenizas en bruto, lo cual causará problemas, además, están aún por determinarse las características de durabilidad del material de largo plazo, aunque los resultados hasta ahora son prometedores. No se prevé que este material sea útil en la fabricación de concreto estructural de alta resistencia, pero puede ser adecuado para concretos de baja resistencia en los que actualmente se utilizan agregados de alto grado, de una calidad muy superior a la requerida

#### IV.5 MUESTREO

Se han hecho pruebas de las diversas propiedades del agregado en muestras del material y, por lo tanto, los resultados de las mismas se aplican estrictamente al agregado contenido en la muestra. Sin embargo, puesto que lo que estudia este inciso son los agregados a granel, tal como se suministran en la obra, o como surgen en el sitio de la construcción, es preciso asegurarse de que la muestra analizada sea representativa de las propiedades promedio del agregado. A esa muestra se le llama representativa y, para obtenerla, es necesario tomar ciertas precauciones.

Sin embargo, no se puede proporcionar ningún procedimiento detallado, ya que las condiciones y situaciones que se presenten en la recolección de las muestras en el campo pueden variar mucho de un caso a otro. No obstante, un experimentador inteligente puede obtener resultados confiables si recuerda siempre que la muestra que debe tomar debe ser representativa del total del material a considerar. Ejemplo de un procedimiento cuidadoso puede ser el empleo de un cucharón en lugar de una pala, para evitar que todas las partículas de ciertos tamaños al levantarla. En 1967 se hizo una revisión de la BS 812, en la cual se hace referencia a este caso.

La muestra principal se forma de diferentes porciones tomadas de diferentes puntos del total. El número mínimo de dichas porciones, llamadas incrementos, es de diez y su peso no deberá ser menor que el establecido en la tabla IV.2 para partículas de diferentes tamaños, como lo prescribe la BS 812: Parte 1: 1975. Sin embargo, si la fuente de la que se obtienen las muestras es variable o está segregada, se deben tomar más incrementos y la muestra que se va a enviar para la prueba debe ser mayor.

**TABLA IV.2 Pesos mínimos de las muestras para prueba (BS 812: Parte 1: 1975)**

Tamaño máximo de partícula presente en proporciones importantes, mm	Peso mínimo de la muestra enviada para prueba, kg
28 o más	50
Entre 5 y 28	25
5 o menos	13

Esto se aplica especialmente a las pilas de material almacenadas, en las que los incrementos se tienen que tomar de todas partes de la pila, no sólo de la superficie, sino también del centro.

La tabla IV.2 indica que la muestra principal puede ser bastante grande, especialmente cuando se utiliza agregado de gran tamaño, por lo tanto, la muestra se debe reducir antes de someterla a prueba. En todas las etapas de reducción es necesario asegurarse que el material no pierde su carácter de representatividad, a fin de que la muestra real contenga todas las propiedades de la muestra principal y, por lo tanto, las mismas de los agregados a granel.

Hay dos maneras de reducir el tamaño de una muestra, ambas las dividen en partes iguales en cuartos o mitades. La división en cuartos se hace mezclando muy bien la muestra principal y, cuando contiene agregado fino, humedeciéndola para evitar la segregación. El material se apila para formar un cono, y se voltea después para formar un nuevo cono. Este proceso se repite dos veces, depositando el material siempre en la punta del cono para que las partículas que vayan cayendo se distribuyan en forma uniforme alrededor de la circunferencia. El cono superior es plano y está dividido en cuartos. Se desecha un par de los cuartos diagonalmente opuestos y los que quedan se usan para la muestra o, si todavía es

demasiado abundante, se vuelve a repetir la operación de cuarteo. Se debe tener cuidado de incluir todo el material fino en el cuarto que le corresponda.

Otra alternativa es dividir la muestra en mitades por medio de un separador de agregados (figura IV.1). Este es una caja que cuenta con una serie de divisiones paralelas verticales, que descargan alternativamente a la derecha y a la izquierda. La muestra se descarga a todo lo ancho del separador y cae en dos cajas colocadas al fondo de los canalones a ambos lados del aparato. Una de las partes se desecha y se repite la operación con la otra mitad hasta llegar a obtener la cantidad deseada. La BS 812: 1975 describe un separador típico.

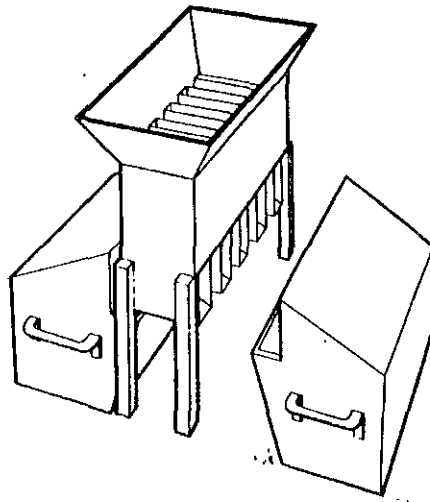


Figura IV.1 Cuarteador o separador de agregados

#### IV 6 FORMA Y TEXTURA DE LAS PARTICULAS

Además del aspecto petrológico de los agregados, son también importantes sus características externas, especialmente la forma y la textura superficial de las partículas. Es bastante difícil describir la forma de los cuerpos tridimensionales y, por lo tanto, es conveniente definir ciertas características geométricas de dichos cuerpos. La redondez es la medida del filo o angularidad relativos de los bordes o esquinas de una partícula. La redondez está controlada principalmente por la resistencia a la compresión y a la abrasión de la roca original, y por la cantidad de desgaste a la que hayan estado sujetas las partículas. En el caso de agregados triturados, la forma de la partícula depende de la naturaleza de la roca original, así como el tipo de la trituradora y su relación de reducción, es decir, de la relación que existe entre el tamaño del material que se introduce a la trituradora y el tamaño del producto terminado. Una clasificación amplia adecuada para determinar la redondez es la que proporciona en la BS 812 Parte 1: 1975 y que se describe en la tabla IV.3

Una clasificación que se usa a veces en Estados Unidos de Norteamérica es la siguiente

- Bien redondeada – sin superficie original
- Redondeada – han desaparecido casi todas sus caras
- Subredondeada – desgaste considerable, caras de área reducida
- Subangular – se observa cierto desgaste, pero las caras están intactas
- Angular – poca evidencia de desgaste

Puesto que el grado de empacamiento de las partículas de un tamaño depende de su forma, se puede calcular la angularidad de los agregados por la proporción de sus cavidades que existen en una muestra compactada del modo prescrito. En la BS 812: Parte 1: 1975 se define el concepto de número de angularidad; éste se puede tomar como 67 menos el

porcentaje de volumen sólido dentro de un tanque lleno de agregado de manera estándar. El tamaño de las partículas utilizadas en la prueba se debe controlar dentro de los límites reducidos que, de preferencia, deberán estar dentro de los siguientes parámetros:

20.0	14 mm
14.0	10 mm
10.0	6.3 mm
6.3	5.00 mm

**TABLA IV.3 Clasificación de la forma de las partículas según la BS 812: Parte 1: 1975**

Clasificación	Descripción	Ejemplos
Redondeada	Completamente desgastadas por el agua o totalmente formadas por fricción	Grava de río o de playa; arena del desierto, de playa o acarreada por el viento
Irregular	Irregulares por naturaleza, parcialmente formadas por fricción o con bordes redondeados	Otras gravas; pizarra de superficie o subterránea
Escamosa	Materiales cuyo espesor es pequeño en comparación con sus otras dos dimensiones	Roca laminada
Angular	Con bordes bien definidos, formados en las intersecciones de caras aproximadamente planas	Rocas trituradas de todos tipos, taludes detríticos y escoria triturada
Alargada	Material que puede ser angular, pero cuya longitud es bastante mayor que las otras dos dimensiones	
Escamosa y alargada	Material cuya longitud es bastante mayor que el ancho y el ancho bastante mayor que el espesor	

La cifra 67 en la expresión del número de angularidad representa el volumen sólido de la grava más redondeada de tal manera que el número de angularidad mide el porcentaje de cavidades que excede a aquel de la grava redondeada (por ejemplo 33). Mientras mayor sea, más angular será el agregado, el rango para los agregados en la práctica será de 0 a 11. Un adelanto reciente en la medición de la angularidad de los agregados, tanto gruesos como finos pero de un solo tamaño, es el factor de angularidad que se define entre la relación entre



el volumen sólido de agregados sueltos y el volumen sólido de esferas de cristal de una granulometría especificada,<sup>4.41</sup> de tal manera que se elimina el concepto de empaque y, así, se evitan los errores inherentes. Todavía queda por determinarse la utilidad de la prueba.

El contenido de cavidades del agregado se puede calcular a partir del cambio en el volumen de aire cuando se aplica una reducción conocida de presión y, por lo tanto, se puede calcular también el volumen del aire, es decir, el volumen de espacios intersticiales.<sup>4.52</sup>

Una prueba indirecta de que el porcentaje de cavidades depende de la forma de las partículas, se observa en la figura IV 2, que se basa en los datos de Shergold.<sup>4.1</sup> La muestra consistía en dos tipos de agregado, uno angular y otro redondeado, en proporciones variables, y se podía observar como, conforme se aumentaba la cantidad de las partículas redondeadas, disminuía la proporción de cavidades.

Otro aspecto relacionado con la forma de los agregados gruesos es la esfericidad, que se define como una función de la relación del área superficial de la partícula con respecto a su volumen. La esfericidad se relaciona con la estratificación y el clivaje de la roca original, y también recibe la influencia del equipo de trituración, cuando el tamaño de las partículas ha sido reducido por medios artificiales. Las partículas con una alta relación área superficial/volumen, son de especial interés ya que disminuyen la trabajabilidad de la mezcla. Las partículas alargadas y laminadas son de este tipo. Estas últimas también pueden afectar adversamente la durabilidad del concreto, puesto que tienden a orientarse en un solo plano y el agua y las cavidades de aire se acumulan debajo de este.

La presencia de partículas laminadas o alargadas en cantidades de 10 o el 15 % del peso del agregado grueso suele considerarse inconveniente, pero no se han establecido límites adecuados.

El peso de partículas laminadas expresado como un porcentaje del peso de la muestra, se llama índice de laminación. El índice de elongación se define de manera similar. Hay partículas que son alargadas y laminadas y, por lo tanto, se consideran dentro de ambas categorías

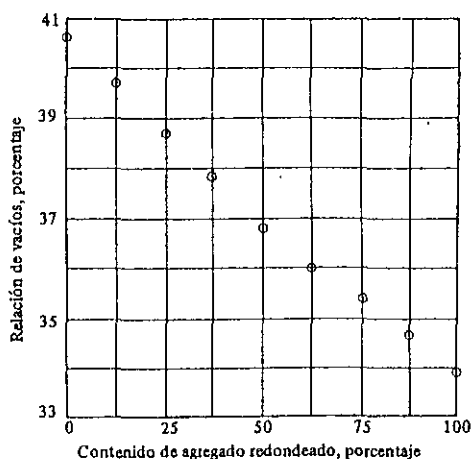


Figura IV.2 Influencia de la angularidad del agregado en la relación de vacíos <sup>41</sup>  
(derechos de autor reservados a la corona Británica)

La clasificación se hace por medio de calibradores sencillos, como los descritos en la BS 812: Parte 1: 1975, la división se basa en una suposición bastante arbitraria que dice que una partícula es laminada si su espesor (la menor dimensión) es menos de 0.6 veces el tamaño promedio del tamiz del tamaño de fracción a la que pertenece la partícula. Así

mismo, una partícula cuya longitud (la mayor dimensión) es más de 1.8 veces el tamaño promedio del tamiz al que pertenece la fracción, se dice que es alargada. El tamaño promedio se define como la media aritmética del tamaño del tamiz que acaba de retener la partícula y el del tamiz por el que acaba de pasar. Cuando se requiera un control más cuidadoso del tamaño de las partículas, no deben considerarse los tamices de la serie estándar para agregados de concreto, sino: 75.0, 63.0, 50.0, 37.5, 28.0, 20.0, 14.0, 10.0, 6.30, y 5.00 mm (o del orden de 3, 2<sup>1/2</sup>, 2, 1/2, 1, 3/4, 1/2, 3/8, 1/4, 3/16 de pulgada). Las pruebas de laminación y elongación son útiles para las evaluaciones generales de los agregados, pero no describen adecuadamente la forma de la partícula.

La clasificación de la textura superficial se basa en el grado de pulimentación u opacidad, suavidad o aspereza de la partícula, también se debe definir el tipo de aspereza. La textura superficial depende de la dureza, tamaño de grano y características de poro de material original (las rocas duras, densas y de grano fino generalmente tienen superficies suaves fracturadas), así como del grado en que la han suavizado o vuelto áspera las fuerzas que actúan sobre la cara de la partícula. La estimación visual de la aspereza de la superficie es bastante confiable pero, con objeto de evitar mal entendidos, deberán seguirse las especificaciones que aparecen en la tabla IV.4 que pertenecen a la BS 812. Parte 1: 1975.

No existe ningún método conocido para medir la aspereza de una superficie, pero el enfoque de Wright<sup>42</sup> es interesante. La interfase entre una partícula y una resina en la que se fragua, se magnifica y se determina la diferencia entre longitud del perfil y la de una línea de dispersión compuesta de una serie de cordones

**Tabla IV.4 textura superficial de los agregados( BS 812: Parte 1: 1975) con ejemplos**

Grupo	Textura superficial	Características	Ejemplos
1	Vítrea	Fractura concoidal	Pedernal negro, escoria vítrea
2	Lisa	Desgastada por el agua o lisa debido a fractura de roca laminada o de roca de grano fino	Grava, horsteno pizarra, mármol, algunas riolitas
3	Granular	Fracturas que muestran granos más o menos redondeados en forma uniforme	Arenisca, oolita
4	Aspera	Fractura áspera de roca de granos finos o medianos, que contengan partes cristalinas difíciles de detectar	Basalto, felsita pórfido, caliza
5	Cristalina	Con partes cristalinas fáciles de detectar	Granito, gabro gneis
6	En forma de panal	Con cavidades y poros visibles	Ladrillo, piedra pómez, escoria espumosa, clinker, arcilla expandida

Esto se toma como la medida de la aspereza. Se obtienen resultados susceptibles de reproducirse, pero el método es laborioso y no se emplea en gran medida.

Un intento reciente es el empleo de coeficientes de forma y textura superficial, evaluamos a partir del método de serie de Fourier, el cual asume de ante mano rangos del sistema armónico, así como de un coeficiente modificado de aspereza total <sup>4.53</sup>. Es dudoso que este tipo de enfoques sirva para evaluar y comparar el amplio rango de propiedades de formas y texturas que se encuentran en la práctica. Ozol <sup>4.65</sup> revisa algunos otros enfoques.

Aparentemente la forma y textura de la superficie de los agregados ejerce gran influencia en la resistencia del concreto. Se ve más afectada la resistencia a la flexión que la resistencia a la compresión, y los efectos de la forma y textura superficiales son especialmente importantes en el caso de concretos de alta resistencia. En la tabla IV.5

aparecen algunos datos de Kaplan,<sup>33</sup> pero no proporcionan más que una indicación del tipo de influencia, ya que posiblemente no se hayan tomado en cuenta otros factores. No se sabe todavía cuál es la función total de la forma y la textura de los agregados en desarrollo de resistencia del concreto, pero es posible que una textura más áspera dé por resultado una mayor fuerza de adherencia entre las partículas y la matriz de cemento. Así mismo, la mayor área superficial del agregado angular significa que se puede lograr una fuerza más grande de adherencia

**TABLA IV.5 Importancia relativa promedio de las propiedades del agregado que afectan la resistencia del concreto<sup>43</sup>**

Propiedades del concreto	Efectos relativos de las propiedades del agregado, porcentaje		
	Forma	Textura superficial	Módulo de elasticidad
Resistencia a la flexión	31	26	43
Resistencia a la compresión	22	44	34

N.B. Los valores representan la relación de la variación debida a cada una de las propiedades, respecto a la variación total tomada en cuenta para las tres características del agregado en la prueba de tres mezclas hechas con 13 agregados

La forma y textura del agregado fino ejercen un efecto significativo sobre el requisito de agua para mezclas hechas con determinados agregados. Si estas propiedades del agregado fino se expresan indirectamente por la constitución interna del mismo, es decir, por el porcentaje de cavidades en estado suelto, por lo que la influencia en el requisito de agua es muy importante<sup>442</sup> (véase la fig. IV 3). La influencia de las cavidades en el agregado grueso es menos definitiva.<sup>342</sup>

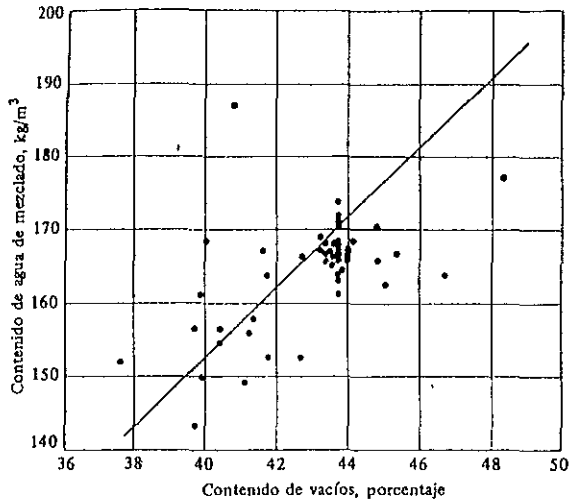


Fig. IV.3 Relación entre el contenido de vacíos de la arena en un estado suelto y el agua requerida para el concreto hecho con la arena dada.<sup>4,42</sup>

La laminación y la forma del agregado grueso en general tienen un efecto notable sobre la trabajabilidad del concreto. La figura IV.4, que es una reproducción de la que aparece en el artículo de Kaplan,<sup>44</sup> muestra el patrón de la relación que existe entre la angularidad del agregado grueso y el factor de compactación del concreto fabricado con él. El aumento de angularidad de mínimo a máximo reduciría el factor de compactación alrededor de 0.09, pero está claro que en la práctica no puede haber una relación única entre los dos factores, ya que hay también otras propiedades del agregado que afectan la trabajabilidad. Sin embargo, los resultados experimentales de Kaplan<sup>3,4</sup> no confirman que la textura superficial sea un factor.

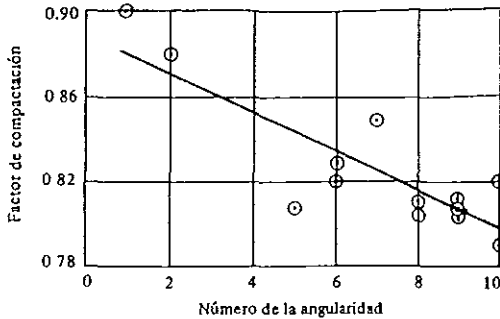


Fig. IV 4 La relación entre el número de angularidad del agregado y el factor de compactación del concreto hecho con el agregado dado <sup>31</sup>

#### IV 7 ADHERENCIA DEL AGREGADO

La adherencia entre el agregado y la pasta de cemento es un factor importante para la resistencia del concreto, especialmente la resistencia a la flexión, y no ha sido sino hasta hace poco que se ha comprendido la verdadera función de la adherencia. La adherencia se debe, en parte, a que el agregado y la pasta se entrelazan debido a la aspereza de la superficie del primero. Una superficie más áspera, como de las partículas trituradas, da como resultado una mejor adherencia, que también se consigue cuando se usan materiales compuestos por partículas más suaves, porosas y mineralógicamente heterogéneas. Por lo general, las características de la textura que no permiten la penetración de las partículas por la superficie no producen una buena adherencia. Además hay otras propiedades químicas y físicas de los agregados que afectan la adherencia, que están relacionadas con su

composición mineralógica y química y con las condiciones electrostáticas de la superficie de la partícula. Por ejemplo, debe existir algún tipo de adherencia química en el caso de la dolomita, la caliza<sup>4.54</sup> y, posiblemente, los agregados silíceos; además, en la superficie de las partículas pulidas se desarrollan ciertas fuerzas capilares. Sin embargo, muy poco se sabe acerca de estos fenómenos, por lo que para predecir la adherencia que existe entre los agregados y la pasta de cemento que los rodea todavía es necesario basarse en la experiencia.

La determinación de la calidad de la adherencia de los agregados es bastante difícil y no existen pruebas aceptadas. Generalmente, cuando hay buena adherencia, el espécimen de concreto triturado debe contener algunas partículas de agregados fracturadas de lado a lado, además de aquellas mucho más numerosas arrancadas de su sitio. El exceso de partículas fracturadas, sin embargo, sugiere que el agregado es demasiado débil. Puesto que depende de la resistencia de la pasta lo mismo que de las propiedades de la superficie de los agregados, la resistencia causada por la adherencia aumenta directamente con la edad del concreto; parece ser que la relación de la resistencia con la de la pasta de cemento aumenta con el tiempo.<sup>4.43</sup> Entonces, siempre que sea adecuada, la resistencia de adherencia por sí misma puede no ser un factor de control de la resistencia del concreto. Sin embargo, en el concreto de alta resistencia posiblemente se observe una tendencia de la resistencia de adherencia a ser menor que la resistencia a la tensión de la pasta de cemento, por lo que la falla se presentara más a menudo en la adherencia.



#### IV 8 RESISTENCIA DEL AGREGADO

Está claro que la resistencia a la compresión del concreto no puede exceder mucho de la mayor parte de los agregados que contiene, aunque no es fácil establecer cuál es la resistencia de las partículas individuales. De hecho, es difícil probar la resistencia a la trituración del agregado por sí mismo y, generalmente, la información necesaria se tiene que obtener por medio de pruebas indirectas de resistencia a la trituración de muestras de rocas preparadas, de valor de trituración de agregados a granel y de comportamiento del agregado en el concreto.

Esto último significa que los agregados se habrán probado en experimentos previos, o que se han analizado en una mezcla de concreto con agregados probados de antemano cuya resistencia sea conocida. Si el agregado que se está sometiendo a prueba conduce a una resistencia del concreto a la compresión más baja, en especial si hay muchas partículas fracturadas después de que se ha fracturado la muestra de concreto, entonces la resistencia del agregado es menor que la resistencia nominal a la compresión de la mezcla de concreto en la que se ha incorporado dicho agregado. Queda claro que ese tipo de agregados sólo podrá usarse en concretos cuya resistencia sea menor. Por ejemplo, este es el caso de la laterita, un material ampliamente empleado en África, el Sur de Asia y Sudamérica, donde pocas veces se puede producir un concreto con una resistencia mayor a los  $105 \text{ kg/cm}^2$  (10 MPa).

El hecho de que la resistencia de los agregados no sea adecuada representa un factor limitante, puesto que las propiedades de los agregados influyen, hasta cierto punto, en la resistencia del concreto, aún cuando el agregado tenga suficiente resistencia propia como

para no fracturarse prematuramente. Si se comparan concretos hechos con diferentes agregados, se observará que la influencia de estos en la resistencia del concreto es cualitativamente la misma, sin tomar en cuenta las proporciones de la mezcla o si el concreto ha sido sometido a pruebas de compresión o de tensión.<sup>45</sup> Es posible que la influencia del agregado en la resistencia del concreto no se deba sólo a la resistencia mecánica del agregado, sino también, en grado importante, a sus características de absorción y adherencia.

En términos generales, la resistencia y elasticidad de los agregados dependen de su composición, textura y estructura. Por lo que una baja resistencia puede deberse a la debilidad de los granos que lo constituyen, o bien, a que siendo éstos suficientemente resistentes no estén bien unidos o cementados unos con otros.

Pocas veces se determina el módulo de elasticidad de los agregados; sin embargo, esto es importante ya que el módulo de elasticidad del concreto suele ser mayor a medida que aumenta el valor del módulo de elasticidad de los agregados que lo constituyen, aunque también depende de otros factores. El módulo de elasticidad del agregado también afecta la magnitud de la fluencia y la contracción que pueda lograr el concreto.

Un buen valor promedio de resistencia a la trituración de los agregados será del orden de  $2109 \text{ kg/cm}^2$  (200MPa), pero muchos agregados excelentes pueden llegar a tener una resistencia baja de hasta  $843 \text{ kg/cm}^2$  (80MPa). En el caso de cierta cuarcita, el valor máximo registrado ha sido de  $5413 \text{ kg/cm}^2$  (530 MPa). En la tabla IV.6 aparecen valores para otros tipos de roca. Cabe señalar que la resistencia requerida en los agregados es considerablemente mayor que las incluidas dentro del rango de resistencias del concreto,

porque los esfuerzos reales ejercidos en los puntos de contacto entre las partículas individuales contenidas en el concreto, pueden ser mucho mayores que el esfuerzo nominal de compresión aplicado

Por otra parte, los agregados que tienen resistencia y módulo de elasticidad bajos o moderados, pueden ser valiosos para conservar la durabilidad del concreto.

Los cambios volumétricos del concreto, causados por razones higroscópicas o térmicas, conducen a un menor esfuerzo en la pasta del cemento, cuando los agregados son compresibles. Por lo tanto, la compresibilidad del agregado reduciría la tensión en el concreto, mientras que un agregado resistente y rígido podría ser causa del agrietamiento de la pasta de cemento que lo rodea.

**TABLA IV.6 Resistencia a la compresión de rocas de América utilizadas comúnmente como agregados para concreto<sup>46</sup>**

Resistencia a la compresión							
Tipo de roca	Número de muestras*	Promedio**		Después de eliminar los valores extremos***			
		Kg/cm <sup>2</sup>	MPa	Máximo		Mínimo	
				Kg/cm <sup>2</sup>	MPa	Kg/cm <sup>2</sup>	MPa
Granito	278	1842	181	2622	257	1167	114
Felsita	12	3304	324	5365	526	1223	120
Trapa	59	2890	283	3846	377	2053	201
Caliza	241	1617	159	2454	241	949	93
Arenisca	79	1336	131	2447	240	450	44
Mármol	34	1188	117	2489	244	520	51
Cuarcita	26	2566	252	4310	423	1265	124
Gneis	36	1498	147	2397	235	956	94
Esquistos	31	1730	170	3030	297	928	91

\* Para la mayoría de las muestras, la resistencia a la compresión se promedia entre 3 a 15 muestras.

\*\* Promedio de todas las muestras

\*\*\* El 10 % de todas las muestras probadas con los valores más altos o más bajos se eliminaron por no ser representativas del material

Cabe señalar que no existe ninguna relación general entre la resistencia y el módulo de elasticidad de los diversos agregados. <sup>43</sup> se ha descubierto, por ejemplo, que algunos granitos tienen un módulo de elasticidad de  $4.57 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$  (45 Gpa), y el gabro y la diabasa un módulo de  $8.7 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$  (85.5Gpa), y que la resistencia de esas rocas cae dentro del rango de 1 476 a 1 757  $\text{Kg/cm}^2$  (145 a 170 Gpa). Se han llegado a encontrar valores de  $1.6 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$  (160 Gpa).

En la BS 812: 1967 se prescribe una prueba para medir la resistencia a la compresión en cilindros de roca. Para dicha prueba se utiliza un cilindro de 254 mm de diámetro y de 25.4 mm de altura, y se determina la resistencia nominal a la trituración en un espécimen secado en horno, con un valor de aproximación de  $7 \text{ Kg/cm}^2$  (0.5 MPa) . La preparación de la muestra requiere taladrar, cortar y pulir – todas estas operaciones son bastante laboriosas - . La presencia de planos débiles en la roca afecta los resultados de la prueba de trituración y, por lo tanto, existen ciertas dudas respecto a su valor, ante todo porque la debilidad estructural de la roca tal vez no sea significativa una vez reducida al tamaño que se usa en el concreto. En esencia, la prueba de resistencia a la trituración mide la calidad de la roca original más que la calidad del agregado usado en el concreto. Por esta razón, en 1975 la prueba fue eliminada de la BS 812 y actualmente, se usan menos las pruebas con especímenes preparados que las pruebas con agregados a granel, aunque las primeras pueden ser útiles al encontrarse ante nuevas fuentes potenciales de agregados.

A veces se determinan la resistencia de muestras tanto húmedas como secas. La relación entre estas dos resistencias es la medida del efecto de ablandamiento y, cuando este es alto, se puede sospechar que la roca de que se trata tiene baja durabilidad.

La prueba para determinar las propiedades de trituración del agregado a granel es la que se conoce con el nombre de prueba de valor de trituración de la BS 812: Parte 3: 1975. No existe relación explícita entre el valor de trituración y la resistencia a la compresión, pero los resultados de ambos concuerdan ( figura IV.5). El valor de trituración es útil cuando se emplean agregados cuyo comportamiento se desconoce, especialmente si se sospecha que se observara menor resistencia, como sucede por ejemplo con las piedras calizas y algunos granitos y basaltos.

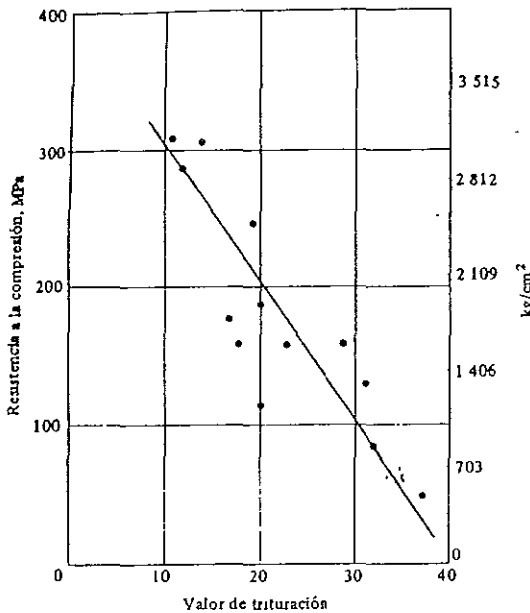


Figura IV.5 relación entre la resistencia a la compresión de una roca y el valor de trituración del agregado obtenido a partir de ésta <sup>475</sup>

El material que se sujete a prueba deberá pasar por el tamiz de muestreo de 14.00 mm (1/2 pulgada). Y ser retenido por un tamiz de 10.00 mm (3/8 de pulgada). Sin embargo cuando no se tengan disponibles partículas de este tamaño se podrá utilizar material de otro tamaño; pero los granos que sean mayores de lo normal tenderán a dar un mayor valor de trituración y los más pequeños un valor menor del que se obtendría de una roca de tamaño estándar. Para poner a prueba las muestras, estas se deberán secar en un horno a 100 o 110° C durante cuatro horas. después se colocaran en un molde cilíndrico y se apisonarán según lo prescrito. Se coloca un embolo en la parte de arriba del agregado y se pone todo dentro de la maquina de prueba de compresión para sujetarse a una carga de 40 ton ( 400 kN) [presión de 224.96 Kg/cm<sup>2</sup>(22.1 MPa)] alrededor del área gruesa del émbolo; la carga se va aumentando gradualmente durante un periodo de diez minutos. Una vez retirada la carga, se saca el agregado y se pasa por un tamiz de prueba de 2.36 mm (No. 8 de la ASTM ver la tabla IV.14) en caso de emplear una muestra de 14.0 a 10.00 mm (1/2 a 3/8 de pulgada) de tamaño estándar. Cuando se trate de muestras de otros tamaños, las medidas de las mayas prescritas se encontraran en la BS 812: Parte 3: 1975 La relación entre el peso del material que pasa por ese tamiz y el peso total de la muestra se llama valor de trituración del agregado.

En estados unidos, donde se utilizan grandes cantidades de agregados artificiales de peso ligero, se intento desarrollar pruebas de resistencia para dichos agregados, que son bastante parecidas a la prueba de valor de trituración descrita anteriormente, pero ninguna de ellas se ha sujetado a normas.

La prueba para obtener el valor de trituración es bastante sensible a las variaciones de resistencia de los agregados más débiles; es decir, aquellos cuyo valor de trituración es mayor de 25 a 30. Esto se debe a que una vez triturados y antes de que se les aplique la carga total de 40 ton (400 kN), estos materiales más débiles se compactan de tal manera que la cantidad de trituración que ocurre durante las últimas etapas de la prueba se reduce. Por esta razón se ha introducido una prueba del valor del 10 % de agregados finos, la cual forma parte de la BS 812 Parte 3: 1975. Para este propósito se usa el aparato de la prueba estándar de trituración para determinar la carga requerida para introducir un 10 % de agregados finos a partir de partículas de 14.00 a 10.00 (1/2 a 3/8 de pulgada). Esto se logra aplicando sobre el émbolo una carga creciente para lograr una penetración en 10 minutos de aproximadamente

15 mm para agregado redondeado

20 mm para agregado triturado

24 mm para agregado alveolado( como la lutita expandida y la escoria espumosa)

Dicha penetración deberá dar por resultado un porcentaje de finos que pasen la malla de 2.36 mm ( ASTM No 8) del orden del 7.5 al 12.5 %. Si  $y$  es el porcentaje real de finos debido a la carga máxima de  $x$  toneladas, entonces la carga que se requiere para producir un 10 % de agregados finos estará dada por.

$$\frac{14x}{y + 4}$$

Cabe señalar que en esta prueba, a diferencia de la prueba estándar del valor de trituración, un resultado numérico mayor denota mayor resistencia del agregado. La BS 882: 1973 prescribe un valor mínimo de 10 ton (100 kN) para agregado a utilizar en superficies de desgaste hechas de concreto, y de 5 ton (50 kN) para los que se utilizan en otros concretos.

La prueba del valor del 10 % de agregados finos muestra una correlación bastante buena con los resultados de la prueba estándar de trituración, para agregados más resistentes, mientras que para agregados más débiles la prueba del valor del 10 % de agregados finos es más sensible y nos presenta una imagen más veraz de las diferencias que existen entre muestras más o menos débiles. Por esta razón, la prueba se emplea para evaluar los agregados ligeros, pero no hay una relación sencilla entre los resultados de la prueba y el límite superior de resistencia de un concreto fabricado con determinado agregado.

#### IV.9 OTRAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS AGREGADOS

Hay varias propiedades mecánicas de los agregados que son de interés, en especial cuando hay que utilizar dichos agregados para la construcción de carreteras o van a estar sujetos a un gran desgaste.



La primera de ellas es la tenacidad, que se puede definir como la resistencia del agregado a la falla por impacto. La tenacidad se puede determinar preparando muestras cilíndricas de roca, en las que la altura mínima desde la cual se deja caer un peso estándar para causar falla del espécimen representa la tenacidad del material. Esta prueba se inventó en los tiempos en que el tráfico estaba constituido por carros de ruedas de acero tirados por caballos y fue eliminada como prueba ASTM en 1965, a pesar de que demostraría los efectos adversos que tiene el intemperismo sobre las rocas sometidas a prueba.

También es posible determinar el valor de impacto del agregado a granel; la tenacidad así determinada se relaciona con el valor de trituración y, de hecho, se puede utilizar como una prueba alternativa. El tamaño de las partículas probadas es el mismo que en la prueba que determina el valor de trituración y también son iguales los valores permisibles de las fracciones trituradas menores que la malla de 2.36 mm (ASTM No.8). El impacto se aplica con un martillo estándar que se deja caer impulsado por su propio peso 15 veces sobre el agregado, el cual se encuentra en un recipiente cilíndrico. Este sistema da como resultado una fragmentación similar a la producida por la presión del émbolo en la prueba de valor de trituración. La BS 812. Parte 3: 1975 prescribe los detalles de la prueba, y la BS 882. 1973 prescribe los siguientes valores máximos promedio de las muestras duplicadas: 30 % cuando el agregado se va a usar en la fabricación de concreto para superficies de desgaste, 45 % cuando se va a usar en otros concretos.

Estas cifras son una guía útil, pero es obvio que no es posible establecer una correlación directa entre el valor de trituración y el comportamiento del agregado dentro del concreto o en la resistencia del mismo.

Una de las ventajas de la prueba por impacto es que se puede llevar a cabo en la obra, con ciertas modificaciones, como la medición de las cantidades por volumen, no por peso aunque puede ser que la prueba no sirva para los propósitos estipulados

Además de la resistencia y la tenacidad, se deberán tomar en cuenta otras propiedades mecánicas del concreto, como la naturaleza y la resistencia al desgaste que se requiere conocer al construir carreteras y pisos cuyas superficies estén sujetas a tráfico pesado. Existen varias pruebas, y es posible causar desgaste por abrasión, es decir, frotando un material extraño contra la piedra que se está analizando o por la frotación de las partículas de la piedra entre sí

En la prueba de abrasión(Dorry) se sujeta a desgaste con arena de cuarzo(Leighton Buzzard) un espécimen cilíndrico, similar al que se usa en la prueba de resistencia a la trituración. Esta arena de cuarzo se frota contra el cilindro por medio de un disco de material giratorio. El valor de abrasión se expresa como 20 menos una tercera parte de la pérdida del peso del cilindro en gramos. Las piedras de buena calidad tienen un valor de abrasión mayor de 17; las piedras cuyo valor sea menor de 14 se consideran pobres.

Los detalles de la prueba de abrasión se incluyeron en la BS 812 hasta la edición de 1951. Actualmente la prueba ha caído en desuso tanto en Inglaterra como en los estados unidos y, para seguir la tendencia de los agregados a granel, se introdujo en la BS 812: 1967 una nueva prueba para determinar el valor de abrasión. De acuerdo con la BS 812: Parte 3: 1975. Las partículas de agregado del orden de 14.0 y 10.2 mm se colocan en una charola en una sola capa con un compuesto de fraguado. La muestra se somete a abrasión por medio de una máquina estándar. La pulidora se hace girar a 500 revoluciones, mientras se suministra

lentamente arena Leighton Buzzard en determinada cantidad. El valor de abrasión del agregado se define como el porcentaje de pérdida de peso causada por la abrasión, de modo que un valor alto denota una menor resistencia a la abrasión.

En la prueba de desgaste (Deval) se utiliza también agregado a granel. Se someten a desgaste partículas de determinado peso total, colocadas en un cilindro de hierro que se hace girar 10 000 a razón de 30 a 33 revoluciones por minuto. La proporción de material quebrado, expresado en porcentaje, representa el valor de desgaste. La prueba se puede efectuar con los agregados secos o húmedos, y la diferencia de los resultados indica la influencia de la condición del agregado en su resistencia al desgaste por frotación.

Generalmente se considera que el valor máximo permisible de desgaste es de 7 a 8, pero una de las mayores desventajas de la prueba consiste en que solo proporciona pequeñas diferencias numéricas entre agregados muy distintos. La norma ASTM D2-33 (ratificada en 1968) incluía esta prueba, pero se anuló en 1971.

Existe una prueba que se practica en América del norte llamada prueba de los Angeles, que combina desgaste por frotación con abrasión. También se usa con cierta frecuencia en otros países, porque sus resultados muestran buena correlación, no solo con el desgaste real del agregado cuando se usa en el concreto, sino también con las resistencias a la compresión y a la flexión del concreto hecho con dichos agregados. En esta prueba, se colocan agregados de una granulometría específica dentro de un tambor cilíndrico montado horizontalmente y con un entrepaño en su interior. Se le añade una carga de bolas de acero y se hace girar el tambor determinadas revoluciones. Al caerse y golpearse el agregado con las bolas de acero

se produce abrasión y desgaste por frotación, y este efecto se mide de la misma manera que en la prueba de desgaste.

La prueba de los Angeles se puede aplicar a agregados de diferentes tamaños y obtener el mismo desgaste, utilizando el peso apropiado de la muestra de agregados, de la carga de bolas de acero, así como el número adecuado de revoluciones por minuto. La norma ASTM C 131-76 indica las diferentes cantidades. Sin embargo, la prueba de los Angeles no es muy útil para evaluar el comportamiento del agregado fino sujeto a desgaste en un mezclado prolongado. Este es un problema que no se había identificado hasta hace poco tiempo; probablemente la arena que proviene de la piedra caliza es la que con más frecuencia sufre esta degradación. Por esta razón, los agregados finos desconocidos, además de las pruebas estándar que se les apliquen, deben sujetarse a la prueba de desgaste cuando estén mojados para determinar la cantidad de material menor de 75  $\mu\text{m}$  (malla No.200) que se ha producido. No existe ningún aparato estándar para esta prueba, pero Meninger <sup>4.64</sup> ha emprendido algunos estudios al respecto.

En la tabla IV.7 se indican los valores promedio de la resistencia a la trituración, el valor de trituración de los agregados, la abrasión, el impacto y el desgaste para los diferentes grupos de rocas de la BS 812: Parte 3: 1975. Cabe señalar que los valores para los hornferlsos y los esquistos se basan solamente en unos cuantos especímenes; en apariencia, dichos grupos son mejores de lo que son en realidad, supuestamente porque solo se usaron hornfelsas y esquistos de buena calidad. Por lo general, no son muy adecuados para la fabricación de concreto. Asimismo, no se incluye el yeso en el grupo de datos

concernientes a las piedras calizas, porque no suele ser adecuado como agregado para concreto

En cuanto a su resistencia a la trituración, el basalto es sumamente variable. Los basaltos frescos que contienen poca olivina llegan a valores de  $4\,220\text{ Kg/cm}^2$  (400 MPa), mientras que a los basaltos desintegrados que se hayan en el otro extremo de la escala, pueden tener una resistencia no mayor m de  $1\,055\text{ Kg/cm}^2$  (100 MPa) Las calizas y los pórfidos muestran una variación de resistencia mucho menor y, en Gran Bretaña, los pórfidos han demostrado un comportamiento general bueno-bastante mejor que el del granito, el cual tiende a ser variable-

En la tabla IV.8 aparece una indicación de la exactitud de los resultados de las diferentes pruebas. En ella se enumeran las muestras que se deben probar, a fin de obtener una probabilidad de 0.9 de que el valor promedio de la muestra caiga en un rango de  $\pm 3\%$ , y también del  $\pm 10\%$  de la media real. El valor de trituración del agregado parece ser bastante uniforme. Por otra parte, los especímenes preparados muestran mayor dispersión de resultados que las muestras de agregados a granel, lo cual, por supuesto, ya se esperaba. Mientras las diversas pruebas que se describen en esta sección y en las siguientes dan una idea de la calidad de los agregados, no es posible pronosticar, a partir de las propiedades de los agregados, el desarrollo de la resistencia potencial del concreto fabricado con ellos y, de hecho, todavía no ha sido posible traducir las propiedades físicas de los agregados en las propiedades del concreto.

**Tabla IV.7 valores promedio de prueba para rocas británicas de diversos grupos\***

Grupo de la roca	Resistencia a la trituración		Valor de trituración del agregado *	Valor de abrasión	Valor de impacto	Valor de desgaste+		Densidad relativa
	Kg/cm <sup>2</sup>	MPa				En condiciones secas	En condiciones húmedas	
Basalto	2 039	200	12	17.6	16	3.3	5.5	2.85
Pedernal	2 109	205	17	19.2	17	3.1	2.5	2.55
Gabro	2 003	195	-	18.7	19	2.5	3.2	2.95
Granito	1 898	185	20	18.7	13	2.9	3.2	2.69
Arenisca	2 250	220	12	18.1	15	3.0	5.3	2.67
Hornfelsa	3 480	340	11	18.8	17	2.7	3.8	2.88
Caliza	1 687	165	24	16.5	9	4.3	7.8	2.69
Pórfido	2 355	230	12	19.0	20	2.6	2.6	2.66
Cuarzita	3 339	330	16	18.9	16	2.5	3.0	2.62
Esquisto	2 496	245	-	18.7	13	3.7	4.3	2.76

\* Cortesía de J.F. Kirkaldy.

+ Un valor menor denota mejor calidad.

**Tabla IV.8 Reproductividad de los resultados de las pruebas de agregados<sup>4.40</sup>**

Prueba	Coeficiente de variación, porcentaje	Numero de muestras por probarse para garantizar una probabilidad del 0,9 de que la media este	
		Entre $\pm 3\%$ de la media real	Entre $\pm 10\%$ de la media real
Desgaste en condiciones secas	5.7	10	1
Desgaste en condiciones húmedas	5.6	9	1
Abrasión	9.7	28	3
Impacto de la muestra preparada	17.1	90	8
Impacto del agregado a granel	3.0	-	-
Resistencia a la trituración	14.3	60	6
Valor de trituración del agregado	1.8	1	-
Prueba de los Angeles	1.6	1	-

(Derechos de autor reservados a la corona británica)

#### IV 10 DENSIDAD

Puesto que los agregados, tanto permeables como impermeables, suelen contener poros (véase el capítulo IV en porosidad y absorción del agregado) será necesario definir con mucho cuidado el significado del término densidad, pues existen varios tipos de ésta

La densidad absoluta se refiere al volumen de material sólido, con referencia al vacío con lo de un volumen igual de agua destilada y libre de gases, tomados ambos a determinada temperatura. Por lo tanto, para poder eliminar el efecto de los poros totalmente cerrados e impermeables, el material se debe pulverizar, y la prueba resulta laboriosa y sensible. Afortunadamente no es normal que se requiera en trabajos de tecnología del concreto.

Si se considera que el volumen del sólido debe incluir los poros impermeables, pero no los capilares, la palabra aparente debe calificar a la densidad resultante. Por lo tanto, la densidad aparente es la relación de la masa del agregado secado al horno a 100-110° C durante 24 horas, con la de la masa del agua que ocupa un volumen igual al del sólido, incluyendo los poros impermeables. Esta última masa se determina por medio de un tanque que se puede llenar de agua con precisión hasta alcanzar un volumen específico. De tal manera que, si la masa de la muestra secada al horno es D, la masa del tanque lleno de agua es B y la masa del tanque con la muestra y lleno completamente de agua es A, la masa del agua que ocupa el mismo volumen del sólido es B - (A - D). Entonces, la densidad aparente es

$$\frac{D}{B - A + D}$$

El tanque mencionado, se conoce como picnometro, suele ser un frasco de un litro con una tapa atornillable de material impermeable y de forma cónica, que tiene un pequeño orificio en el vértice. De esta manera, el picnometro se puede llenar de agua para que siempre contenga exactamente el mismo volumen

Por lo general, los cálculos que se refieren al concreto se basan en condiciones de saturado y superficialmente secos de los agregados (véase el capítulo IV, en contenido de humedad del agregado), ya que el agua que contienen todos los poros no toma parte en la reacción química del cemento y, por lo tanto, se pueden considerar como parte del agregado. O sea que, si una muestra del agregado saturado y superficialmente seco pesa C, la densidad bruta aparente es:

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

Esta es la densidad que se determina con mas frecuencia y mayor facilidad, necesaria para calcular el rendimiento del concreto o la cantidad de agregado que se requiere para producir determinado volumen de concreto.

La densidad aparente del agregado depende de la densidad de los minerales que los componen, así como de la cantidad de huecos que contengan. La mayoría de los agregados naturales tienen una densidad relativa del orden de 2.6 a 2.7, y el rango de valores aparece en la tabla IV.9. Los valores para agregados artificiales se extienden desde mucho más abajo hasta mucho más arriba de este rango.

Como se dijo anteriormente, la densidad del agregado se usa para el cálculo de cantidades, pero el valor real de la densidad del agregado no mide la calidad de este. Por lo



tanto, el valor de la densidad no se debe especificar, a menos que se trate de materiales con características petrológicas especiales, en los que la variación de la densidad refleje la porosidad de las partículas. Como una excepción de esto, tenemos el caso de construcciones masivas, como presas de gravedad, en las que es esencial que exista una densidad mínima en el concreto para mantener la estabilidad de la estructura

**Tabla IV.9 densidades aparentes de diversos grupos de roca <sup>4.7</sup>**

<b>Grupo de la roca</b>	<b>Densidad* promedio</b>	<b>Amplitud de densidades*</b>
Basalto	2.80	2.6-3.0
Pedernal	2.54	2.4-2.6
Granito	2.69	2.6-3.0
Arenisca	2.69	2.6-2.9
Hornfelsa	2.82	2.7-3.0
Caliza	2.66	2.5-2.8
Pórfido	2.73	2.6-2.9
Cuarzita	2.62	2.6-2.7

(derechos reservados a la corona británica)

\* Relativa.

#### IV.11 PESO VOLUMETRICO

Es sabido que, en el sistema métrico, la densidad de un material es relativamente igual a su densidad relativa, aunque es obvio que esta última es una relación, mientras que la densidad se expresa en kilogramos por litro. Sin embargo, en la práctica del concreto es más común expresar la densidad en kilogramos por metro cúbico. En el sistema inglés, la densidad relativa se multiplica por el peso unitario del agua (aproximadamente  $62.4 \text{ lb/pe}^3$ ) para convertirla en densidad absoluta (peso específico) expresada en libras por pie cúbico.

Es necesario recordar que esta densidad absoluta se refiere únicamente al volumen de las partículas individuales y, por supuesto, es físicamente imposible comprimir dichas partículas de manera que no queden huecos entre ellas. Cuando sea realmente necesario manejar el agregado por volumen, se requiere conocer el peso del agregado que llenaría un recipiente de volumen unitario. Esto se conoce como peso volumétrico del agregado. Este peso se utiliza para convertir cantidades en peso a cantidades en volumen.

Esta claro que el peso volumétrico depende de qué tan densamente se ha comprimido el agregado y se entiende que, para un material de cierta densidad, el peso volumétrico depende del tamaño, distribución y forma de las partículas: las partículas de un solo tamaño se pueden comprimir hasta cierto límite, pero las más pequeñas pueden tomar el lugar de los huecos entre las más grandes, aumentando así el peso volumétrico del material comprimido. La forma de las partículas afecta mucho el grado de confinamiento que pueda lograrse.

Para un agregado grueso de determinada densidad, un peso volumétrico más alto significa que quedan muy pocos huecos por llenar con arena y cemento y, en un tiempo, se ha usado la prueba del peso volumétrico para determinar el proporcionamiento de las mezclas.

El peso volumétrico real del agregado no solo depende de las diversas características del material que determinan el grado potencial de confinamiento, sino también de la compactación real que se logre en un caso dado. Por ejemplo, si se usan partículas esféricas del mismo tamaño, el confinamiento más denso se logra cuando sus centros descansan en los vértices de un tetraedro imaginario. Por lo tanto, el peso volumétrico es 0.74 del peso específico del material. Para un empaque mínimo los centros de las esferas estarán en las esquinas de cubos imaginarios, y el peso volumétrico será de solo 0.52 del peso específico del sólido.

Así pues, para propósitos de prueba, se tiene que especificar el grado de compactación. La BS 812: Parte 2: 1975 reconoce dos grados: flojo(no compactado) y compactado. La prueba se efectúa en un cilindro de metal de profundidad y diámetro prescritos, lo que depende del tamaño máximo del agregado y de sí esta determinando el peso volumétrico compactado o sin compactar. Para determinar el peso volumétrico suelto se coloca suavemente el agregado seco dentro de un recipiente hasta llenarlo, y después se empareja pasando una varilla por la superficie. Para poder encontrar el peso volumétrico, compactado o varillado, el recipiente se llena en tres etapas, apisonando cada tercera parte un número prescrito de veces con una varilla de punta redonda de 16 mm (5/8 de pulgada) de diámetro. Se vuelve a quitar el sobrante. Entonces, el peso neto del agregado que quede en el recipiente representa el peso volumétrico a un grado determinado de compactación. La

relación entre el peso volumétrico compactado y sin compactar suele ser del orden de 0,87 y 0 96. 4.55

Cuando se conoce la densidad aparente para la condición de saturado y superficialmente seco,  $p$ , se puede calcular la relación de vacíos a partir de la siguiente expresión:

$$\text{Relación de vacíos} = 1 - \frac{\text{Peso volumétrico}}{P \times \text{peso unitario del agua}}$$

Si el agregado contiene agua superficial se comprimirá con menor densidad debido al efecto de abudamiento. Este tema se trata en este mismo capitulo en abudamiento de la arena. Además, el peso volumétrico que se determina en el laboratorio puede no ser directamente aplicable a la conversión de peso a volumen del agregado para propósitos de dosificación por volumen, puesto que el grado de compactación en el laboratorio y en la obra pueden ser diferentes.

#### IV 12 POROSIDAD Y ABSORCION DE LOS AGREGADOS

Cuando se hablo de la densidad de los agregados, se menciono la presencia en ellos de poros internos y, de hecho, las características de dichos poros son muy importantes en el estudio de sus propiedades. La porosidad de los agregados, su impermeabilidad y absorción influyen en las propiedades como la adherencia entre el agregado y el cemento, la resistencia del concreto a la congelación y al deshielo, así como la estabilidad química y la

resistencia a la abrasión. Como se menciona anteriormente, la densidad aparente de los agregados depende también de la porosidad y, como consecuencia de esto, se ve afectado el rendimiento del concreto para determinado peso del agregado.

Los poros del agregado presentan una amplia variación de tamaño; los más grandes son visibles con un microscopio e incluso a simple vista, pero hasta los poros más pequeños suelen ser mayores que los poros del gel de la pasta de cemento. Los poros menores de  $4\mu\text{m}$  son de especial interés, ya que por lo general se cree que afectan la durabilidad de los agregados sujetos a frecuentes ciclos congelación-deshielo.

Algunos de los poros del agregado se encuentran completamente dentro del sólido, mientras otros se abren a la superficie de la partícula. Debido a su viscosidad, la pasta de cemento no puede penetrar a gran profundidad en los poros menos grandes; por lo tanto, es el volumen bruto de la partícula el que se considera como sólido para propósitos de cálculo del contenido de agregado en el concreto. Sin embargo, el agua puede penetrar en los poros y la tasa de penetración dependerá de su tamaño, continuidad y volumen total. En la tabla IV 10 aparece el orden de porosidad de algunas rocas comunes y, puesto que el agregado representa aproximadamente tres cuartas partes del volumen del concreto, está claro que la porosidad del agregado contribuye materialmente a la porosidad general del concreto.

TABLA IV.10 Porosidad de algunas rocas comunes	
Grupo de la roca	Porosidad, porcentaje
Arenisca	0.0-48.0
Cuarzita	1.9-15.1
Caliza	0.0-37.6
Granito	0.4-3.8

Cuando todos los poros del agregado están llenos, se dice que éste está saturado y superficialmente seco: Si se deja que un agregado en esas condiciones que de expuesto al aire seco, por ejemplo en el laboratorio, parte del agua contenida en los poros se evaporará y el agregado ya no estará saturado, sino secado al aire. El secado prolongado en un horno reduce aún más el contenido de agua en el agregado y, cuando ya no queda nada de humedad, se dice que el agregado está seco con apariencia de hueso. La figura IV.6 muestra esquemáticamente las diversas etapas, y la tabla IV.11 indica algunos valores típicos de absorción. En la extrema derecha de la figura IV.6 el agregado contiene humedad superficial y su color es más oscuro.

La absorción de agua en los agregados se determina midiendo el aumento de peso de una muestra secada en horno, y sumergida después en agua durante 24 horas (habiendo quitado el agua de la superficie).

La relación que existe entre el aumento de peso y el peso de la muestra seca, expresada en porcentaje, se llama absorción. En la BS 812:Parte 2:1975 se prescriben los procedimientos estándar.

La tabla IV.11 muestra algunos valores típicos de absorción de diferentes agregados, con base en datos de Newman.<sup>3 8</sup> También se tabula el contenido de humedad en condiciones de secado por aire. Cabe señalar que la grava suele tener mayor absorción que la roca triturada de las mismas características petrológicas, ya que el intemperismo causa que la capa exterior de las partículas de grava sea más porosa y absorbente.

*Aunque no existe una relación clara entre la resistencia del concreto y la absorción del agua del agregado utilizado, los poros de la superficie afectan la adherencia*

entre el agregado y la pasta de cemento y, por lo tanto, pueden ejercer cierta influencia en la resistencia del concreto.

Por lo general se supone que en el momento del fraguado del concreto, los agregados se encuentran saturados y superficialmente secos. Si la dosificación del agregado se ha hecho cuando éste se encuentra seco, se supone que se absorberá de la mezcla el agua suficiente para que el agregado se sature, Y está agua absorbida no está incluida en el agua neta o efectiva de mezclado. Sin embargo, es posible que cuando se utilice agregado seco las partículas se recubran rápidamente con pasta de cemento, lo que impide el paso del agua necesaria para lograr la saturación. Esto es especialmente cierto cuando se trata de agregado grueso, en el que el agua tiene que viajar un trecho mayor para penetrarlos. Como resultado de esto, la relación agua-cemento es mayor de lo que sería en caso de que los agregados hubieran absorbido el agua por completo desde el principio. Este efecto es muy importante en las mezclas ricas en las que el recubrimiento de pasta ocurre con rapidez. En las mezclas pobres y húmedas los agregados se saturan sin mayor dificultad. En situaciones prácticas, el verdadero comportamiento de la mezcla se verá afectado solamente por el orden en que se vayan introduciendo los ingredientes a la mezcladora.

Con el tiempo, la absorción de agua por parte de los agregados da como resultado también cierta pérdida de trabajabilidad. Sin embargo, después de 15 minutos dicha pérdida se vuelve insignificante.

**TABLA IV.11 Valores típicos de absorción de diversos agregados<sup>4,8</sup>.**

Tipo y tamaño del agregado (con designaciones de malla ASTM)	Forma	Contenido de humedad en agregado seco al aire, expresado como porcentaje del peso seco	Absorción (contenido de humedad en agregado saturado y superficialmente seco, como porcentaje del peso seco)
Grava del río del valle del Támesis de 19.0-9.5mm (3/4"-3/8")	Irregular	0.47	2.07
Grava de río del valle del Támesis de 9.5-4.8 mm (3/8"-3/16")	Irregular	0.84	3.44
Arena del río del valle del Támesis de 4.8-2.4 mm (3/16"-No.8)	Irregular	0.50	3.15
Arena del río del valle del Támesis de 2.4-1.2 mm (No.8-16)	Irregular	0.30	2.90
Arena del río del valle del Támesis de 1.2 mm-600 µm (No.16-30)	Irregular	0.30	1.70
Arena del río del Támesis de 600-300 µm (No.30-50)	Irregular	0.40	1.10
Arena del río del Támesis 300-150 µm (No.50-100)	Irregular	0.50	1.25
Arena del río del Támesis de 150-75 µm (No.100-200)	Irregular	0.60	1.60
Arena de río de la zona 2 del valle del Támesis de 4.8 mm-150 µm (3/16"-No.100)	Irregular	0.80	1.80
Grava de río para prueba de 19.0-9.5 mm (3/4"-3/8")	Irregular	1.13	3.30
Grava de río para prueba de 9.5-4.8 mm (3/8"-3/16")	Irregular	0.53	4.53
Grava de Bridport de 19.0-9.5 mm (3/4"-3/8")	Redonda	0.40	0.93
Grava de Bridport 9.5-4.8 mm (3/8"-3/16")	Redonda	0.50	1.17
Granito de Mountsorrel de 19.0-9.5 mm (3/4"-3/8")	Angulosa	0.30	0.57
Granito de Mountsorrel de 9.5-4.8 mm (3/8"-3/16")	Angulosa	0.45	0.80
Caliza triturada de 19.0-9.5 mm (3/4"-3/8")	Angulosa	0.15	0.50
Caliza triturada de 9.5-4.8 mm (3/8"-3/16")	Angulosa	0.20	0.73
Arena estándar de Leighton Buzzard de 850-600 µm (No.20-30)	Redonda	0.05	0.20



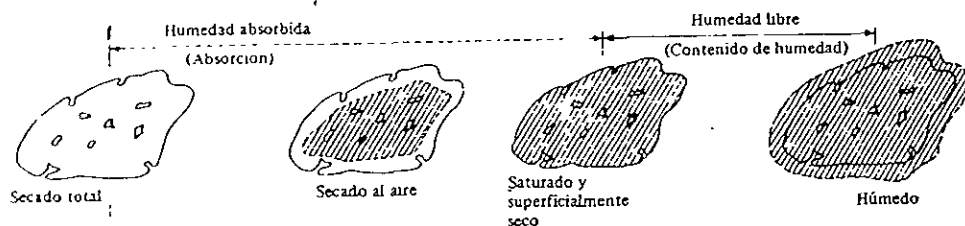


Figura IV 6 Representación esquemática de la humedad del agregado.

Debido a que la absorción de agua por los agregados secos se va haciendo más lenta o se interrumpe debido al recubrimiento de las partículas con pasta de cemento, con frecuencia es muy útil determinar la cantidad de agua absorbida en un periodo de 10 a 30 minutos, en lugar de calcular la absorción total de agua, que probablemente nunca se logre en la práctica.

#### IV 13 CONTENIDO DE HUMEDAD DEL AGREGADO

En relación con la densidad se mencionó que el concreto fresco el volumen ocupado por el agregado es el de las partículas, incluyendo los poros. Si se desea que no haya movimiento de agua que penetre en los agregados, los poros de los mismos deben estar llenos de agua; es decir, que el agregado se debe encontrar en un estado de total saturación

Por otra parte, cualquier cantidad de agua que se encuentre en la superficie de los agregados contribuirá a aumentar el agua de la mezcla y ocupará un volumen además del de las partículas del agregado. Por lo tanto, el estado básico del agregado es saturado y superficialmente seco.

Cuando el agregado está expuesto a la lluvia, se acumula una cantidad considerable de humedad en la superficie de las partículas y, a excepción de la parte superior de la pila, esa humedad se conserva durante mucho tiempo. Esto ocurre especialmente cuando se trata de agregado fino, y la humedad superficial o libre (la que sobra de la que ha mantenido el agregado en su condición de saturado y superficialmente seco) se debe de tomar en cuenta en el cálculo de las cantidades para la mezcla. La humedad superficial se expresa como un porcentaje del peso del agregado saturado y superficialmente seco y se le conoce como el contenido de humedad.

Puesto que la absorción representa el contenido de agua del agregado en condiciones de saturado y superficialmente seco y el contenido de humedad es el agua que sobra de dicho estado, el contenido total de agua de un agregado húmedo es igual a la suma de la absorción y el contenido de humedad.

Como el contenido de humedad del agregado cambia con el clima, y varía también de una pila a otra, es necesario determinar con frecuencia el valor del contenido de humedad; para ello se han ideado varios métodos. El más antiguo de ellos consiste, simple y sencillamente, en encontrar la pérdida de peso de una muestra de agregado sometida a secado de una charola colocada sobre una fuente de calor. Se requiere cuidado para evitar el sobresecado: la arena debe de estar en condición de flujo libre, sin calentarse más. Este

estado puede determinarse al tacto, o formando montones de arena mediante un molde cónico. al quitar el molde, el material se debe desplazar libremente. Cuando la arena adquiere un tono café, es indicio inequívoco de sobresecado. Este método para determinar el contenido de humedad de los agregados, que se conoce por lo general como “método del sartén”, es fácil, confiable y se puede utilizar en campo.

En el laboratorio, puede determinarse el contenido de humedad del agregado por medio del picnómetro. Se debe conocer el valor de la densidad aparente del agregado,  $p$ , condición de saturado y superficialmente seco. Entonces, si B es el peso del picnómetro lleno de agua, C es el peso de la muestra húmeda y A es el peso del picnómetro con la muestra cubierta de agua, el contenido de humedad del agregado será.

$$\left[ \frac{C}{A - B} \left( \frac{p - 1}{p} \right) - 1 \right] \times 100$$

La prueba es larga y requiere mucho cuidado en su ejecución (por ejemplo, todo el aire deberá ser expulsado de la muestra), pero puede dar resultados exactos.

En la prueba del sifón<sup>49</sup> se mide el volumen de agua desplazado por un peso conocido de agregado húmedo, y el sifón hace esa determinación más exacta. Se requiere una calibración previa de cada uno de los agregados, ya que el resultado depende de su densidad, pero una vez que esto se ha hecho, la prueba es rápida y exacta.

El contenido de humedad del agregado se puede encontrar también si se emplea una romana para medir humedad: el agregado húmedo se pone en un recipiente que ya contiene determinada cantidad de agua y se suspende en un extremo de la romana hasta que

se equilibra. Así es como se mide la cantidad de agua que debe ser sustituida por el agregado húmedo a un peso y volumen total constantes. En éste caso, se puede demostrar que la cantidad de agua desplazada es proporcional al contenido de humedad del agregado. Se tiene que obtener una curva de calibración para cada agregado utilizado. El contenido de humedad se puede determinar con una exactitud del orden de 0.5%.

En la prueba del medidor de flotación<sup>4.10</sup> se determina el contenido de humedad de un agregado con densidad conocida, por medio de la pérdida aparente de peso al sumergirlo en agua. Si el tamaño de la muestra se ajusta, de acuerdo con la densidad del agregado, aun valor tal que una muestra en condición saturada y superficialmente seca tenga un peso estándar cuando está inmersa, la balanza puede indicar directamente la humedad. La prueba es rápida y da el contenido de humedad hasta en un 0.5% de exactitud. En la norma ASTM C 70-79 aparece una versión sencilla de la prueba.

Se han ideado muchos otros métodos. Por ejemplo, se puede eliminar la humedad quemando el agregado con alcohol metílico para medir después la pérdida de peso de la muestra sujeta a medición. Hay también otros métodos patentados que se basan en la medición de la presión del gas que se forma en una vasija cerrada por la reacción del carburo de calcio con la humedad de la muestra.

Hay dispositivos eléctricos que permiten obtener lecturas instantáneas o continuas del contenido de humedad de un agregado en una tolva, con base a la variación de resistencia o capacitancia que han ocurrido por el cambio en el contenido de humedad del material. En algunas plantas de premezclado se usan medidores de ese tipo en dispositivos automáticos, que regulan la cantidad de agua que debe añadirse a la mezcladora pero, en la

práctica, no se puede lograr una exactitud mayor del uno por ciento. Recientemente se han inventado medidores de microondas, pero son muy caros.

Se puede ver que existe gran variedad de pruebas, pero por más exacta que sea una prueba, sus resultados serán importantes sólo si se ha usado una muestra representativa. Además, si varía el contenido de humedad del agregado en lugares adyacentes a la pila del material, el ajuste de las proporciones de la mezcla se vuelve laborioso. Puesto que la variación en el contenido de humedad ocurre en dirección vertical a partir del fondo empapado de la pila hacia la superficie casi seca, es necesario tener cuidado en el orden que se colocan las capas de material: almacenar en capas horizontales, tener por lo menos dos pilas y permitir el drenado de cada una antes de usarla y no utilizar los 300 mm del fondo, todo ello ayuda a reducir al mínimo las variaciones en el contenido de humedad. El agregado grueso retiene mucho menos agua que la arena, tiene un contenido de humedad mucho menos variable y, generalmente, causa menos dificultades.

#### IV.14 SUSTANCIAS PERJUDICIALES EN EL AGREGADO

Existen tres amplias categorías de sustancias perjudiciales que pueden encontrarse en los agregados; impurezas, que interfieren en el proceso de hidratación del cemento, recubrimientos, que impiden el desarrollo de buena adherencia entre el agregado y la pasta de cemento, y algunas partículas individuales que son en sí mismas débiles o inestables. Un agregado puede ser también total o parcialmente dañino, debido a las

reacciones químicas que ocurren entre el agregado y la pasta de cemento. Dichas reacciones químicas se explican en este mismo capítulo, en reacción alcali-agregado.

#### **IV.14.1 Impurezas orgánicas**

Los agregados naturales pueden poseer suficiente resistencia y dureza para soportar el desgaste, pero no darán buenos resultados para producir concreto si contienen impurezas orgánicas que interfieran con las reacciones químicas de hidratación. La materia orgánica que se encuentra en el agregado suele consistir en productos de la descomposición de materia vegetal (principalmente ácido tánico y sus derivados) y se manifiesta como humus o margas orgánicas. Hay más probabilidad de encontrar este tipo de materiales en la arena que en el agregado grueso, el cual se lava fácilmente.

No todas las materias orgánicas son perjudiciales y lo mejor es verificar sus efectos haciendo cubos para prueba. Sin embargo, por lo general se ahorra tiempo si se determina primero que la cantidad de compuestos orgánicos es suficiente para ameritar una prueba ulterior. Esto se hace por medio de la llamada prueba colorimétrica, incluida en la norma ASTM C 40-73. Los ácidos de la muestra se neutralizan con una solución de NaOH al tres por ciento, y se colocan en una botella cantidades prescritas del agregado y la solución. La mezcla se agita vigorosamente, a fin de que el contenido tenga el contacto necesario para producir la reacción química. Después se deje en reposo durante 24 horas; al cabo de este periodo el contenido orgánico se puede juzgar por el color de la solución: mientras más oscuro sea el color, mayor será el contenido de materia orgánica. Si el color del líquido que queda encima de la muestra de prueba no es más oscuro que el tono amarillo estándar

definido por la norma, se puede suponer que la muestra contiene solo una proporción inocua de impurezas orgánicas

En caso sé que el color observado sea más oscuro que el tono estándar, es decir, si la solución tiene una apariencia pardusca, el agregado contiene una elevada proporción de compuestos orgánicos, aunque no necesariamente será inadecuado para elaborar concreto. La materia orgánica presente puede no ser dañina para el concreto, o el color puede deberse a minerales con contenido de hierro. Por esta razón, se requieren más pruebas. Se hacen cubos de concreto utilizando el agregado mencionado, y se compara su resistencia con la de otro concreto hecho con las mismas proporciones en la mezcla, pero con un agregado de calidad conocida.

En ediciones anteriores, en la BS 812 se incluía la prueba colorimétrica, pero en 1967 se estipuló la medición de los valores de pH de morteros de cemento en condiciones estándar. La prueba es bastante laboriosa, y solo es apropiada para el trabajo en el laboratorio, por lo que fue eliminada de la BSW 812 en 1975. Como consecuencia, la prueba colorimétrica es en la actualidad la mejor manera de hacer una evaluación previa de la conveniencia de un agregado: si no se observa un cambio de color mayor que el especificado, no se necesita llevar a cabo otro tipo de pruebas, a menos que haya habido una contaminación con desperdicios minerales.

¡En algunos países se determina la cantidad de materia orgánica que contienen los agregados a partir de la pérdida de peso de una muestra tratada con peróxido de hidrógeno.

Es de interés señalar que, en algunos casos, el efecto de las impurezas orgánicas es solo temporal. En una investigación 34 11 un concreto elaborado con arena que contenía

materia orgánica alcanzó una resistencia, a las 24 horas, igual a 53% de la resistencia de un concreto similar producido con arena limpia. A los tres días, esta relación había aumentado al 82%, después al 92% a los siete días y, a los 28 días, se registraron resistencias iguales.

#### **IV.14.2 Arcilla y otros materiales finos**

La arcilla puede estar presente en el agregado en forma de recubrimiento superficial que interfiere en la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento. Puesto que es indispensable una buena adherencia para obtener una resistencia satisfactoria y buena durabilidad del concreto, el problema de los recubrimientos de arcilla resulta muy importante.

Hay otros dos tipos de material fino que pueden estar presentes en el agregado: limo y polvo de trituración. El limo es un material entre 2  $\mu\text{m}$  y 60  $\mu\text{m}$ , que ha sido reducido a este tamaño por los procesos naturales del intemperismo; no es raro, por ende, encontrar limos en agregados extraídos de depósitos naturales. Por otra parte, el polvo de trituración es un material fino que se forma durante el proceso de transformación de la roca en piedra triturada o, con menos frecuencia, de grava en arena triturada. En una planta procesadora bien instalada, este polvo debe eliminarse mediante lavados. Durante el procesamiento de los agregados, también pueden suprimirse otros recubrimientos blandos o de poca adherencia. Los recubrimientos bien adheridos no se pueden eliminar con tanta facilidad pero, si son químicamente estables y no tienen otros efectos deletéreos, no debe objetarse la utilización de agregados que los contengan, aunque puede incrementarse la contracción. Sin embargo,



los agregados con recubrimientos químicamente reactivos, aunque sean físicamente estables, pueden ser causa de graves problemas

El limo y los polvos muy finos pueden formar recubrimientos similares a los de la arcilla, o pueden aparecer en forma de partículas sueltas, no adheridas al agregado grueso. Aún en ésta última forma, el limo o el polvo fino no deben exceder de cierta proporción pues, debido a su finura y a su gran área superficial, aumentan la cantidad de agua necesaria para humedecer todas las partículas de la mezcla

En vista de lo anterior, es necesario controlar el contenido de arcilla, limo y polvo fino del agregado, en la BS 882. 1973 se limita el contenido a tres materiales, en conjunto, a no más de

15% por peso de arena triturada

3% por peso de arena natural o de grava triturada

1% por peso de agregado grueso

La norma ASTM C 33-78 establece requisitos similares, pero distingue entre el concreto sometido a abrasión y otros concretos. En el primer caso, la cantidad de material que pasa por el tamiz de muestreo de 75  $\mu\text{m}$  (No. 200) se limita al tres por ciento del peso de la arena, en lugar del valor del 5% permitido para otros concretos. El valor correspondiente para el agregado grueso es del uno por ciento.

En la misma norma, el contenido de grumos de arcilla y de partículas desmenuzables se especifica por separado como del tres por ciento para el agregado fino y el dos al diez por ciento para el grueso, dependiendo del uso al que se destine el concreto.

Cabe señalar que se prescriben distintos métodos de prueba para diferentes especificaciones, por lo que los resultados no son directamente comparables.

El contenido de arcilla, limo y polvo fino en el agregado se pueden determinar por el método de sedimentación descrito en la Bs 812: Parte 1: 1975. La muestra de arena se coloca en una solución de Oxalato de sodio dentro de un frasco tapado con un reten y se hace girar, con el eje del frasco en posición horizontal, durante 15 minutos, a 80 revoluciones por minuto aproximadamente. Los sólidos finos se dispersan y, entonces, puede medirse la cantidad de material en suspensión por medio de una pipeta de Andreason. Por medio de un sencillo cálculo se obtiene el porcentaje de arcilla, limo y polvo fino en la arena, con un tamaño de separación de 20  $\mu\text{m}$

Para el agregado grueso se puede utilizar un método similar, con las modificaciones necesarias, pero resulta más sencillo cribar el material húmedo en un tamiz de muestreo de 75  $\mu\text{m}$  (No. 200) como lo prescribe la BS 812: parte 1: 1975 y la norma C 117-76 de la ASTM. Se recurre a este tipo de cribado porque el polvo fino o la arcilla adheridos a las partículas grandes no se separarían si se cribaran en seco. En el cribado en húmedo, por otra parte, el agregado se coloca en agua y se agita vigorosamente para que los finos se desprendan y queden en suspensión. Mediante la decantación y el cribado se puede eliminar todo el material cuyo tamaño sea menor que el del tamiz de muestreo de 75  $\mu\text{m}$  (No.200). Como medida de protección para que el tamiz no se dañe por la acción de las partículas grandes durante la decantación, se coloca un tamiz de 1.18 mm (No. 16 ASTM) sobre el de 75  $\mu\text{m}$  (No.200).

#### **IV.14.3 Partículas inestables**

Las pruebas que se hacen a los agregados demuestran en ocasiones que la mayoría de las partículas que los componen son satisfactorias, pero que existen algunas inestables: es necesario limitar con claridad la cantidad de dichas partículas.

Hay dos amplias clases de partículas inestables: las que no pueden mantener su integridad y las que causan expansiones destructivas al exponerse a la congelación o al entrar en contacto con agua. Las propiedades destructivas son características de algunos tipos de rocas y por lo tanto, se analizarán en relación con la durabilidad del agregado en general. En esta sección, solo se considerarán las impurezas no durables.

Los esquistos y otras partículas de baja densidad se consideran inestables; lo mismo que sucede con las inclusiones blandas, como los terrones de arcilla, la madera y el carbón, puesto que son causa de picaduras y descascamientos. Si se encuentran presentes en grandes cantidades (más de dos al cinco por ciento) dichas partículas pueden afectar adversamente la resistencia del concreto, y es preciso impedir su presencia en concretos que habrán de estar expuestos a la abrasión.

El carbón, además de ser una inclusión blanda, es un material poco recomendable por otras razones: se puede expandir, causando fracturas en el concreto y si se encuentra presente en grandes cantidades y en forma finamente dividida, puede trastornar el proceso de endurecimiento de la pasta de cemento. Sin embargo, cantidades discretas de partículas de carbón duro que no sobrepasen de 0.25 % del peso del agregado no tienen ningún efecto adverso sobre la resistencia del concreto.

La presencia del carbón y de otros materiales de baja densidad se puede determinar por flotación en un líquido de densidad adecuada, como, por ejemplo, mediante el método propuesto por la norma ASTM C 123-69 (ratificada en 1975). Si el peligro de picaduras y decascaramiento no es tan grave, la resistencia del concreto es la principal consideración, se deberá hacer una mezcla de prueba.

Es necesario impedir la presencia de una mica porque, en presencia de agentes químicos activos producidos durante la hidratación del cemento, puede resultar que se altere y tome otras formas. Además, la mica libre en el agregado fino, aunque solo sea en cantidades muy bajas o porcentajes pequeños del peso del agregado, afecta adversamente la cantidad de agua requerida y, en consecuencia, la resistencia del concreto.<sup>4.45</sup> Es preciso recordar esto último cuando se piense usar en el concreto materiales como la arena arcillosa para porcelana.

No debe haber yeso u otros sulfatos; su existencia en muchos agregados procedentes del medio oriente ha causado dificultades aunque en estos sitios se suele tolerar hasta un cinco por ciento de  $SO^3$  por peso de cemento (incluyendo el contenido en el cemento).<sup>4.59</sup>

Las piritas de hierro y las marcasitas representan las inclusiones expansivas más frecuentes en el agregado. Estos sulfuros reaccionan con el agua y el oxígeno del aire para formar sulfato ferroso que, subsecuentemente se descompone para formar el hidróxido, mientras los iones de sulfato reaccionan con los aluminatos de calcio del cemento. El resultado pueden ser manchas en el concreto y ruptura de la pasta de cemento, especialmente en condiciones de calor y humedad.

No todas las piritas son reactivas pero, puesto que la composición de la piritita ocurre solo en aguas de cal, es posible probar los agregados en suspensión para determinar su reactividad colocándolos en una solución saturada de cal. 4.12 Si el agregado es reactivo, en unos cuantos minutos se formara un precipitado gelatinoso de color azul verdoso de sulfato ferroso y, si se expone al aire, cambia a un hidróxido férrico de color pardo. Si esto no ocurre, quiere decir que no hay que temer que aparezcan manchas. Midgley 4.12 descubrió que la falta de reactividad se relaciona con la presencia de un cierto número de cationes de metal, mientras que la presencia de éstos hace que la piritita sea reactiva. En general, las partículas de piritita que pueden causar problemas son las que están entre 5 y 10 mm (3/16 a 3/8 de pulgada). La tabla IV.12 resume las cantidades permisibles de partículas inestables, especificadas por la norma ASTM C 33-78.

La mayor parte de las impurezas que hemos descrito en esta sección se encuentran en depósitos naturales de agregados y se presentan con menos frecuencia en el agregado triturado. Sin embargo, algunos agregados procesados, como desechos de minas, pueden contener sustancias perjudiciales. Por ejemplo, pequeñas cantidades de plomo solubles en agua de cal (0.1% de PbO por peso de agregado) retardan mucho el fraguado y reducen la resistencia temprana del concreto, la resistencia a largo plazo no se ve afectada.<sup>446</sup>

**Tabla IV.12 cantidades permisibles de partículas inestables prescritas por la norma ASTM C 33-78**

Tipo de partículas	Contenido máximo porcentaje por peso	
	En agregado fino	En agregado grueso
Partículas desmenuzables	3.0	3.0 a 10.0*
Partículas suaves	-	3.0 a 10.0*
Carbón	0.5 a 1.0 †	0.5 a 1.0 †
Hornsteno fácilmente desintegrable	-	3.0 a 8.0 ‡

\* Incluye hornsteno †

Dependiendo de la importancia de la apariencia.

‡ Dependiendo de la exposición

#### IV.15 CONSISTENCIA DEL AGREGADO

Este es el nombre que sé de a la capacidad del agregado para resistir los cambios excesivos en volumen como resultado de los cambios en las condiciones físicas. Por lo tanto, la falta de consistencia es distinta de la expansión causada por las reacciones químicas entre el agregado y los álcalis del cemento.

Las causas físicas de los cambios de volumen grandes o permanentes del agregado son la congelación y el deshielo, los cambios térmicos a temperaturas superiores a la de congelación y también los estados mojado y seco alternados.

Se dice que los agregados son inestables si los cambios de volumen, inducidos por las causas antes mencionadas, dan como resultado el deterioro del concreto. Este deterioro puede variar desde el descascaramiento y el clásico calavereo hasta el extenso agrietamiento de la superficie y la desintegración a una profundidad considerable, por lo tanto, puede variar desde una simple apariencia defectuosa hasta una situación estructural peligrosa

Los materiales que presentan la característica de inestabilidad son los pedernales porosos y los horstenos, especialmente los de peso ligero con una estructura porosa de estructura fina, algunas lutitas, piedras calizas con laminado de arcilla expansiva y otras partículas que contengan materiales arcillosos, especialmente las que pertenecen a los grupos de las montmorilonitas o illitas. Por ejemplo, se ha descubierto que una dolerita alterada ha llegado a moverse hasta 0.0006 cuando se somete a un ciclo de mojado y secado, y un concreto, que contenga ese agregado puede fallar en condiciones de humedad y secado alternados y, sin lugar a duda, fallará si se somete a ciclos de congelación y deshielo

La norma ASTM C 88-76 prescribe una prueba para determinar la consistencia del agregado, en la cual una muestra de agregado de granulometría conocida se sumerge alternamente en una solución saturada de sulfato de sodio o de magnesio (por lo general la más fuerte de las dos) y se seca en un horno. La formación de cristales de sal en los poros del agregado tiende a romper las partículas de manera similar a la de la acción del hielo. La reducción del tamaño de las partículas, demostrada por un análisis granulométrico, después de determinado ciclo, denota el grado de inestabilidad. La prueba no es más que cualitativa en la predicción del comportamiento del agregado en condiciones reales de la obra, y no se puede utilizar como base para aceptar o rechazar agregados desconocidos. Específicamente, no hay una razón clara de por qué la consistencia de los agregados probada por medio de la norma ASTM C 88-76 deba relacionarse con el desempeño del concreto sujeto a condiciones de congelación y deshielo.

Otras pruebas consisten en someter el agregado a ciclos alternados de congelación y deshielo, y en ocasiones este tratamiento se aplica a mortero o concreto hecho con el tipo de agregado sometido a prueba. Por desgracia, ninguna de las pruebas proporcionan indicios precisos sobre el comportamiento del agregado en condiciones reales de humedad y cambios de temperatura por encima del punto de congelación.

Asimismo, no existen pruebas que puedan pronosticar con exactitud la durabilidad del agregado en un concreto sujeto a condiciones de congelación y deshielo. La razón principal de esto es que el comportamiento del agregado está relacionado con la pasta de cemento que la rodea, de tal manera que solo un registro de servicio puede probar satisfactoriamente su durabilidad.

Sin embargo, se sabe que ciertos agregados son susceptibles a daños por heladas y es en ellos donde se concentrara la atención. Estos son: horstenos porosos, esquistos, algunas piedras calizas, especialmente las calizas laminadas, y algunas piedras areniscas. Una característica común de estas rocas, que han sido calificadas como pobres, es su alta absorción, pero es preciso hacer hincapié que muchas rocas durables también muestran alta absorción (véase figura IV.9).

Para que ocurra daño por congelación deben existir condiciones críticas de contenido de agua y falta de drenaje. Estas están controladas, por inter alia, por el tamaño, forma y continuidad de los poros en el agregado, porque dichas características de los poros controlan el índice y la cantidad de absorción, así como la rapidez coque puede escapar el agua de las partículas de agregado. De hecho esas características de los poros son más importantes que simplemente su volumen total reflejado por la magnitud de la absorción.

Se ha observado que los poros menores de 4 a 5  $\mu\text{m}$  son críticos, puesto que son suficientemente grandes para permitir que el agua penetre, pero no así para permitir un drenaje fácil bajo la presión del hielo. Esta presión, en un espacio totalmente confinado a  $-20^{\circ}\text{C}$ , puede llegar a ser hasta de 2 040  $\text{Kg}/\text{cm}^2$  (200 MPa). De tal manera que, si se desea impedir que las partículas de agregado se dividan y rompan la pasta de cemento que las rodea, debe ser posible el flujo de agua hacia los poros vacíos de las partículas de agregado, o dentro de la pasta que las rodea, con el fin de evitar que la presión hidráulica suba lo suficiente para causar la ruptura.



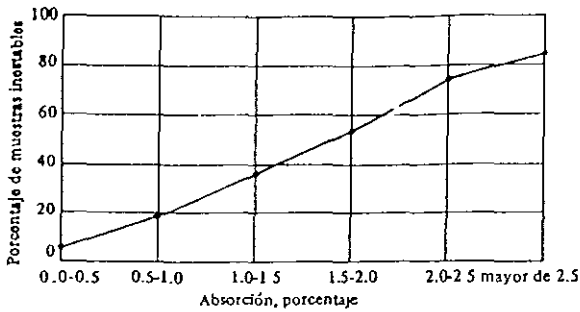


Fig. 1V 9 Distribución de las muestras de agregado consistente e inconsistente como función de la absorción<sup>437</sup>

Este razonamiento ejemplifica lo dicho con anterioridad en cuanto a que no se puede determinar por completo la durabilidad del agregado, cuando no sea cuando éste se encuentre en su totalidad sumergido en la pasta de cemento: la partícula debe de ser suficientemente fuerte para resistir la presión del hielo, pero su expansión puede causar la ruptura del mortero que la rodea

Se ha dicho que el tamaño de los poros es un factor importante para la durabilidad del agregado. La mayoría de los agregados contienen poros de diferentes tamaños, por lo que es necesario enfrentarse al problema de la distribución de los tamaños de poro. Brunauer, Emmett y Teller<sup>4.13</sup> han elaborado un medio para expresar esto cuantitativamente. La superficie específica del agregado se determina por la cantidad de una sustancia gaseosa absorbida que se requiere para formar una capa de una molécula de espesor sobre toda la superficie interna de los poros del agregado. El volumen total de los poros se mide por absorción, y la relación del volumen de los poros con su superficie representa el radio hidráulico de los poros. Este valor, que ya se conoce por los problemas de flujo que se estudiaron en hidráulica, proporciona un indicio de la presión que se requiere para producir flujo

#### IV 16 REACCION ALCALI -AGREGADO

Durante los últimos cuarenta años se han observado algunas reacciones químicas nocivas entre el agregado y la pasta de cemento circundante. La más común de ellas es la que ocurre entre los componentes activos de sílice del agregado y los álcalis del cemento. Las formas reactivas de sílice son: el ópalo (amorfo), la calcedonia (criptocristalina fibrosa) y la trimidita (cristalina). Esos materiales reactivos se encuentran en los horstenos opalinos o calcedónicos, en las calizas silíceas, en las riolitas y tobas riolíticas, en la dacita y tobas dacíticas, en la andesita y tobas andesíticas y en las filitas.<sup>4,29</sup>

*La reacción comienza con el ataque de los hidróxidos alcalinos derivados de los álcalis ( $\text{Na}_2\text{O}$  y  $\text{K}_2\text{O}$ ) del cemento contra los minerales silíceos del agregado. Como resultado, se forma un gel de álcali-silicato y los bordes del agregado se alteran. El gel de los llamados de “expansión ilimitada”: absorbe el agua, con la consecuente tendencia a aumentar de volumen. Puesto que el gel está confinado por la pasta de cemento circundante, se presentan presiones internas que, en un momento dado, causarán expansión, agrietamiento y ruptura de la pasta de cemento (calavereo). Entonces, parece ser que la expansión se debe a la presión hidráulica generada por ósmosis, pero la expansión también se puede originar gracias a la presión expansiva de productos todavía sólidos de la reacción álcali-sílice.<sup>3,30</sup> Por esta razón, se cree que lo más perjudicial para el concreto es la expansión de las partículas duras del agregado. Más tarde, una parte de gel, relativamente blando es arrastrado por el agua que lo deposita en las grietas que ya se han formado por la expansión del agregado. El tamaño de las partículas silíceas controla la velocidad con la que se presenta la reacción; las*

partículas finas (de 20 a 30  $\mu\text{m}$ ) causan expansión en un mes o dos, y las de mayor tamaño tardan varios años<sup>4.60</sup>

Diamond<sup>1.66</sup> ha informado con detalle sobre estudios de la reacción álcali-agregado. Considera que la reacción se debe primordialmente a la alta concentración de iones de hidróxido en la solución de los poros, pero que los cationes de álcali son de suma importancia porque su concentración influye en los tipos y sus características físicas de los productos de la reacción<sup>4.67</sup> Se ha sugerido la necesidad de que esté presente el  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .<sup>4.73</sup>

Aunque sea posible predecir que con determinados materiales se producirá una reacción álcali-agregado, por lo general no se pueden estimar los efectos nocivos sabiendo únicamente las cantidades de los materiales reactivos. Por ejemplo, la reactividad real del agregado se verá afectada por el tamaño y porosidad de las partículas y éstas influirán en el área sobre la cual puede tener lugar la reacción. Puesto que la cantidad de álcalis depende sólo del cemento, su concentración sobre la superficie reactiva del agregado estará regida por la magnitud de dicha superficie. El contenido mínimo de álcali del cemento con el cual puede ocurrir una reacción expansiva es de 0.6% del equivalente de óxido de sodio. Esto se calcula mediante estequiometría, como el contenido real de  $\text{Na}_2\text{O}$  más 0.658, multiplicado por el contenido de  $\text{K}_2\text{O}$  del clinker. Hay, sin embargo, casos excepcionales en que se ha sabido que algunos cementos con menor contenido de álcali causan expansión.<sup>4.31</sup> Dentro de ciertos límites, la expansión de un concreto hecho con determinado agregado reactivo es mayor mientras más grande sea el contenido de álcali en el cemento y, para una misma composición de cemento, cuando mayor sea su finura.<sup>4.32</sup>

Otros factores que influyen en el progreso de la reacción álcali-agregado incluyen la existencia de agua no evaporable en la pasta y la permeabilidad de la misma. Es necesario que haya humedad; y la reacción se acelera en condiciones de humedad y secado alternados. Las temperaturas más altas también aceleran la reacción, por lo menos dentro del rango de 10 a 38°C. De esta manera se puede apreciar que diversos factores físicos y químicos hacen que la reacción álcali-agregado sea muy compleja. En particular, el gel puede cambiar su constitución por absorción y, así, ejercer considerable presión, mientras que otras veces se presenta una difusión del gel fuera del área confinada,<sup>4,32</sup> Cabe señalar que, conforme progresa la hidratación del cemento, gran parte del álcali se concentra en la fase acuosa. Como consecuencia, el pH aumenta y todos los minerales de sílice se hacen solubles.<sup>4,61</sup>

Por lo tanto, no es sorprendente que, aunque se sepa que hay ciertos tipos de agregado que tienden a ser reactivos, no existen medios sencillos de saber si determinado agregado causará o no una expansión excesiva debida a la reacción con los álcalis del cemento. Generalmente hay que recurrir a los registros de servicio, aunque son muy pocos, en el orden del 0.5%, los agregados defectuosos que causan daños.<sup>4,61</sup> Si no se cuenta con ningún registro, sólo es posible determinar la reactividad potencial de los agregados, mas no probar que se va a llevar a cabo la reacción. La norma ASTM C 289-71 (ratificada en 1976) prescribe una rápida prueba química: se determina la reducción de alcalinidad de una *solución normal de NaOH puesta en contacto con agregado pulverizado a 80°C, y se mide la cantidad de sílice disuelto*. En muchos casos, la interpretación de los resultados no es clara, pero generalmente se indica cierta reacción potencialmente nociva si el resultado gráfico de

la prueba queda a la derecha de la línea límite de la figura IV 10, tomada de la norma ASTM, pero basada en el documento escrito por Mielenz y Witte.<sup>433</sup> Sin embargo, los agregados potencialmente nocivos, representados por los puntos sobre la línea punteada de la figura IV 10, pueden ser extremadamente reactivos con los álcalis, de tal suerte que puede haber una expansión relativamente baja. Por lo tanto, esos agregados deben someterse a pruebas adicionales, con objeto de determinar si su reactividad es nociva de acuerdo con la prueba de la barra de mortero descrita a continuación. La prueba no es de mucho valor con agregados de peso ligero <sup>468</sup>

En la prueba de la barra de mortero para determinar la reactividad física del agregado se emplea el agregado a probar, triturado si es necesario y dentro de una granulometría prescrita para hacer barras especiales de mortero de cemento y arena, utilizando un cemento con un contenido equivalente de álcalis no menor de 0.6%. Las barras se almacenan en agua a 38°C, que es una temperatura en que la expansión es más rápida y, generalmente, más alta que a temperaturas más elevadas o más bajas <sup>434</sup> Si se usa una relación agua/cemento más alta, también se acelera la reacción. La norma ASTM C 227-71 (ratificada en 1976) prescribe los detalles del procedimiento; Brotschi y Mehta<sup>469</sup> han sugerido una modificación. Si el agregado sometido a prueba se expande más del 0.05% después de tres meses o más del 0.1% después de seis meses, se considera como un agregado peligroso.

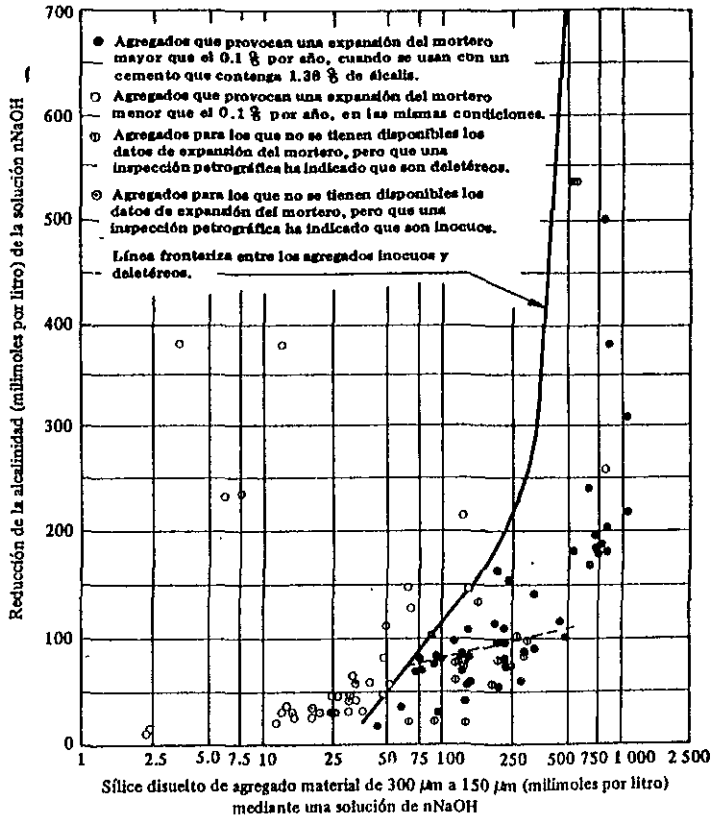


Fig. IV.10 Resultados de la prueba química de la norma ASTM C 289-71 (ratificada en 1976).

La prueba ha mostrado una correlación muy buena con los experimentos de campo, pero se requiere un tiempo considerable antes de dar un juicio sobre el agregado. Por otra parte, como se mencionó anteriormente, los resultados de la prueba química, que es rápida, con frecuencia no son concluyentes. Asimismo, el examen petrográfico, aunque útil para identificar los componentes minerales, no puede establecer que determinado mineral dé como resultado una expansión anormal. Así pues, todavía queda por crear una prueba rápida

y conclusiva para determinar la reactividad del agregado y, por el momento, lo único que se puede hacer es aplicar más de una de las pruebas existentes.

Se ha observado que la expansión debida a la reacción álcali- agregado se puede reducir o eliminar añadiendo a la mezcla sílice reactiva en forma de polvo finamente molido. Esta aparente paradoja se puede explicar haciendo referencia a la figura IV.11, que muestra la relación entre la expansión de una barra de mortero y el contenido de sílice reactiva en tamices de entre 850 y 300  $\mu\text{m}$  (No. 20 y No. 50 ASTM), es decir, no en forma de polvo. Cuando los contenidos de sílice son bajos, una mayor cantidad de sílice para una cantidad dada de álcalis aumenta la expansión, pero cuando el contenido de sílice es mayor, la situación es a la inversa mientras mayor sea el área superficial del agregado reactivo, menor será la cantidad de álcalis disponible por unidad de dicha área y se podrá formar menos cantidad de gel álcali-sílice. Por otra parte, debido a la movilidad extremadamente baja del hidróxido de calcio por unidad de área del agregado es independiente de la magnitud del área superficial aumenta también la relación hidróxido de calcio-álcali de la solución en el borde del agregado. En estas condiciones, se forma un producto de silicatos alcalinos de calcio inocuo (no expansivo).<sup>4 36</sup>

Siguiendo el mismo razonamiento, se considerará que el material síliceo finamente dividido añadido a las partículas gruesas reactivas ya existentes reduciría la expansión, aunque de todos modos se lleve a cabo la reacción álcali-agregado. Estas adiciones puzolánicas, como el vidrio pìrex triturado o las cenizas volantes, han resultado en realidad eficaces para reducir la penetración de las partículas de agregado más gruesas. Hay

indicios de que la ceniza volante no es tan eficaz como otras puzolanas.<sup>4.76</sup> A este respecto, se deberá probar el desempeño de cualquier puzolana, de acuerdo con las indicaciones de la norma ASTM C 441-69 (ratificada en 1975). Añadiendo una cantidad suficiente de sílice, la reacción inicial reduce la concentración de álcali comparada con la que se obtiene con un cemento de bajo contenido de álcalis, sin presencia de ningún aditivo. Sin embargo, es importante agregar suficiente cantidad de sílice pulverizado; por lo general se recomienda añadir 20 gramos de sílice reactiva por cada gramo de álcali en exceso del 0.5% del peso del cemento.<sup>4.30</sup> Así pues, la cantidad de puzolana es considerable. Las cantidades inadecuadas pueden, de hecho, agravar la situación y aumentar la expansión, si se llega a una relación sílice- álcali particularmente mala (véase la figura IV.11). Un efecto colateral debido a la adición de puzolanas que se debe tener presente es el aumento de agua que se requiere para la mezcla.

La reacción álcali-agregado antes descrita se ha observado en muchos países, especialmente en América del Norte, Escandinavia, la India, Australia y Nueva Zelanda. La reacción se encontró por primera vez en Gran Bretaña en 1978, en varias estructuras que tenían de 10 a 30 años de haberse construido.

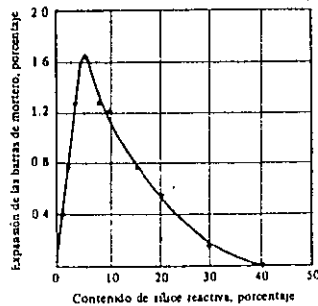


Fig. IV.11 Relación entre la expansión después de 224 días y el contenido en el agregado de sílice reactiva.<sup>4.35</sup>



#### IV 17 REACCION ALCALI-CARBONATO

Otro tipo de reacción nociva del agregado es la que ocurre entre algunos agregados de calizas dolomíticas y los álcalis del cemento. En condiciones de humedad se presenta una expansión en el cemento, similar a la causada por la reacción álcali-sílice. Con frecuencia se forman zonas de reacción del orden de 2 mm alrededor de las partículas activas de agregado. En esos contornos se desarrollan grietas que forman redes de agrietamiento y ocasionan pérdida de adherencia entre el agregado y la pasta de cemento.

Las pruebas han demostrado que se presenta la desdolomitización,\* pero todavía no se conocen bien las reacciones que intervienen; especialmente la función de la arcilla en el agregado no ha quedado bien clara, pero la reacción expansiva parece estar casi siempre relacionada con la presencia de arcilla. Asimismo. Los cristales de dolomita y calcita son muy finos en los agregados expansivos.<sup>447</sup> Se ha sugerido que la expansión se debe a la captación de humedad por parte de la arcilla que antes estaba seca, en cuyo caso la desdolomitización sólo es necesaria para proporcionar acceso a la humedad hasta la arcilla aislada,<sup>448</sup> otra sugerencia es que la arcilla incrementa la reactividad del agregado por lo que la dolomita y el hidrato de silicato de calcio producen  $Mg(OH)_2$ , gel de sílice y carbonato de calcio con un aumento de volumen de aproximadamente cuatro por ciento.<sup>462</sup> Walker presenta un buen análisis del pensamiento actual.<sup>470</sup>

Debemos subrayar que solamente algunas calizas dolomíticas causan reacciones expansivas en el concreto. No se han llevado a cabo todavía pruebas sencillas para identificarlas, en caso de duda, se puede tener ayuda de una investigación de la textura y la expansión de las rocas en hidróxido de sodio [norma ASTM C 586-69 (ratificada en 1975)]

o cuando se usen en vigas de prueba hechas con cementos que tengan un alto contenido de álcali. La ASTM está preparando una norma nueva para la prueba de los cambios de longitud del concreto debidos a las reacciones álcali-carbonato en la roca.

Una diferencia que debe recordarse entre las reacciones álcali-sílice y álcali-carbonato es que en está última se regenera el álcali. Probablemente por está razón las puzolanas *no son efectivas para controlar la expansión álcali-carbonato*. Afortunadamente, las rocas con carbonato reactivo no son muy comunes y, por lo general, se pueden evitar.

\* Cambio de dolomita  $[\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2]$  a  $\text{CaCO}_3$  y  $\text{Mg}(\text{OH})_2$

#### IV.18 PROPIEDADES TERMICAS DEL AGREGADO

Existen tres propiedades térmicas del agregado que pueden ser importantes para el desempeño del concreto: el coeficiente de expansión térmica, el calor específico y la conductividad. Los dos últimos son de gran importancia en el concreto masivo o cuando se requiere aislamiento, pero no en el trabajo estructural normal.

El coeficiente de expansión térmica del agregado influye en el valor de este coeficiente para el concreto que contenga el agregado considerado: mientras mayor sea el coeficiente del agregado, mayor será también el del concreto, pero este último dependerá de igual manera del contenido de agregado de la mezcla y, en términos generales, de las proporciones de la misma

Hay sin embargo, otro aspecto del problema. Se ha sugerido que si los coeficientes de expansión térmica del agregado grueso y de la pasta de cemento son demasiados diferentes, un gran cambio de temperatura puede introducir movimientos diferenciales y una ruptura de adherencia entre las partículas de agregado y la pasta de

cemento que las rodea. Sin embargo, probablemente porque el movimiento diferencial se ve afectado también por otras fuerzas, como las causadas por la contracción, una gran diferencia entre los coeficientes no es necesariamente perjudicial, cuando la temperatura no varía fuera del rango de, por ejemplo, 4 a 60°C. No obstante, cuando ambos coeficientes se diferencian por más de  $5.5 \times 10^{-6}$  por °C puede verse afectada la durabilidad del concreto sujeto a congelación y deshielo.

El coeficiente de expansión térmica se puede determinar por medio del dilatómetro inventado por Verbeck y Hass,<sup>414</sup> que se puede usar tanto con agregados gruesos como finos. El coeficiente lineal de expansión térmica varía según el tipo de roca madre. el rango de las rocas más comunes es del orden de  $0.9 \times 10^{-6}$  a  $16 \times 10^{-6}$  por °C, pero la mayor parte de los agregados corresponden aproximadamente al rango de  $5 \times 10^{-6}$  a  $13 \times 10^{-6}$  por °C (véase la tabla IV.13). Para pasta de cemento Portland hidratado el coeficiente fluctúa entre  $11 \times 10^{-6}$  y  $16 \times 10^{-6}$  por °C, pero también se han observado valores que llegan hasta  $20.7 \times 10^{-6}$  por °C, en cuyo caso el coeficiente varía según el grado de saturación. Así pues, una grave diferencia de coeficientes tiene lugar únicamente con agregados de muy baja expansión, como por ejemplo. ciertos granitos, calizas y mármoles.

En caso de que se esperen temperaturas extremas, se deben conocer en detalle las propiedades del agregado a utilizar. Por ejemplo, el cuarzo sufre una inversión a los 574°C y se expande repentinamente en 0.85%. Esta expansión causa ruptura en el concreto, suficiente razón por la que nunca se hace concreto con agregados de cuarzo para estructuras resistentes al fuego

#### IV.19 ANALISIS GRANULOMETRICO

Ese nombre tan complicado se le da a la sencilla operación de separar una muestra de agregado en fracciones, cada una de las cuales consta de partículas del mismo tamaño. En la práctica cada fracción contiene partículas que se encuentran dentro de los límites específicos, que son las aberturas de los tamices estándar de muestreo.

Tipo de roca	Coeficiente lineal de expansión térmica $10^{-6}$ por $^{\circ}\text{C}$
Granito	1.8 a 11.9
Diorita, andesita	4.1 a 10.3
Gabro, basalto, diabasa	3.6 a 9.7
Arenisca	4.3 a 13.9
Dolomita	6.7 a 8.6
Caliza	0.9 a 12.2
Horsteno	7.4 a 13.1
Mármol	1.1 a 16.0

Los tamices de muestreo que se utilizan para el agregado de concreto tienen aberturas cuadradas y sus propiedades se prescriben en la BS 410: 1976. Anteriormente se solía describir a los tamices por el tamaño de su abertura (en pulgadas) en los tamaños grandes y por el número de aberturas que había por pulgada lineal en los tamices menores de 1/8 de pulgada. De tal suerte que, un tamiz de muestreo del No. 100 tiene 100 x100 aberturas por pulgada cuadrada, en cuyo caso el tamaño de los orificios y el calibre del alambre con que está hecho el tamiz se indica en ediciones anteriores de la BS 410; en el apéndice de la edición de 1976 aparece un resumen de lo mencionado anteriormente en la actualidad los tamaños de tamices están designados por un tamaño nominal de orificio en milímetros o micras.

Los tamices cuyo tamaño es menor de 4 mm (0.16 de pulgada) se hacen por lo general de tela de alambre, aunque, si se desea, ésta se puede usar hasta en tamices de 16 mm (0.62 de pulgada). La tela de alambre se hace de bronce fosforado pero, para algunos tamices más gruesos, se puede hacer de latón o de acero dulce. El área de cribado, es decir, el área de orificios como porcentaje del área total del tamiz, varía entre el 34 y el 53%

Los tamices de muestreo gruesos [de 4 mm (0.16 de pulgada) o mayores] se fabrican con lamina de acero perforada, con un área de cribado de 44 a 65%.

Todos los tamices están montados en marcos que se pueden apilar. Por eso es posible colocarlos uno encima de otro, en orden de tamaño, con el tamiz más grande en la parte superior, y el material retenido en cada tamiz después de haberlos sacudido representa la fracción de agregado más grueso que el tamiz donde se encuentra, pero más fino que el tamiz inmediato superior. Se usan marcos de 20 cm de diámetro para agregados de 5 mm (3/16 de pulgada), No. 4 ASTM, es la línea divisoria entre los agregados gruesos y los finos.

Los tamices que se usan para agregado de concreto que consisten en una serie en la que la abertura de los orificios de cualquier tamiz sea aproximadamente la mitad de la abertura del tamiz inmediato más grande. Los tamaños de los tamices de muestreo BS en unidades inglesas para esa serie son las siguientes: 3", 1 1/2", 3/4", 3/8", 3/16", números 7, 14, 25, 52, 100 y 200

Para determinar el agregado sobregraduado y subgraduado, especialmente para trabajos de investigación de granulometría del agregado, se requieren tamices de tamaños adicionales.

La secuencia completa de tamices de muestreo se basa en teoría en la relación de raíz cuarta de dos para las aberturas de dos tamices consecutivos. Sin embargo, recientemente se han estandarizado los tamices ingleses (BS 410:1976) y estadounidenses [ASTM E11-70 (ratificada en 1977)], por lo general de acuerdo con la serie de mallas R40/3 de la International Standard Organization. No todos los tamaños de estos tamices forman una serie del todo geométrica, sino que siguen “números preferidos”.

En la tabla IV.14 se proporcionan los tamaños estándar de tamices según las descripciones fundamentales de aberturas en milímetros o micras, las designaciones británica y estadounidense anteriores, BS y ASTM, y las aberturas aproximadas en pulgadas.

Los tamaños internacionales de tamices para agregado se proporcionan en la norma ISO/DIS 6274:1980; existe una evidente falta de unanimidad, puesto que se recomiendan tres series (tabla IV.15) de las cuales una, la serie C, no coincide con los tamaños de tamiz de la tabla IV.14.

En Gran Bretaña los tamaños de tamiz utilizados de acuerdo con la BS 812:Parte1:1975 son los siguientes: 75.0, 63.0, 50.0, 37.5, 28.0, 20.0, 14.0, 10.0, 6.30, 5.00, 3.35, 2.36, 1.70, 1.18 mm, y 850, 600, 425, 300, 212, 150 y 75  $\mu\text{m}$ . De éstos, cuatro tamaños (50.0, 28.0, 14.0 y 6.30 mm) no coinciden con ninguno de los tamaños del tamiz que aparecen en las tablas IV:14 y IV.15; son parte de una serie ISO diferentes de tamaño de tamiz. Para propósitos de granulometría, los tamaños de tamiz que se usan normalmente son: 75.0, 50.0, 37.5, 20.0, 10.0, 5.00, 2.36, 1.18 mm y 600, 300 y 150  $\mu\text{m}$ .

Así pues, podemos ver que al analizar la granulometría del agregado es preciso decidir entre dos tamaños de tamiz. En este libro se harán las conversiones de los resultados

Tabla IV.14 tamaños de tamiz estándar Británicos y Americanos

Abertura mm o $\mu$ m	Equivalente Ingles aproximado, Pulgadas	Designación antigua del tamaño más aproximado	
		BS	ASTM
125 mm	5	-	5"
100 mm	4.24	4"	4.24"
90 mm	3.5	3 1/2"	3 1/2"
75 mm	3	3"	3"
63 mm	2.5	2 1/2"	2 1/2"
53 mm	2.12	2"	2.12 y 2"
45 mm	1.75	1 3/4"	1 3/4"
38.1 mm*	1.50	1 1/2"	1 1/2"
37.5 mm*	1.50	1 1/2"	1 1/2"
31.5 mm	1.25	1 1/4"	1 1/4"
26.5 mm	1.06	1"	1.06 y 1"
22.4 mm	0.875	7/8"	7/8"
19.0 mm	0.750	3/4"	3/4"
16.0 mm	0.625	5/8"	5/8"
13.2 mm	0.530	1/2"	0.530"
11.2 mm	0.438	-	7/16"
9.5 mm	0.375	3/8"	3/8"
8.0 mm	0.312	5/16"	5/16"
6.7 mm	0.265	1/4"	0.265"
5.6 mm	0.223	-	No. 3 1/2
4.75 mm	0.187	3/16"	No. 4
4.00 mm	0.157	-	No. 5
3.35 mm	0.132	No. 5	No. 6
2.80 mm	0.111	No. 6	No. 7
2.36 mm	0.0937	No. 7	No. 8
2.00 mm	0.0787	No. 8	No. 10
1.70 mm	0.0661	No. 10	No. 12
1.40 mm	0.0555	No. 12	No. 14
1.18 mm	0.0469	No. 14	No. 16
1.00 mm	0.0394	No. 16	No. 18
850 $\mu$ m	0.0331	No. 18	No. 20
710 $\mu$ m	0.0278	No. 22	No. 25
600 $\mu$ m	0.0234	No. 25	No. 30
500 $\mu$ m	0.0197	No. 30	No. 35
425 $\mu$ m	0.0165	No. 36	No. 40
355 $\mu$ m	0.0139	No. 44	No. 45
300 $\mu$ m	0.0117	No. 52	No. 50
250 $\mu$ m	0.0098	No. 60	No. 60
212 $\mu$ m	0.0083	No. 72	No. 70
180 $\mu$ m	0.0070	No. 85	No. 80
150 $\mu$ m	0.0059	No. 100	No. 100
125 $\mu$ m	0.0049	No. 120	No. 120
106 $\mu$ m	0.0041	No. 150	No. 140
90 $\mu$ m	0.0035	No. 170	No. 170
75 $\mu$ m	0.0029	No. 200	No. 200
63 $\mu$ m	0.0025	No. 240	No. 230
53 $\mu$ m	0.0021	No. 300	No. 270
45 $\mu$ m	0.0017	No. 350	No. 325
38 $\mu$ m	0.0015	-	No. 400

\* 38.1 mm (Americana): 37.5 (Inglesa)

de las mediciones hechas con tamices graduados en medidas inglesas, a sus equivalentes métricos exactos, pero las curvas de granulometría para propósitos de diseño, cuando estén disponibles se basaran en el nuevo sistema métrico BS de tamaño de tamiz.

<b>Tabla IV.15 tamaños internacionales para tamiz basados en la norma ISO 6274</b>					
Apertura para las series:					
A		B		C	
mm	µm	mm	µm	Mm	µm
63.0		75.0		80.0	
31.5		37.5		40.0	
16.0		19.0		20.0	
8.00		9.50		10.0	
4.00		4.75		5.00	
2.00		2.36		2.50	
1.00		1.18		1.25	
	500		600		630
	250		300		315
	125		150		160
	63		75		80

Antes de efectuar el análisis granulométrico es preciso secar con aire la muestra de agregado, a fin de evitar que los terrones de partículas finas se clasifiquen como si fueran partículas gruesas, así como para que no se tapen los tamices más finos. Los pesos de las muestras reducidas para cribado, según recomienda la BS 812: Parte 1: 1975 aparecen en la tabla IV.16 y en la tabla IV.17 se proporciona el peso máximo de material que puede contener cada tamiz. Si hay exceso de peso en un tamiz se corre el riesgo de retener material más fino que el tamiz. Por lo tanto, el material de dicho tamiz se deberá dividir en dos partes y cribar cada una de ellas por separado.



La operación misma de cribado se puede llevar a cabo a mano, sacudiendo los tamices uno a uno hasta que ya no pase ni la más mínima cantidad. El movimiento debe ser hacia delante y hacia atrás, a la derecha y a la izquierda y girando en el sentido de las manecillas del reloj y en sentido inverso; todos estos movimientos deben hacerse alternados, uno tras otro, a fin de que todas las partículas pasen a través de la malla.

Tamaño nominal del agregado en mm.	Peso mínimo de la muestra para el cribado
63	50
50	35
40	15
28	5
20	2
14	1
10	0.5
6 o 5 o 3	0.2
Menor de 3	0.1

En la mayoría de los laboratorios modernos existe un aparato sacudidor de tamices que suele tener un interruptor cronométrico para garantizar que el cribado sea uniforme. Sin embargo, es necesario asegurarse de que no se cargue en exceso ningún tamiz (véase tabla IV.17)

Los resultados de un análisis granulométrico se presentan mejor en forma tabular, como aparecen en la tabla IV.18. La columna 2 indica el peso retenido por cada tamiz. Este valor se expresa como porcentaje del peso total de la muestra y se incluye en la

columna 3. Ahora bien, si se trabaja a partir del tamaño más fino en orden ascendente, el porcentaje acumulativo(hasta el uno por ciento siguiente) que pasa por cada malla se puede calcular (columna 4) y este es el porcentaje se usa para trazar las curvas granulométricas.

<b>Tamaño de la tamiz BS</b>		<b>Peso máximo (Kg) para tamiz de diámetro</b>		
mm	µm	450 mm.	300 mm.	200 mm.
50.0		10	4.5	
37.5		8	3.5	
28.0		6	2.5	
20.0		4	2.0	
14.0		3	1.5	
10.0		2	1.0	
6.30		1.5	0.75	
5.00		1.0	0.5	
3.35			0.3	
2.36				0.200
1.70 o 1.18				0.100
	850, 600 o 425			0.075
	300 o 212			0.050
	150			0.040
	75			0.025

#### IV.20 CURVAS GRANULOMETRICAS

Los resultados de un análisis granulométrico se pueden entender mucho mejor si se presentan gráficamente y, por esta razón, se utilizan en gran medida las gráficas granulométricas. Al utilizar ese tipo de gráficas es posible ver simultáneamente si la granulometría de una muestra determinada se ajusta a las especificaciones o si es demasiado gruesa o fina, o bien deficiente en un tamaño particular.

En la gráfica de la granulometría empleada generalmente, las ordenadas representan el porcentaje acumulativo que pasa por el tamiz, y las abscisas el tamaño del tamiz gráficado en escala logarítmica. Puesto que las aberturas de los tamices en una serie estándar tienen una proporción de  $\frac{1}{2}$ , una escala logarítmica muestra los orificios con un espaciamiento constante. Esto se ilustra en la figura IV 12, que contiene los datos de la tabla IV 18

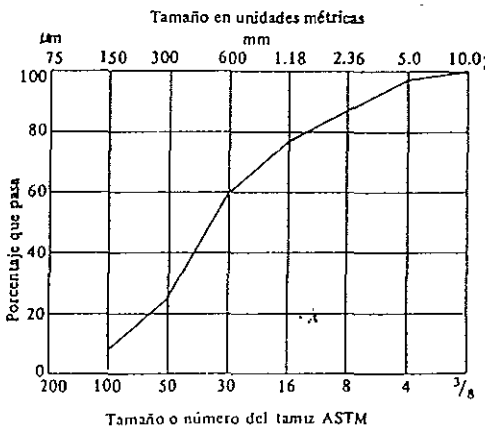


Fig. IV.12 Ejemplo de una curva granulométrica (véase la tabla IV 18)

Es conveniente seleccionar una escala en que los espaciamientos entre dos tamaños adyacentes de tamices sean aproximadamente igual al 20% de la escala de las

ordenadas; entonces se podrá hacer memoria una comparación visual de diferentes curvas granulométricas.

<b>TABLA IV.18 Ejemplo de análisis granulométrico</b>					
<b>Tamaño del tamiz</b>		<b>Peso retenido, g</b>	<b>Porcentaje retenido</b>	<b>Porcentaje retenido que pasa</b>	<b>Porcentaje acumulado retenido</b>
<b>BS</b>	<b>ASTM</b>				
<b>(1)</b>		<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>(4)</b>	<b>(5)</b>
10.0 mm	3/8"	0	0.0	100	0
5.00 mm	4	6	2.0	98	2
2,36 mm	8	31	10.1	88	12
1.18 mm	16	30	9.8	78	22
600 $\mu\text{m}$	30	59	19.2	59	41
300 $\mu\text{m}$	50	107	34.9	24	76
150 $\mu\text{m}$	100	53	17.3	7	93
< 150 $\mu\text{m}$	< 100	21	6.8	-	-
Total = 307				Total = 246	
Módulo de finura = 2.46					

#### IV.21 MODULO DE FINURA

A veces se usa un solo factor calculado a partir del análisis granulométrico, especialmente en los Estados Unidos. Este es el módulo de finura, que se define como la suma de los porcentajes acumulativos retenidos en los tamices de la serie estándar: 150, 300, 600  $\mu\text{m}$ , 1.18, 2.36, 5.00 mm (ASTM Nos. 100, 50, 30, 16, 8, 4) y hasta el tamaño máximo del tamiz presente. Se debe recordar que cuando todas las partículas de una muestra son más gruesas que, por ejemplo, 600  $\mu\text{m}$  (No. 30 ASTM), el porcentaje acumulativo retenido en un tamiz de 300  $\mu\text{m}$  (No. 50 ASTM) debe anotarse como 100; por supuesto, el mismo valor

correspondería a 150  $\mu\text{m}$  (No. 100). El valor del módulo de finura es más alto mientras más grueso es el agregado (consúltese la columna número 5 de la tabla IV 18).

El módulo de finura se puede considerar como el peso promedio de acuerdo con el tamaño del tamiz, en el cual se retiene el material, tomando en cuenta desde el tamiz más fino. Por ejemplo, se puede interpretar un módulo de finura de 4.00 indicando que el cuarto tamiz 1.18 mm (No. 16 ASTM), es el tamaño promedio. Sin embargo, queda claro que un parámetro, el promedio, no puede ser representativo de la distribución; así, el mismo módulo de finura puede representar un número infinito de distribuciones de tamaños o de curvas granulométricas completamente diferentes. Por lo tanto, el módulo de finura no se puede usar como una descripción de la granulometría de un agregado, pero es útil para medir variaciones ligeras en agregados de la misma fuente; por ejemplo, como un control diario. Sin embargo, con ciertas limitaciones, el módulo de finura da un indicio del posible comportamiento de una mezcla de concreto hecha con agregado de cierta granulometría, y hay muchas personas que apoyan el uso del módulo de finura para la evaluación de agregados y el diseño de mezclas.<sup>4 49</sup>

#### IV 22 REQUISITOS GRANULOMETRICOS

Ya hemos visto cómo se determina la granulometría de una muestra de agregado, pero todavía falta determinar si es o no adecuada una granulometría particular.

Un problema relacionado con esto consiste en combinar agregados finos y gruesos con

objeto de lograr una granulometría que se requiere. Entonces ¿cuáles son las propiedades de una “buena” curva granulométrica?.

Puesto que la resistencia de concreto totalmente compactado hecho con determinada relación agua/cemento es independiente de la granulometría del agregado, ésta es, en primera instancia, importante sólo en tanto afecte la trabajabilidad. Ya que, sin embargo, el desarrollo de la resistencia correspondiente a una relación agua/cemento dada requiere de una compactación total, y ésta se puede lograr solamente con una mezcla suficiente trabajable, es necesario producir una mezcla que se pueda compactar a una máxima densidad, con una cantidad moderada de trabajo.

Desde un principio debemos decir que no existe ninguna curva granulométrica ideal, pero hay que tratar de lograrla. Además de los requisitos físicos. No debemos olvidarnos del aspecto económico: el concreto se debe fabricar con materiales que se puedan producir a bajo costo, de manera que no se pongan límites a los agregados.

Se ha indicado que los factores principales que rigen la granulometría deseada de los agregados son: el área superficial del agregado, que determina la cantidad de agua necesaria para mojar todos los cuerpos sólidos; el volumen relativo ocupado por el agregado; la trabajabilidad de la mezcla, y su tendencia a la segregación.

En el capítulo III .1 de concreto fresco, se trata la segregación, pero deberíamos observar que los requisitos de trabajabilidad y ausencia de segregación tienden a oponerse parcialmente entre sí: mientras más fácil sea para partículas de diferentes tamaños formar una masa compacta, las partículas pequeñas pasan a través de los huecos que dejan las más grandes, será más probable que las pequeñas partículas sean expulsadas de los huecos

cuando la masa es sacudida, es decir, se provoca una segregación en estado seco. De hecho, lo que no debe salir libremente de los huecos del agregado grueso es el mortero (mezcla de arena, cemento y agua). También es necesario que los huecos que quedan entre el agregado combinado sean suficientemente pequeños para evitar que la pasta de cemento penetre a través de ellos y los separe.

Entonces, el problema de la segregación es muy similar al de los filtros, aunque en ambos casos los requisitos sean, por supuesto, diametralmente opuestos. Para obtener un concreto satisfactorio es esencial evitar que se produzca la segregación.

Existe aún otro requisito para que la mezcla sea trabajable, debe contener suficiente cantidad de materiales cuyo tamaño sea menor del de un tamiz de  $300\ \mu\text{m}$  (No. 50 ASTM). Puesto que las partículas de cemento van incluidas en este material, una mezcla más rica requiere menor contenido de arena fina que una pobre. Si la granulometría de la arena es deficiente en partículas finas, al aumentar la relación de agregado fino/grueso puede ser un remedio satisfactorio, ya que puede conducir a un exceso de tamaños intermedios y, por ende, a aspereza. (Se dice que una mezcla es áspera cuando predominan partículas de un solo tamaño, como la muestra la variación escalonada aproximadamente a la mitad de una curva granulométrica, de tal suerte que las partículas interfieren en los resultados). Está necesidad de una cantidad adecuada de finos (siempre y cuando sean estructuralmente estables) explica porque se indican contenidos mínimos de partículas que pasan por el tamiz de  $300\ \mu\text{m}$  (No. 50 ASTM) y hasta de  $150\ \mu\text{m}$  (No. 100), como ejemplo véanse las tablas IV 23 y IV 24. Sin embargo, ahora se piensa que los requisitos del U.S. Bureau of

Reclamation para los porcentajes mínimos de partículas que pasen por los tamices de 300 y 150  $\mu\text{m}$  (Nos. 50 y 100 ASTM) son demasiados altos (véase la tabla IV.24).

Además, podemos hacer notar que los cementos compuestos proporcionan automáticamente una cantidad adecuada de finos. La presencia de finos que provienen de todo tipo de fuentes (agregado, relleno y cemento) se puede asegurar si se emplea el siguiente contenido total de partículas menores de 125  $\mu\text{m}$ .

<b>Tamaño máximo del agregado, mm</b>	<b>Volumen absoluto de finos como fracción del volumen de concreto</b>
8	0.165
16	0.140
32	0.125
63	0.110

El volumen de aire incluido se puede tomar como el equivalente de la mitad del volumen de finos y se debe incluir en las cifras anteriores.

Las especificaciones para mezclas alemanas y holandesas se basan principalmente en este enfoque.

El hecho de que se requiera que el agregado ocupe el mayor volumen relativo posible, se debe, en primera instancia, al aspecto económico, ya que el agregado es más barato que la pasta de cemento, aunque también hay razones técnicas por lo que no se recomienda una mezcla muy rica. También se ha indicado que mientras mayor sea la cantidad de partículas sólidas que forman una masa compacta en determinado volumen de concreto, mayor será su resistencia. Esta teoría de la densidad máxima ha conducido a que prefieran las curvas granulométricas de forma parabólica, o parcialmente parabólicas y luego rectas (cuando se trazan a escala normal), como aparece en la figura IV.13. Se ha observado, sin embargo, que la granulometría del agregado que da máxima densidad



produce una mezcla bastante áspera y poco trabajable. La trabajabilidad mejora cuando hay exceso de pasta, más de la que se requiere para llenar los huecos de la arena, y también un exceso de mortero (arena y cemento) sobre el requerido para llenar los huecos en el agregado grueso

Consideremos ahora el área superficial de las partículas del agregado. La relación agua /cemento de la mezcla se puede fijar, por lo general, tomando en cuenta la resistencia. Al mismo tiempo, la cantidad de pasta de cemento debe ser suficiente para cubrir la superficie de todas las partículas, de tal suerte que mientras menor sea el área superficial del agregado, se necesitará menos pasta y, por lo tanto, menos agua

Tomaremos, para simplificar, una esfera con un diámetro "D" como representativa de la forma del agregado, tendremos una relación de área superficial a volumen de  $6/D$ . Esta relación entre la superficie de las partículas y su volumen (o cuando las partículas tienen una densidad constante a su peso) se llama superficie específica. Cuando se trate de partículas de diferentes formas, se pueden obtener un coeficiente distinto de  $6/D$ , pero el área superficial sigue siendo inversamente proporcional al tamaño de la partícula, como aparece en la figura IV.14 reproducida del trabajo de Shacklock y Walker<sup>415</sup>. Se debe observar que se usaron escalas logarítmicas tanto para las ordenadas como para las abscisas, ya que los tamaños de tamices van en progresión geométrica

En el caso del agregado graduado, la granulometría y la superficie específica total se relacionan entre sí aunque, por supuesto, hay muchas curvas granulométricas que corresponden a la misma superficie específica. Si la granulometría se extiende a un tamaño máximo de agregado, la superficie específica total se reduce y el requisito de agua

disminuye, pero la relación no es la lineal. Por ejemplo, si aumenta el tamaño máximo del agregado de 10 mm a 60 mm (3/8 a 2 1/2 pulgadas) puede, en ciertas condiciones, reducir el requisito de agua para una trabajabilidad constante, hasta en 50 kg por metro cúbico de concreto. La disminución correspondiente en la relación agua/cemento pudo llegar a ser de 0.15. La figura IV.15 muestra algunos valores típicos.

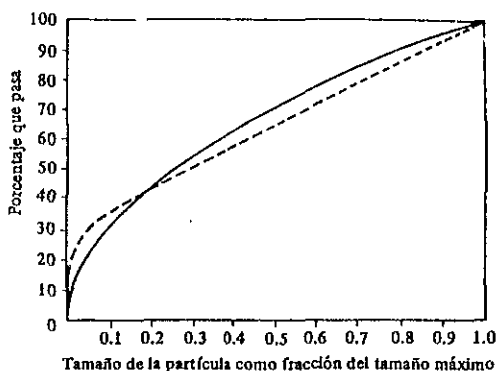
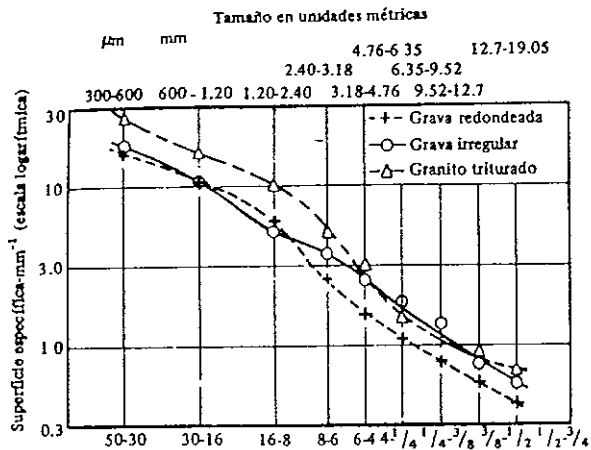


Fig IV.13 Curvas granulométricas de Fuller.

En la figura IV.24 se muestran las limitaciones prácticas del tamaño máximo del agregado que se pueden emplear en determinadas circunstancias, y los problemas que causa el tamaño máximo al influir en la resistencia en general



Gama del tamaño de la partícula Tamaño o número del tamiz ASTM

Fig. IV.14 Relación entre la superficie específica y el tamaño de la partícula.<sup>415</sup>

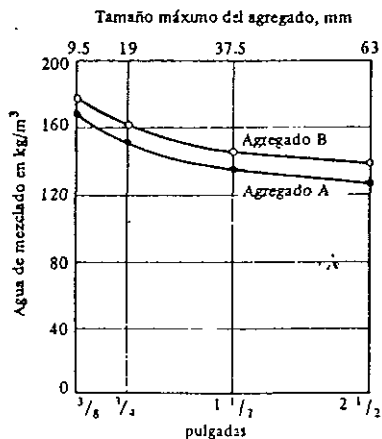


Fig. IV 15 Influencia del tamaño máximo de agregado en el agua de mezclado requerida para un revenimiento constante.<sup>416</sup>

Se puede ver que una vez seleccionado el tamaño máximo del agregado y su granulometría, podemos expresar el área superficial total de las partículas usando como parámetro la superficie específica, y la superficie total de los agregados es la que determina los requisitos de agua o la trabajabilidad de la mezcla. Edwards,<sup>4 50</sup> desde el año de 1918, fue el primero en proponer el diseño de una mezcla con base en la superficie específica de los agregados y, cuarenta años más tarde, surgió nuevamente el interés por este método. La superficie específica se puede determinar mediante el método de permeabilidad del agua,<sup>4 17</sup> pero hasta la fecha no existe ninguna prueba de campo sencilla, y el enfoque matemático resulta difícil por la variabilidad en la forma de diferentes partículas del agregado.

Sin embargo, está no es la única razón por la que no se recomienda universalmente el uso de mezclas cuyo diseño se basa en la superficie específica de los agregados. Se descubrió que la aplicación de los cálculos del área superficial no funciona al tratarse de partículas de agregado menores que un tamiz de 150  $\mu\text{m}$  (No. 100 ASTM) y para el cemento. Esas partículas como también algunas de arena de mayor tamaño, aparentemente actúan como lubricantes en la mezcla y no parecen requerir la humedad de la misma manera que las partículas gruesas. Se puede obtener un indicio de esto en algunos resultados de las pruebas de Glanville, Collins y Matthews,<sup>4 18</sup> que se reproducen de manera parcial en la tabla IV.19.

Debido a que el método de la superficie específica proporciona una imagen un tanto engañosa de la trabajabilidad esperada (que principalmente se debe a una sobreestimación del efecto de las partículas finas), Murdock<sup>4 19</sup> sugirió el uso de un índice

superficial empírico, y sus valores, así como la superficie específica, aparecen en la tabla IV 20

El efecto general del área superficial del agregado de determinada granulometría se obtiene multiplicando el porcentaje del peso de cualquier fracción de tamaño por el coeficiente correspondiente a esa fracción y sumando todos los productos. Según Murdock<sup>119</sup> el índice superficial (modificado por un índice de angularidad) es el que se debe usar y, de hecho, los valores de este índice se basan en resultados empíricos. Por otra parte, Davey<sup>420</sup> descubrió que para la misma superficie específica total del agregado, los requisitos de agua y la resistencia a la compresión del concreto son los mismos para límites muy amplios de granulometría del agregado. Esto se aplica tanto a los agregados de granulometría continua y escalonada citados en la tabla IV.21, reproducida del documento de Davey y, de hecho, tres de las cuatro granulometrías mencionadas en la tabla son de tipo escalonado.

Se ha descubierto que el aumento de la superficie específica del agregado. Para una relación agua/cemento constante, conduce a una menor resistencia en el concreto, como se indica, por ejemplo, en la tabla IV.22 en la que se reproducen los resultados de Newman y Teychenné<sup>421</sup> Las razones para que esto suceda no están todavía claras, pero parece ser que la reducción en el peso específico del concreto, como consecuencia del aumento en la finura de los agregados, es un factor para la disminución de la resistencia.<sup>422</sup>

Parece ser que el área superficial del agregado es un factor importante para determinar la trabajabilidad de la mezcla, pero no se ha llegado a evaluar la función que desempeñan las partículas más finas.

**TABLA IV.19 Relación agua/cemento necesaria para producir una trabajabilidad dada para diversas cantidades de polvo triturado [menores que el tamiz de 150  $\mu\text{m}$  (No 100) en el agregado]<sup>4 18</sup>**

Curva granulométrica	Contenido de polvo como porcentaje del agregado total	Relación agua /cemento para:		
		Baja trabajabilidad	Mediana trabajabilidad	Alta trabajabilidad
1	0	0.612	-	-
	3.0	0.618	-	-
	6.0	0.634	-	-
	9.0	-	0.700	0.750
	12.0	-	0.730	0.760
2	0	0.630	-	-
	3.5	0.635	0.715	-
	7.0	0.648	0.715	0.750
	10.5	0.653	0.720	0.745
	14.0	-	0.720	0.750
3	0	0.665	0.735	0.780
	4.2	0.665	0.725	0.758
	8.4	0.682	0.735	0.766
	12.6	0.695	0.740	0.770
	16.8	0.740	0.775	0.790
4	0	0.713	0.780	0.820
	4.8	0.720	0.787	0.825
	9.6	0.732	0.787	0.825
	14.4	0.765	0.805	0.830
	19.2	0.807	0.835	0.850

El tipo de granulometría de la Road Note No.44.23 representa diferentes valores de la superficie específica total. Por ejemplo, cuando se utilizan arena y grava de río, las cuatro curvas granulométricas, del No, 1 al 4 de la figura IV.16 corresponden a la superficie específica de 1.6, 2.0, 2.5 y 3.3  $\text{m}^2/\text{kg}$  respectivamente.<sup>4.12</sup> En la práctica, cuando se traten de aproximar tipos de granulometrías, las propiedades de la mezcla seguirán casi sin alterar, cuando se compense la pequeña deficiencia de finos con la aplicación de un exceso de

partículas gruesas, pero la diferencia de tamaño no debe ser muy grande. En el enunciado anterior, por supuesto, los excesos y deficiencias son mutuamente intercambiables.

**TABLA IV.20 Valores relativos de área superficial e índice superficial**

Fracción del tamaño de la partícula	Tamiz ASTM No.	Área superficial relativa	Índice superficial de Murdock <sup>4 19</sup>
76 2-38 1 mm	3 - 1 1/2"	1/2	1/2
38 1-19 05 mm	1 1/2 - 3/4"	1	1
19 05-9 52 mm	3/4 - 3/8"	2	2
9 52-4 76 mm	3/8 - 3/16"	4	4
4.76-2 40 mm	3/16" - 8	8	8
2 40-1 20 mm	8 - 16	16	12
1 20-600 µm	16 - 30	32	15
600-300 µm	30 - 50	64	12
300-150 µm	50 - 100	128	10
Menor que 150 µm	Menor que 100		1

No hay duda de que la granulometría del agregado es un factor importante de la trabajabilidad de la mezcla de concreto. La trabajabilidad, a su vez, afecta los requisitos de agua y cemento, controla la segregación, ejerce cierto efecto en el sangrado e influye en la colocación y el acabado del concreto. Estos factores representan las características importantes del concreto fresco y también afectan sus propiedades cuando ya ha fraguado: resistencia, contracción y durabilidad

**TABLA IV.22 Superficie específica del agregado y resistencia del concreto para una mezcla 1:6 con una relación agua/cemento de 0.60<sup>4 21</sup>**

Superficie específica del agregado	Resistencia del concreto a la compresión a los 28 días		Peso volumétrico del concreto fresco
	Kg/cm <sup>2</sup>	MPa	
M <sup>2</sup> /kg			Kg/m <sup>3</sup>
2.24	368	36.1	2330
2.80	356	34.9	2325
4.37	309	30.3	2305
5.71	280	27.5	2260

Tabla IV.2.1 Propiedades de concretos elaborados con agregados de la misma superficie específica

Fracción del tamaño	Granulometría del agregado, porcentaje								Superficie específica	Relación <i>a/c</i>	Resistencia a la compresión				Módulo de ruptura				
	300 $\mu$ m	600 $\mu$ m	1.20 mm	2.40 mm	4.76 mm	9.52 mm	19.05 mm	m <sup>2</sup> /kg			por peso	7 días		28 días		7 días		28 días	
	150 $\mu$ m	300 $\mu$ m	600 $\mu$ m	1.20 mm	2.40 mm	4.76 mm	9.52 mm					kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa
	ASTM	50-100	30-50	16-30	8-16	3/16-8	3/8-3/16					3/4-3/8	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>
Granulometría																			
A	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	22.0	22.0	3.2	0.575	242	23.7	335	32.9	38	3.72	45	4.38		
B	12.9	12.9	12.9	0	0	30.6	30.7	3.2	0.75	247	24.2	330	32.3	38	3.74	46	4.48		
C	15.4	15.4	0	0	0	34.6	34.5	3.2	0.575	251	24.6	335	32.8	39	3.84	46	4.54		
D	25.4	0	0	0	0	0	74.6	3.2	0.575	238	23.3	327	32.1	35	3.46	42	4.16		



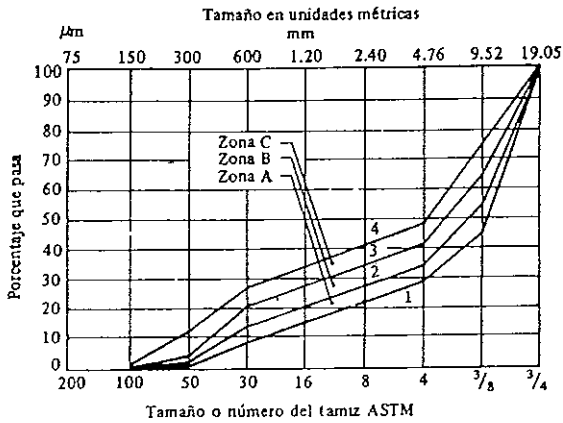


Fig. IV 16 Curvas granulométricas de la Road Note No. 4 para agregado de 19.05 mm (3/4 de pulgada).<sup>423</sup>

Entonces la granulometría es de vital importancia en el proporcionamiento de las mezclas de concreto, aunque su función exacta, en términos matemáticos, todavía no se conoce completamente, y falta comprender el comportamiento de este tipo de mezclas semilíquidas de materiales granulares.

Finalmente, debemos recordar que es mucho más importante que la granulometría permanezca constante, que al tratar de determinar una que sea "buena" en términos generales. De otra manera, la trabajabilidad será variable y, debido a que esto se suele corregir en la mezcladora por medio de una variación del contenido de agua, se obtiene concreto de resistencia variable.

#### IV.23 GRANULOMETRIAS PRACTICAS

De la breve revisión de la sección anterior, podemos ver lo importante que es el uso de agregado cuya granulometría permita tener una trabajabilidad aceptable y la menor segregación posible. No podríamos hacer demasiado énfasis en la importancia de este último aspecto; una mezcla trabajable que podría producir un concreto resistente y económico dará por resultado un producto terminado con cavidades, débil, poco durable y variable, si hay segregación.

El proceso de cálculo de las propiedades de los agregados de diferentes tamaños para lograr la granulometría deseada se trata en el diseño de la mezcla. Aquí se hablara de algunas buenas curvas granulométricas. Hay que recordar, sin embargo, que en la practica tenemos que utilizar los agregados disponibles en la localidad, a una distancia económica y que, si lo enfocamos de manera inteligente y tenemos suficiente cuidado, generalmente podemos producir con ellos un buen concreto. Las curvas a las que se refiere por lo general y que se toman como base de comparación son las de la Road Research Note No. 4, Design of Concrete Mixes.<sup>4.23</sup> estas han sido preparadas para tamaños máximos de agregados de 19.05 y 38.1(3/4 y 1 ½ pulgadas) se reproducen, respectivamente, en las figuras IV.16 y IV.17. la figura IV.18 muestra curvas similares con tamaños máximos de 9.52 mm (3/8 de pulgada), preparados por McIntosh y Erntroy.<sup>4.24</sup>

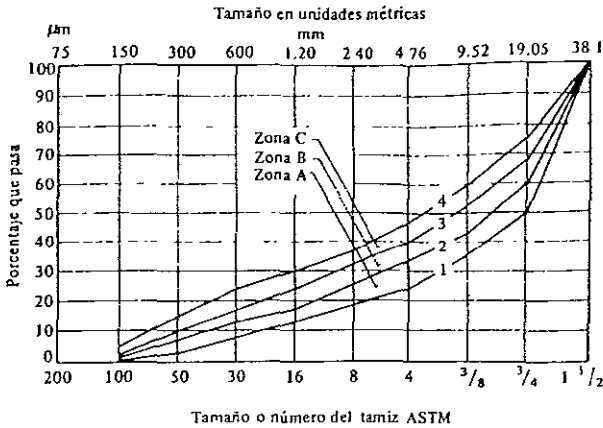


Figura IV 17 Curvas granulométricas de la Road Note No. 4 para agregado de 38.1 mm (1 ½ pulgada) <sup>4.23</sup>  
(Derechos de autor reservados a la corona británica).

Para cada tamaño máximo de agregado, se muestran cuatro curvas pero, debido a la presencia de agregado con tamaños mayores y menores a los estipulados, y porque existen variaciones entre cualquier tamaño fraccionario, es muy probable que las granulometrías sigan cerca de las curvas en lugar de seguirlas exactamente.

La curva No. 1 representa la granulometría más gruesa en cada una de las figuras, de la IV.16 a la IV.18. Esa granulometría es comparativamente trabajable y, por lo tanto, puede utilizarse en mezclas ricas. Sin embargo, es necesario asegurarse de que no haya segregación.

En el extremo contrario la curva No. 4 representa una granulometría fina; será cohesiva pero no muy trabajable. Lo que es más, el exceso de material en los tamices de prueba entre 1.20 y 4.76 mm (No. 16 y 3/16 de pulgada) producirá un concreto áspero que, a pesar de que pueda ser adecuado para compactarse por vibrado, será difícil de colocar a mano. Si se desea obtener la misma trabajabilidad usando agregados que caigan dentro de las curvas No.

1 y No. 4, los segundos necesitaran un contenido de agua considerablemente mayor, esto significaría menos resistencia, si ambos concretos tienen la misma relación agregado/cemento, o si se requiere la misma resistencia, el concreto elaborado con el agregado fino tendrá que ser considerablemente más rico, es decir, cada metro cúbico contendría más cemento del necesario cuando se emplea una granulometría gruesa.

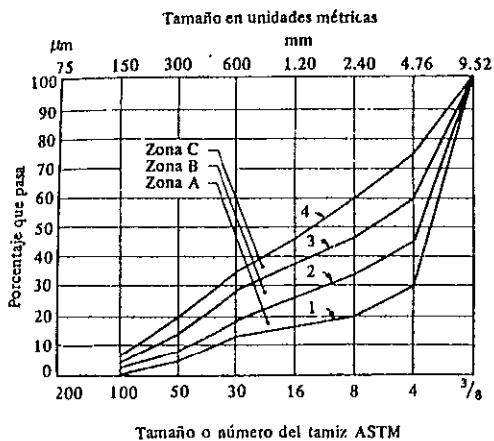


Figura IV.18 Curvas granulométricas del tipo de McIntosh y Emroy para agregado de 9.52 mm (3/8 de pulgada).<sup>4,24</sup>

El cambio entre las granulometrías extremas es progresivo. Sin embargo, en el caso de granulometrías situadas parcialmente en una zona y en la otra, puede haber peligro de segregación cuando faltan muchas partículas de tamaño intermedio (granulometría escalonada). Por esta parte, si hay un exceso de agregados de tamaño intermedio, la mezcla será áspera y difícil de compactar a mano, y quizás hasta por medio de vibración. Por esa razón, es preferible usar agregados de granulometrías de tipo similar, en lugar de unos totalmente diferentes.

Las figuras IV.19 y IV.20 muestran la gama de granulometrías que se usan con agregados cuyo tamaño máximo sea de 152.4 mm (6 pulgadas) y 76.2 mm (3 pulgadas) respectivamente, como lo establece McIntosh 3.25 como suele suceder, las granulometrías reales son paralelas a los límites, sin cruzar de uno al otro

En la práctica, el uso de agregados separados finos y gruesos significa que se puede establecer una granulometría que vaya de acuerdo exactamente con el tipo de granulometría en un punto intermedio, generalmente de 5 mm (3/16 de pulgada). En términos generales, también se puede lograr buena concordancia en ambos extremos de la curva [tamiz de 150  $\mu\text{m}$  (No. 100) y el tamaño máximo de agregado que se utilice]. Si recibimos los agregados gruesos en fracciones de un solo tamaño, como ocurre con mucha frecuencia, superiores a 5 mm (3/16 de pulgada) pero, cuando se trata de tamaños menores de los 5 mm (3/16 de pulgada) se necesita mezclar dos o más arenas.

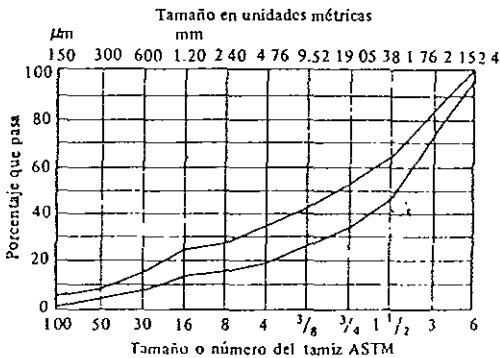


Figura IV 19 gama de las granulometrías que se utiliza con agregado de 152.4 mm (6 pulgadas) <sup>425</sup>

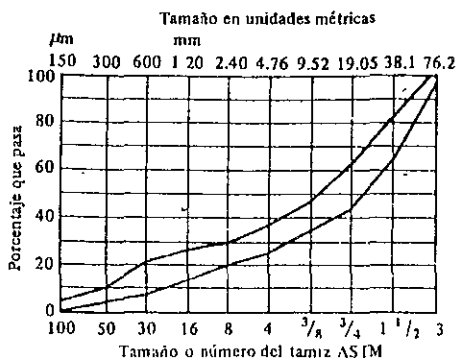


Figura IV.20 Gama de las granulometrías que se utilizan con agregados de 76.2 mm (3 pulgadas) <sup>425</sup>

#### IV.24 GRANULOMETRIA DE AGREGADOS FINOS Y GRUESOS

Puesto que sólo se mezclan por separado los agregados gruesos y los finos para trabajos sin importancia, es necesario conocer y controlar la granulometría de cada uno de los tipos de agregado.

Al principio, se reconocían sólo de tipos de agregado, pero se ha demostrado que si se ajusta la relación entre agregados finos y gruesos se puede obtener buen concreto con cualquier clase de agregado. Por esa razón, en la revisión de 1954 de la BS 882, se alteró la clasificación de agregados finos a cuatro zonas de granulometría. La tabla IV.23 y la figura IV.21 muestran esos requisitos, y cualquier agregado fino que caiga dentro de los límites granulométricos de estas zonas se considerará adecuado. Se permite la tolerancia de

una cantidad total de cinco por ciento en ciertos tamices, pero el agregado no debe ser más fino que lo permitido por los límites exactos de la granulometría más fina (No. 4), ni más grueso que la más gruesa (No. 1). La única excepción es el caso de la piedra triturada, en que se permite que pase un 20% por el tamiz de 150  $\mu\text{m}$  en todas las zonas (No. 100).

En la BS 882:1973, la división en zonas se basa primordialmente en el porcentaje que pasa por el tamiz de 600  $\mu\text{m}$  (No. 30 ASTM), como muestran los valores de la tabla IV 23. La razón principal de esto es que el gran número de las arenas se dividen naturalmente justo en ese tamaño, las granulometrías superiores o inferiores son aproximadamente uniformes. Además, el contenido de partículas de una finura mayor que el tamiz de 600  $\mu\text{m}$  (No. 30 ASTM) influyen en la trabajabilidad de la mezcla y proporcionan un índice bastante confiable de la superficie específica total de la arena.

Con propósitos de comparación, diremos que los requisitos de la norma ASTM C 33-78 se incluye parcialmente en la tabla IV.23 (véase la figura IV.22). Los límites de esta última especificación son muchos más estrechos que los límites generales de la BS 882 1973. Los requisitos del Bureau of Reclamation de Estados Unidos aparecen en la tabla IV 24. Cabe señalar que, en el caso del concreto con aire incluido, son aceptables cantidades menores de las partículas más finas, ya que el aire incluido actúa eficazmente como agregado muy fino. La norma ASTM C 33-78 también permite un porcentaje reducido de material que pase por los tamices de 300  $\mu\text{m}$  y 150  $\mu\text{m}$  (No. 50 y No. 100 ASTM) cuando el contenido de cemento es de más de 297  $\text{kg/m}^3$ , o si se usa aire incluido con al menos 237  $\text{kg}$  de cemento por metro cúbico de concreto.

Por lo general se puede utilizar en el concreto la arena que cae dentro de cualquier zona, aunque en algunas circunstancias la propiedad de una arena dada puede depender tanto de la granulometría como de la forma del agregado grueso.

La conveniencia de la arena fina de la zona 4 para usarla en concreto reforzado se debe someter a prueba. Puesto que la mayor parte de dicha arena es menor que el tamiz de 600  $\mu\text{m}$  (No. 30 ASTM), se obtiene un agregado cuya granulometría es escalonada, o casi escalonada, y se debe prestar especial cuidado a las proporciones que componen la mezcla. Por regla general, el contenido de arena en la mezcla debe ser bajo y en la tabla IV.25 se sugieren valores para la relación de agregado grueso/fino. Sin embargo, se puede obtener un concreto bastante bueno con arena de la zona 4, especialmente mediante vibrado. El trabajo de Building Research Establishment<sup>4,71</sup> ha demostrado que si se aumenta el contenido de partículas menores de 150  $\mu\text{m}$  (No. 100) en agregados finos de roca triturada del 10 AL 25 %, da como resultado una ligera disminución de la resistencia a la compresión, típicamente del 10%.

Por el contrario, la arena gruesa de la zona 1 produce una mezcla áspera y para obtener mayor trabajabilidad es necesario aumentar el contenido de la misma. Este tipo de arena es más adecuado para mezclas ricas o para la elaboración de concreto de baja trabajabilidad.

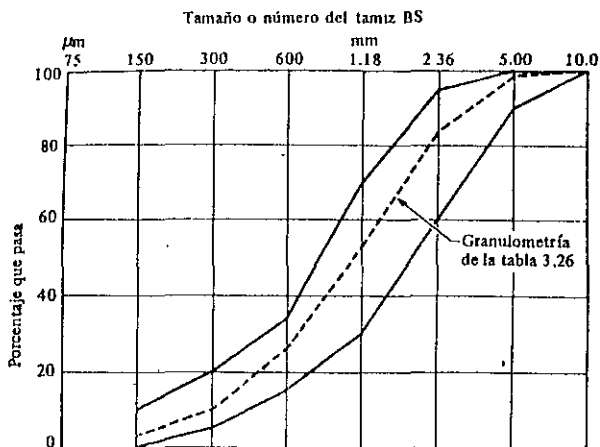
La zona 2 representa una arena mediana que suele ser apropiada para mezclas de un proporcionamiento de agregados finos y gruesos de 1:2 común [en el que el tamaño máximo del agregado es de 20 mm (3/4 de pulgada)].



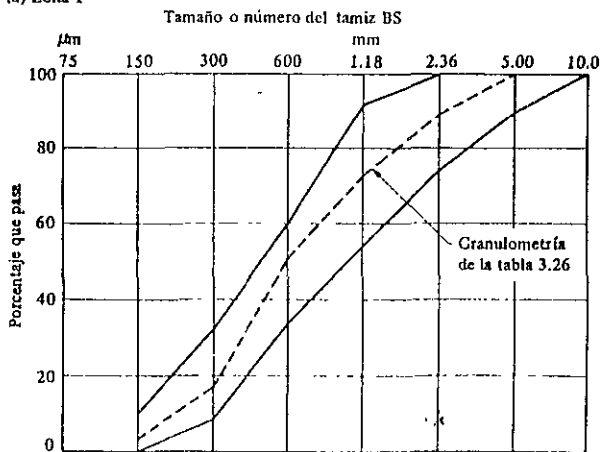
En términos generales, la relación de agregado grueso a fino debe ser más alta mientras más aumente la finura de la granulometría del agregado fino; en la tabla IV.25 se indican los valores típicos. Cuando se usa agregado grueso de roca triturada se necesita una proporción ligeramente más alta de arena, que cuando se usa agregado de grava, a fin de compensar la menor trabajabilidad causada por la forma afilada y angular de las partículas trituradas.

Conforme la granulometría de la arena se va acercando a los límites externos de finos de la zona 4, o al límite externo de gruesos de la zona 1, la elección correcta de las proporciones adquiere especial importancia. Sin embargo, cabe señalar que, si la proporción es correcta, la arena fina se puede utilizar con éxito, y en Gran Bretaña, donde predomina la arena fina, esto tiene un gran significado económico, aunque en el pasado hubo prejuicios contra este tipo de material.

En la tabla IV.26 aparece un ejemplo de arena de cualquiera de las cuatro zonas para producir concreto de igual calidad, con base en los resultados obtenidos en la Building Research Station.<sup>421</sup> La figura IV.21 muestra la granulometría real. En ella se utilizaron relaciones agregado/cemento de 6.04 y una relación agua-cemento de 0.60, ambas calculadas por peso. Para mantener la trabajabilidad aproximadamente constante, se varió la relación agregado grueso/fino, para que la superficie total específica de los agregados fuera siempre de 2.55 m<sup>2</sup>/Kg. La tabla IV.26 muestra que en todos los casos se puede obtener concreto de calidad similar.

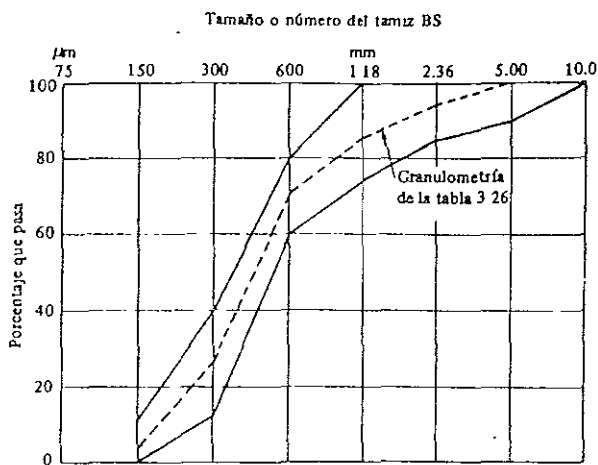


(a) Zona 1

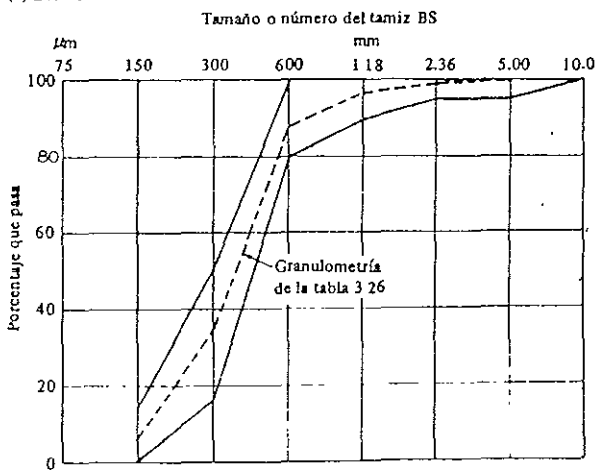


(b) Zona 2

**Fig. IV.21 Límites de granulometría para arena en las zonas 1 a 4 de la BS 882:1973.**



(c) Zona 3



(d) Zona 4

Fig. IV.21 Continuación

**TABLA IV.23 Requisitos granulométricos de las normas ASTM y BS para el agregado fino**

Tamaño del tamiz		Porcentaje por peso que pasa los tamices BS 882: 1973				Normas
BS	ASTM No.	Granulometría zona 1	Granulometría zona 2	Granulometría zona 3	Granulometría a zona 4	ASTM C33-78
9.5 mm	3/8"	100	100	100	100	100
4.75 mm	3/16"	90-100	90-100	90-100	95-100	95-100
2.36 mm	8	60-95	75-100	85-100	95-100	80-100
1.18 mm	16	30-70	55-90	75-100	90-100	50-85
600 $\mu\text{m}$	30	15-34	35-59	60-79	80-100	25-60
300 $\mu\text{m}$	50	5-20	8-30	12-40	15-50	10-30
150 $\mu\text{m}$	100	0-10*	0-10*	0-10*	0-15*	2-10

- \* Para arenas de piedra triturada se incrementa el límite permisible al 20%.

**TABLA IV.24 Requisitos granulométricos del Bureau of Reclamation de los Estados Unidos para agregados finos<sup>474</sup>**

Tamaño del tamiz BS	ASTM No	Porcentaje individual retenido
4.75 mm	4	0-5
2.36 mm	8	5-15} o { 5-20
1.18 mm	16	10-25} o {10-20
600 $\mu\text{m}$	30	10-30
300 $\mu\text{m}$	50	15-35
150 $\mu\text{m}$	100	12-20
Menor que 150 $\mu\text{m}$	Menor que 100	3-7

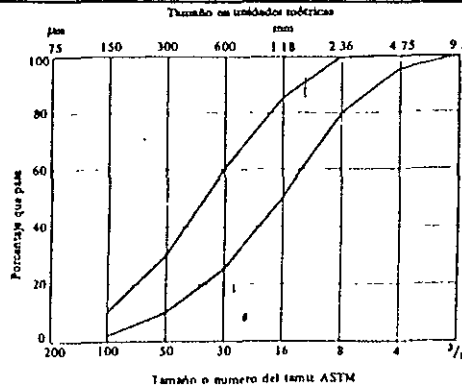


Fig. IV.22 Límites granulométricos para agregado fino según la norma ASTM C 33-78

Tabla IV.25 Proporciones por peso sugeridas de agregado grueso a fino para arena de diversas zonas. 4.38

Tamaño máximo de agregado grueso		Relación agregado grueso/fino para arena de la zona			
mm	pulgadas	1	2	3	4*
9 52	3/8	1	1 ½	2	3
19 05	¾	1 ½	2	3	3 ½
38 1	1 ½	2	3	3 ½	-

(derechos de autor reservados a la corona británica)

\* mediante pruebas deberá verificarse lo adecuado de la mezcla para usarse en concreto reforzado

Tabla IV.26 propiedades de concretos elaborados con agregados de superficie específica constante total <sup>4 21</sup>

Propiedades del concreto	Zona granulométrica de la arena			
	1	2	3	4
Superficie específica total, en m <sup>2</sup> /Kg	2 55	2.55	2.55	2.55
Porcentaje del material que pasa los 4 06 mm(3/16")	46	36	29	24
Proporciones aproximadas por volumen	1: 2 ½ : 3 ½	1:2:4	1 1½ .4 ½	1 ¼: 4 ¾
Relación agua/cemento por peso	0.60	0.60	0.60	0.60
Factor de compactación	0.92	0.93	0.93	0.94
Resistencia a la trituración a los 28 días Kg/cm <sup>2</sup>	276	287	297	296
MPa	27.1	28.1	29.2	29.0

(Derechos reservados a la corona Británica )

\* las granulometrías reales se muestran en la figura IV.21

Para establecer un contraste, la tabla IV.27 muestra resultados de pruebas para casos en los que se usaron los mismos materiales, pero la relación agregado grueso/fino se mantuvo constante. Cuando se utilizó arena más fina, los requisitos de agua fueron mayores y, en consecuencia, hubo una menor resistencia en el concreto.



Tamaño del tamiz		Porcentaje por peso que pasa por los tamices				
		Tamaño nominal del agregado graduado		Tamaño nominal del agregado de un solo tamaño		
mm	pulgadas	37.5 a 4.75 mm 1 1/2" a 3/16"	19.0 a 4.75 mm 3/4" a 3/16"	12.5 a 4.75 mm 1/2" a 3/16"	63 mm 2 1/2"	37.5 mm 1 1/2"
75	3	-	-	-	100	-
63.0	2 1/2	-	-	-	90-100	-
50.0	2	100	-	-	35-70	100
38.1	1 1/2	95-100	-	-	0-15	90-100
25.0	1	-	100	-	-	20-55
19.0	3/4	35-70	90-100	100	0-5	0-15
12.5	1/2	-	-	90-100	-	-
9.5	3/8	10-30	20-55	40-70	-	0-5
4.75	3/16	0-5	0-10	0-15	-	-
2.36	No. 8	-	0-5	0-5	-	-

Los requisitos reales granulométricos dependen, hasta cierto punto, de las características de la forma y superficies de las partículas. Por ejemplo, las partículas afiladas y angulares con superficie áspera, deberán tener una granulometría ligeramente más fina para reducir la posibilidad de entrelazamiento y compensar la gran fricción que existe entre ellas. Lo que más afecta la granulometría real del agregado triturado es el tipo de planta trituradora empleada. Generalmente, una granulometría de rodillos produce menos finos que otros tipos de trituradora, pero la granulometría dependerá también de la cantidad de material que se introduzca a la trituradora.

La tabla IV.30 indica los tamices granulométricos para el agregado introducido prescritos por la BS (2: 1973). Es necesario recordar que este tipo de agregados no se usa más que para obras pequeñas y sin importancia, principalmente porque es difícil evitar la segregación al almacenar el material.

#### IV.25 AGREGADO SOBREGRAUADO Y SUBGRAUADO

No es posible seguir al pie de la letra los límites de tamaños del agregado; la ruptura del material durante su manejo, y el desgaste de los tamices en la cantera o en la trituradora harán que se encuentren tamaños de partícula demasiado pequeños o demasiado grandes.

En los Estados Unidos es frecuente la especificación de tamaños por encima y por debajo del tamiz como 7/6 y 5/6, respectivamente, del tamaño nominal del tamiz. Los valores reales aparecen en la tabla IV.31. La cantidad de agregados menores que el límite inferior o mayores que el superior suele limitarse severamente.

Los requisitos granulométricos de la BS 882: 1973 permiten algún agregado sobregraudo y subgrauado, tanto para el agregado fino como para el grueso. Las cifras correspondientes al primero se indican en la tabla IV.28, y se pueden apreciar que se permite del 5 al 15% de sobregraudos.

<b>Tabla IV.30 Requisitos granulométricos para agregado no selectivo según la BS 882: 1973</b>			
Tamaño del tamiz		Porcentaje por peso que pasa por los tamices:	
		Tamaño nominal de 40 mm (1 1/2")	Tamaño nominal de 20 mm (3/4")
75.0 mm	3"	100	-
37.5 mm	1 1/2"	95-100	100
20.0 mm	3/4"	45-80	95-100
5.00 mm	3/16"	25-50	35-55
600 µm	No. 30 ASTM	8-30	10-35
150 µm	No. 100 ASTM	0-6	0-6



**Tabla IV.31** Tamaños de tamices para agregado sobregraduado y subgraduado del U.S. Bureau of Reclamation

Fracción de tamaño nominal		Tamiz de prueba para:			
		Subgraduado		Sobregraduado	
mm	pulgadas	.mm	pulgadas	.mm	Pulgadas
4 76-9 52	3/16-3/8	4.00	No 5*	11 2	7/16
9 52-19.0	3/8-3/4	8.0	5/16	22 4	7/8
19 0-38 1	¾-1 ½	16.0	5/8	45	1 ¾
38 1-76.2	1 ½-3	31.5	1 ¼	90	3 ½
76 2-152 4	3-6	63	2 ½	178	7

\* Tamaño de la malla ASTM

Sin embargo, ningún material debe retenerse en el tamiz del siguiente tamaño más grande (de la serie estándar) que el tamaño máximo nominal; se permite del 5 al 10% de material subgraduado. En el caso de agregado de un solo tamaño, también se permite cierta cantidad de agregado subgraduado, y se prescribe la cantidad que pasa el tamiz del siguiente tamaño inferior. Es importante que no se omita esa fracción fina del agregado grueso al calcular la granulometría real.

En el caso del agregado fino se permite una desviación total de los límites de zona de un cinco por ciento, siempre y cuando no pase del límite grueso de la zona 1 o del límite fino de la zona 4 (véase la tabla IV 23).

#### IV 26 AGREGADOS DE GRANULOMETRIA ESCALONADA

Como se dijo anteriormente, las partículas de agregados de determinado tamaño se empaquetan de tal forma que los huecos que dejan solo pueden ser penetrados y ocupados por partículas suficientemente pequeñas dentro de siguiente tamaño inferior. Esto quiere

decir que decir que debe existir una diferencia mínima entre dos tamaños consecutivos de fracciones adyacentes de partícula. En pocas palabras, los tamaños cuyas diferencias sean muy pequeñas no se pueden usar uno junto al otro, lo cual ha contribuido de manera importante a que se apoye el empleo de agregado de granulometría escalonada.

Así pues, la granulometría escalonada se puede definir como aquella en la que se omiten uno o varios tamaños de fracciones intermedias. El término granulometría continua se utiliza para describir la granulometría común cuando se necesita distinguirla de la granulometría escalonada. En una curva granulométrica, la granulometría escalonada se representa por una línea horizontal trazada sobre la gama de tamaños omitidos. Por ejemplo, la curva de granulometría que aparece en la parte superior de la figura IV.23 indica que no hay partículas de tamaños entre 10.0 y 2.36 mm ( $3/8$  de pulgada y No. 8 ASTM) medidas en los tamices correspondientes. A veces se considera adecuado un escalón entre tamices 10.0 y 1.18 mm ( $3/8$  de pulgada y No. 16 ASTM). La omisión de esos tamaños conduciría a una reducción del número de pilas almacenadas de agregado y a un consecuente ahorro. En el caso de agregado de un tamaño máximo de 20.0 mm ( $3/4$  de pulgada) habrá solamente dos pilas: 20.0 a 10.0 mm (de  $3/4$  a  $3/8$  de pulgada) y la arena cernida en un tamiz de 1.18 mm (No. 16 ASTM). Las pruebas efectuadas por Shacklock <sup>4.26</sup> han demostrado que para una determinada relación agregado/cemento y agua/cemento se obtendrán mayor trabajabilidad con un contenido más bajo de arena en el caso de agregados de granulometría escalonada en comparación con el agregado de granulometría continua. Sin embargo, en la gama más trabajable de las mezclas, la que usa agregados de granulometría escalonada se recomienda primordialmente para mezclas de trabajabilidad relativamente baja y propias para compactar

mediante vibrado. Es importante llevar un buen control y, ante todo, tener mucho cuidado con el manejo del agregado para evitar la segregación.

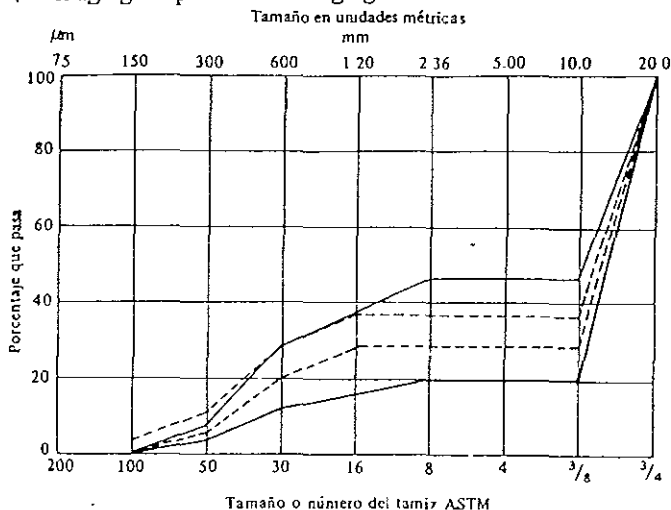


Figura IV.23 Granulometrías escalonadas típicas

Se puede observar que cuando se usan algunos agregados “comunes” existe una granulometría escalonada por ejemplo, la arena que pertenece a la zona 4 de la BS 882:1973 resulta casi totalmente nula en partículas de tamaño entre los tamices 5.0 y 2.36 o 1.18 mm (3/16 de pulgada y No 8 o 16 ASTM). Así pues, cuando se utiliza arena de la zona 4 sin mezclarla con arena más gruesa, se estará usando, de hecho, un agregado de granulometría escalonada.

Los agregados de granulometría escalonada se pueden utilizar casi en cualquier concreto, pero existen dos casos de especial interés el concreto de agregado precolado y el concreto de agregado expuesto. En el segundo de los casos, se logra un terminado agradable, ya que, después del tratamiento, queda expuesta una gran cantidad de agregado de un solo tamaño

En ocasiones se ha dicho que el concreto fabricado con agregados de granulometría escalonada es superior, pero no ha sido comprobado. No parece que las resistencias a la compresión y a la tensión se vean afectadas. Así mismo, la figura IV.24, que muestra los resultados de McIntosh <sup>4.27</sup> confirma que empleando determinados materiales con una relación fija agregado/cemento (pero ajustando el contenido de arena) se obtiene aproximadamente la misma trabajabilidad y resistencia que con agregados de granulometría escalonada y continua; Brodda y Weber <sup>4.72</sup> se percataron de una influencia hasta cierto punto negativa en la granulometría escalonada.

Así mismo, no hay diferencia en la contracción del concreto elaborado con agregados de cualquier tipo de granulometría, <sup>4.26</sup> aunque podría esperarse que un marco de partículas gruesas que casi se tocan entre sí daría un menor cambio total de dimensiones al secarse. La resistencia del concreto a la congelación y al deshielo es menor cuando se utiliza agregado de granulometría escalonada. <sup>4.26</sup>

Parece ser, entonces, que las afirmaciones un tanto extravagantes hechas por los que apoyan la granulometría escalonada no tienen fundamento. Posiblemente, la explicación se basa en el hecho de que, a pesar de que la granulometría escalonada posibilita un mayor empaque de las partículas, nada asegura que sí ocurrirá este. Tanto con granulometría escalonada como con granulometría continua se puede hacer buen concreto, pero en cada caso se tiene que elegir el porcentaje adecuado de arena. He aquí, una vez más, que no se debe buscar la granulometría ideal, sino más bien tratar de conseguir la combinación más eficaz con los agregados disponibles.

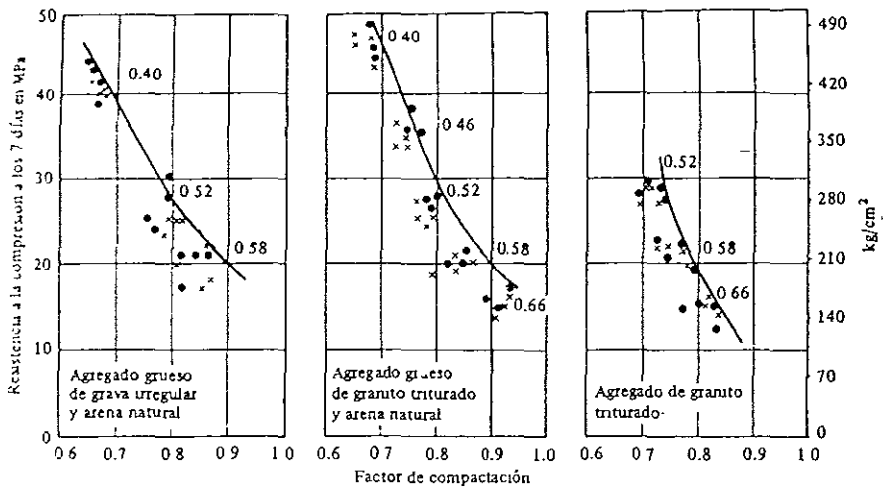


Fig IV 24 Trabajabilidad y resistencia de concretos 1:6 elaborados con agregados de granulometría escalonada y continua <sup>427</sup>

Nota Las mezclas de granulometría escalonada se señalan mediante una cruz y las continuas mediante un círculo. Cada grupo de círculos representa mezclas con la relación agua/cemento indicada, pero con diferentes contenidos de arena.

#### IV.27 TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO

Ya se ha mencionado antes que mientras más grande sea la partícula del agregado, menor será el área superficial que se debe humedecer por peso unitario. De tal suerte que, si se aumenta la granulometría del agregado a un tamaño mayor, se disminuirán los requisitos de agua de mezclado; o sea que, para obtener la trabajabilidad y riqueza que se indican en las especificaciones, se puede disminuir la relación agua/cemento, con el consecuente aumento de resistencia.

Este comportamiento se ha comprobado con pruebas realizadas en agregados cuyos tamaños máximos son del orden de 38.1 mm (1 ½ pulgadas)<sup>4,28</sup>, y se puede suponer que se extiende a tamaños aún mayores. Sin embargo, los resultados experimentales muestran que en tamaños mayores de 38.1 mm (1 ½ pulgada) el aumento de la resistencia debida a la disminución del agua se compensa con los efectos nocivos de una menor área de adherencia (porque los cambios en el volumen de la pasta causan esfuerzos mayores en la superficie de contacto) y la discontinuidad coaccionada por partículas muy grandes, especialmente cuando se trata de mezclas muy ricas. El concreto se vuelve entonces un material sumamente heterogéneo y puede ser que la reducción de la resistencia sea muy similar a la que causa el aumento en los tamaños de los cristales y la aspereza de la textura de las rocas.

Este efecto adverso del aumento de tamaño de los agregados gruesos en la mezcla existe en toda la gama de tamaños, pero cuando el tamaño es menor de 38.1 mm (1 ½ pulgada) domina el efecto del tamaño en la disminución de los requisitos de agua. Cuando los tamaños son más grandes, el equilibrio de ambos efectos dependerá de la riqueza de la

mezcla, <sup>152,451</sup> como se muestra en la figura IV.25. Por los tanto, desde el punto de vista de la resistencia, el mejor tamaño máximo de los agregados esta en función de la riqueza de la mezcla. Especialmente en el concreto pobre (165 Kg de cemento por metro cúbico) se recomienda usar agregados de 150 mm (6 pulgadas). Ahora bien, en el concreto estructural de proporciones comunes, desde el punto de vista de la resistencia, no hay ninguna ventaja en usar agregados con tamaño máximo mayor de 25 a 40 mm aproximadamente ( 1 a 1 ½ pulgadas). Además, el uso de agregados más grandes requeriría de dos pilas de almacenamiento de material, lo que aumentaría el riesgo de segregación. Sin embargo, la toma de decisiones prácticas también estaría influida por la disponibilidad y el costo de las fracciones de diferentes tamaños. Por supuesto, también hay limitaciones estructurales: el tamaño máximo de los agregados no deberá ser mayor de 1/5 a ¼ del espesor de la sección del concreto, y también guarda una relación con el espaciamiento del refuerzo. En los reglamentos de practica se prescriben los valores que rigen esos factores

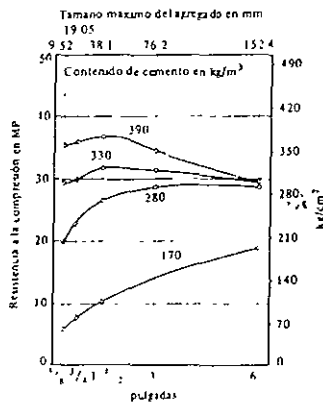


Figura IV.25 Influencia del tamaño máximo del agregado en la resistencia a la compresión a los 28 días de concretos con diferentes riquezas. <sup>451</sup>

#### IV.28 EMPLEO DE MAMPUESTOS

La idea original de utilizar los agregados como material inerte de relleno se puede extender a la inclusión de piedras grandes dentro de concreto normal: de manera que aumente el rendimiento aparente de determinada cantidad de cemento.

Estas piedras se llaman “mampuestos” y, usadas en grandes masas de concreto pueden ser hasta de 300 mm, aunque no deben ser más de una tercera parte de la dimensión más pequeña del elemento que va a colarse. El volumen de los mampuestos no debe exceder del 20 al 30% del volumen total del concreto terminado, y tienen que estar bien dispersos en toda la masa. Esto se logra colocando una capa de concreto normal, colocando después los mampuestos cubriéndolos con otras capas de concreto, y así sucesivamente. El espesor de cada capa debe ser suficiente para asegurar que los mampuestos estén cubiertos por lo menos con 100 mm de concreto alrededor. Hay que tener mucho cuidado de que no quede aire atrapado debajo de las piedras y que el concreto no se desprenda de sus lados inferiores. Los mampuestos no deben tener ninguna capa de recubrimiento adherente.

La colocación de los mampuestos requiere gran cantidad de mano de obra y rompe la continuidad de la colocación; por lo tanto, no es sorprendente que si se compara el costo actual de la mano de obra con el del cemento, el uso de los mampuestos no sea costoso, excepto en casos muy especiales, aunque el procedimiento para su colocación se incluye en las normas de muchos países, como Sudáfrica.



#### IV.29 MANEJO DEL AGREGADO

El manejo y el almacenamiento del agregado grueso pueden ocasionar segregación fácilmente. Esto sucede en especial cuando la descarga y volteo de los agregados permite que rueden de una pendiente. Un caso normal de este tipo de segregación es el talud el tamaño de las partículas tiene una granulometría uniforme, desde las más grandes en la base hasta las más pequeñas en la parte superior

La descripción de las precauciones necesarias para el manejo de los agregados está fuera del tema de esta obra, pero es preciso mencionar una recomendación que es vital. Los agregados gruesos se deben separar en fracciones de 5 a 10, 10 a 20, 20 a 40 mm (o de 3/16 a 3/8, 3/8 a 3/4, 3/4 a 1 1/2 pulgada) etc. Dichas fracciones se deben manejar y almacenar por separado y no volverse a mezclar sino hasta que se introduzcan en la mezcladora de concreto en proporciones adecuadas. Así pues, la segregación puede ocurrir sólo dentro de la gama pequeña de tamaños de cada fracción, e incluso esto se puede reducir si se tiene cuidado en los procedimientos de manejo

Hay que tener cuidado de no dejar que las partículas de agregados se rompan. Las partículas de un tamaño mayor a los 40 mm (o 1 1/2 pulgada) se deben bajar a la tolva por medio de rampas, y no dejarse caer desde cierta altura

En las obras grandes e importantes los resultados de la rotura y de la segregación en el manejo (o sea, el exceso de las partículas de tamaño pequeño) se eliminan por el "recibado final" inmediatamente de introducir el material en las tolvas que van a dar a

la mezcladora. Así se controlan las proporciones de los diferentes tamaños de una manera más eficaz, aunque el costo y la complejidad de la operación aumentan proporcionalmente. Sin embargo, esto se compensa con una colocación más fácil del concreto de trabajabilidad uniforme y con el posible ahorro de cemento gracias a la uniformidad del concreto.

- 4.1 F. A. Sherold, "The percentage voids in compacted gravel as a measure of its angularity," Mag Concr. Res., 5, No. 13, Págs. 3-10 (agosto de 1953).
- 
- 4.2 P. J. F. Wright, "A method of measuring the surface texture of aggregate," Mag. Concr. Res., 5, No. 2, págs. 151-60 (noviembre de 1955).
- 
- 4.3 M. F. Kaplan, "Flexural and compressive strength of concrete as affected by the properties of coarse aggregates," J Amer. Concr. Inst., 55, págs. 1193-208 (mayo de 1959)
- 
- 4.4 M. F. Kaplan, "The effects of the properties of coarse aggregates on the workability of concrete," Mag Concr Res 10, No 29, págs. 63-74 (agosto de 1958).
- 
- 4.5 S. Walker y D. L. Bloem, "Studies of flexural strength of concrete, Part 1: Effects of different gravels and cements," Nat Ready-mixed Concr Assoc. Joint Research Laboratory Publinc. No. 3 (Washington D. C., julio de 1956).
- 
- 4.6 D. O. Woolf, "Toughness, hardness, abrasión, strength, and elastic properties," ASTM Sp Tech. Publinc. No. 169, págs. 314-24 (1956)
- 
- 4.7 Road Research, "Roadstone test data presented in tabular form," D.S.I.R. Road Note No. 24 (Londres, H.M.S.O., 1959).
- 
- 4.8 K. Newman, "The effect of water absorption by aggregates on the water-cement ratio of concrete," Mag Concr. Res., 11, No. 33, págs. 135-42 (noviembre de 1959).
- 
- 4.9 J. D. McIntosh, "The siphon-can test for measuring the moisture content of aggregates," Cement Concr Assoc Tech. Rep. TRA/198 /Londres, julio de 1955)
-

- 4.11 National Ready- Mixed Concrete Association, Technical Information Letter No. 141 (Washington D.C., 15 de septiembre de 1959).
- 
- 4.12 H. G. Midgley, "The staining of concrete by pyrite," Mag. Concr. Res., 10, No.29, págs. 75-8 (agosto de 1958)
- 
- 4.13 S. Brunauer, P. H. Emmett y E. Teller, "Adsorption of gases in multimolecular layers," J. Amer. Chem. Soc., 60, págs. 309-18 (1938).
- 
- 4.15 B. W. Shacklock y W. R. Walker, "The specific surface of concrete aggregates and its relation to the workability of concrete," Cement Concr. Assoc. Res. Rep. No. 4 (Londres, julio de 1958).
- 
- 4.16 S. Brunauer, P. H. Emmett y E. Teller, "Adsorption of gases in crete strength to maximum size of aggregate," Proc. Highw. Res. Bd., 38, págs. 367-79 (Washington D. C., 1959).
- 
- 4.17 A. G. Loudon, "The computation of permeability from simple soil test," Géotechnique, 3, No. 4, págs. 165-83 (diciembre de 1952).
- 
- 4.18 W. H. Glanville, A. R. Collins y D. D. Matthews, "The grading of aggregates and workability of concrete," Road Research Tech. Paper No. 5 (Londres, H.M.S.O., 1947).
- 
- 4.19 L. J. Murdock, "The workability of concrete," Mag. Concr. Res., 12, No. 36, págs. 135-44 (noviembre de 1960).
- 
- 4.20 N. Davey, " Concrete mixes for various building purposes," Proc. Of a Symposium on Mix Desing and Quality Control of Concrete, págs 28-41 (Londres, Cement and Concrete Assoc , 1954).

- 4 21 A. J. Newman y D. C. Teychenné, "A classification of natural sands and its use in concrete mix design," *ibid.*, págs. 175-93
- 
- 4 22 B. W. Shacklock, Análisis en la referencia 4.21, págs. 199-200.
- 
- 4 23 Road Research, "Design of concrete mixes," D.S.I.R. Road Note No. 4 (Londres, H.M.S.O., 1950).
- 
- 4 24 J. D. McIntosh y H. C. Erntroy, "Workability of concrete mixes With 3/8 in. Aggregates," *Cement Concr. Assoc. Res. Rep. No. 2* (Londres, junio de 1955)
- 
- 4 25 J. D. McIntosh, "The use in mass concrete of aggregate of large maximum size," *Civil Engineering*, 52, No. 615, págs. 1011-15 (Londres, septiembre de 1957).
- 
- 4 26 B. W. Shacklock, "Comparison of gap-and continuously graded concrete mixes," *Cement Concr. Assoc. Tech. Rep. TRA/240* (Londres, septiembre de 1959).
- 
- 4 27 J. D. McIntosh, "The selection of natural aggregates for various types of concrete work," *Reinf. Concr. Rev.*, 4, No. 5, págs. 281-305 (Londres, marzo de 1957)
- 
- 4 28 D. L. Bloem, "Effect of maximum size of aggregate on strength of concrete," *National Sand and Gravel Assoc. Circular No. 74* (Washington D.C., febrero de 1959)
- 
- 4 29 A. J. Goldbeck, "Needed research," *ASTM Sp. Tech. Publinc. No. 169*, págs. 26-34 (1956).
-

- 4.30 T. C. Powers y H. H. Steinour, "An intrpretation of published researches on the alkali-aggregate reaction," J. Amer. Concr. Inst., 51, págs. 497-516 (febrero, 1955) y págs. 785-811 (abril de 1955).
- 
- 4.31 W. C. Hanna, "Additional information on inhibiting alkali-aggregate expansion," J. Amer. Concr. Inst., 48, pág. 513 (febrero de 1952).
- 
- 4.32 Highway Research Board, "The alkali-aggregate reaction in concrete," Research Report 18-C (Washington D.C., 1958).
- 
- 4.33 R. C. Mielenz y L. P. Witte, "Test used by Bureau of Reclamation for identifying reactive concrete aggregates," Proc. ASTM 48, págs. 1071-103 (1948).
- 
- 4.34 W. Lerch, "Concrete aggregates-chemical reactions," ASTM Sp. Tech. Publinc. No. 169, págs. 334-45 (1956).
- 
- 4.35 H. E. Vivian, "studies in cement- aggregate reaction: X. The efect on mortar expansion of amount of reactive component," Commonwealth Scientific and industrial Research Organization Bul. No. 256, págs. 13-20 (Melbourn 1950)
- 
- 4.36 G. J Verbeck y C. Gramlich, "Osmotics studies and hipotesis concerning alkali-aggregate reaction," Proc. ASTM, 55, págs. 1110-28 (1955).
- 
- 4.37 C.E. Wuerpel, Agregates for concrete (Washington, National Sand and Gravel Assoc., 1944).
- 
- 4.38 D.S.I.R. Building Research Station, Principles of modern Building (Londres, O.M.S.O., 1959)
-

- 4 39 R Rhoades y R.C Mielenz "Petrography of concretes aggregates," J Amer. Concr Inst , 42 Págs. 581-600 (junio de 1946).
- 
- 4 40 F A Shergold, "A review of available information on the significance of Roadstone tests," Road Research Tech Paper No 10 (Londres, H.M.S O ).
- 
- 4 41 b.p Hughes y B Bahramian, " A laboratory test for determining the angularity of aggregate," Mag Concr Res , 18 No 56, págs. 147-52 (septiembre de 1966)
- 
- 4 42 D L. Bloem y R D Gaynor, "Effects of aggregate properties on strength of concrete," J Amer Concr. Inst., 60, págs 1429-55 (octubre de 1963)
- 
- 4 43 K M. Alexander, "A study of concrete strength and mode of fracture in terms of matrix, bond and aggregate strengths," Tewksbury Symp. On fracture, University of Melbourne, agosto de 1963, 27 págs.
- 
- 4 45 J D Dewar, "Effect of mica in the fine aggregate on the water requirement and strength of concrete," Cement Concr Assoc Tech. Rep TRA/370 (Londres, abril de 1963)
- 
- 4.46 H.G. Midgley, "The effects of lead compounds in aggregate upon the setting of Portland cement," Mag. Concr Res , 22, No. 70, págs. 42-4 (marzo de 1970).
- 
- 4.47 W C. Hansen, "chemical reactions," ASTM Sp. Tech Public No. 169-A, págs. 487-96 (1966).
- 
- 4 49 S Popovics. "The use of the fineness modulus for the grading evaluations of aggregates for concrete," Mag Concr Res. 18, No. 56, págs. 131-40 (septiembre de 1966)
-

- 4.50 L.N. Edwards, "Proportioning the materials of mortars and concretes by surface area of aggregates," *Proc. ASTM*, 18, parte II, págs. 235-302 (1918)
- 
- 4.51 E.C. Higginson, G.B. Wallace y E. L. Ore, "Effects of maximum size of aggregate on compressive strength of mass concrete," *Symp. On Mass concrete*, Amer.Concr. Inst. Sp. Publicn. No. 6, págs. 219-56 (1963).
- 
- 4.52 E. Kempster, "Measuring void content: new apparatus for aggregates, sand and fillers," *Current Paper CP 19/69* (Building Research Station, Garston (mayo de 1969)).
- 
- 4.53 E.T. Czarneka y J. E. Gillot, "A modified Fourier method of shape and surface area analysis of planar sections of particles," *J. Test. Eval.*, 5 págs. 292-302 (abril de 1977).
- 
- 4.54 B. Penkała, R. Krzywobloka-Laurow y J. Piasta, "The behaviour of dolomite and limestone aggregates in Portland cement pastes and mortars," *Prace instytutu Technologii i Organizacji Produkcji Budowlancj*, No. 2, págs 141-55 (universidad técnica de varsivia, 1972).
- 
- 4.59 M. A. Samarai, "The desintegration of concrete containig sulphate contaminated aggregates," *Mag. Concr. Res.*, 28, No.96, págs. 130-42 (septiembre de 1976).
- 
- 4.60 S. Diamond y N. Thaulow, "Astudy of expansion due to alkalisica reaction as conditioned by the grain size of the reactive aggregate," *Cement and concrete research*, 4, No. 4, págs. 591-607 (julio de 1974).
- 
- 4.61 W. J. French y A. B. Poole , "Alkali-aggregate reactions and the middle East," *Concrete*, 10, No., 1 págs. 18-20 (Londres, enero de 1976)
-



- 4 62 W J French y A B Poole, "deleterius reaction between dolomites from Bahrein and cement paste," cement and concrete research, 4, No 6, págs. 925-38 (noviembre de 1974)
- 
- 4 63 P J Waingwriyth y A. M. Neville, Aggregate from domestic refuse, University of Leeds Report (Leeds, 1978)
- 
- 4 64 National Ready-mixed concrete assosiation, "Aggregate degradation during mixing," Technical information Letter No. 341, 8 págs. (Maryland, 2 de febrero de 1978)
- 
- 4 65 M A Ozol, "Shape , surface texture, surface area, and coatings," ASTM Sp. Tech. Publicn No. 169 B, págs. 584-628 (1978)
- 
- 4 67 S Diamond, "AREview of alka-silica reaction and expansion mechanisms. 1, Alkalis in cement and in concrete pore solutions." Cement and concrete research, 5, No. 4, págs 329-45 (julio de 1975).
- 
- 4 68 W B. Ledbetter, "synthetic aggregates from clay and shale · a recomended criteria for evaluation." Highw. Res Record, No. 430, págs 159-77 (1964).
- 
- 4 69 J Brotschi y P K Metha, "Test methods for determining alkali-silica reactivity in cements," cement and concrete research, 8, No. 2, págs. 191-9 (marzo de 1978)
- 
- 4 70 H N. Walker, "Chemical reactions of carbonate aggregates in cement paste," ASTM Sp. Tech. Publicn No. 169-b, págs 722-43 (1978)
- 
- 4 72 D C. Teychenné, "Concrete made with crushed rock aggregates," Quarry Management and Products, 5, págs 122-37 (mayo de 1978).
-

- 4.72 R. Brodda y J. Weber, "Leicht-und Normalbetone mit Ausfällkörnung and stetiger Sieblinie," Beton, 27, No. 9, págs 340-2 (1977)
- 
- 4.73 S Chaterji "The role of  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  in the breakdown of Portland cement concrete due to alkali-silica reaction," cement and concrete research, 9, No. 2 págs. 185-8 (marzo de 1979).
- 
- 4.74 U. S. Bureau of reclamation, Concrete manual , 8ª. Edición (Denver, 1975).

**CAPITULO V**

**PRUEBAS DE LABORATORIO APLICADAS A LOS AGREGADOS GRUESOS**

## CAPITULO V

### PRUEBAS DE LABORATORIO APLICADAS A LOS AGREGADOS GRUESOS

Como ya se ha expuesto en el capítulo IV, cada tipo de agregado grueso presenta características muy particulares, razón por la cual los agregados son sometidos a las pruebas de laboratorio denominadas pruebas índice, con la finalidad de obtener en cada caso particular los diferentes valores en cuanto a su “Peso Específico”, “Peso Volumétrico”, “Absorción”, “Contenido de humedad” y “Modulo de Finura”, además de tomar en consideración todas las características expuestas en el capítulo IV “Agregados gruesos”, es decir, se deben obtener estos valores, antes de proceder a los cálculos de dosificación para fabricar concreto simple, a fin de estar en la capacidad de poder obtener un concreto óptimo con características de durabilidad, resistencia, sanidad y economía.

En este capítulo presentamos paso a paso como se han obtenido los valores antes mencionados, en el entendimiento de que estos valores se obtendrán de cuatro diferentes agregados gruesos, “Grava”, “Boleo de Río”, “Balasto” y “Tezontle”. Sin embargo, también se considero necesario obtener los mismos valores del agregado fino (Arena) a utilizar en el proceso de dosificación y fabricación del concreto simple.

Las pruebas de “Peso Volumétrico”, “Absorción”, “Peso específico”, “Contenido de humedad y “Modulo de Finura”, fueron realizadas dentro de los laboratorios de construcción de la ENEP Aragón. Debemos hacer mención que los agregados gruesos

fueron escogidos debido a que fueron los que presentaban mayor disponibilidad para su obtención y en cuanto al agregado fino utilizado se obtuvo la muestra del mismo que había en existencia en el depósito de los laboratorios de construcción, así como también el cemento que se utilizara para la dosificación y fabricación del concreto en el capítulo VII.

El equipo utilizado para la realización de las pruebas es en su totalidad propiedad del laboratorio la ENEP Aragón y se enlista en el inicio de cada práctica, a fin de que la presentación sea lo más completa posible.

## **V.1 PESO VOLUMETRICO**

Cuando para un “peso unitario” se toma el volumen que ocupa el material de un recipiente recibe el nombre de “peso volumétrico, para las gravas y arenas el peso se toma seco, no así para el concreto. La masa volumétrica de un material varía con el grado de compactación dentro del recipiente.

La Nom-C73 considera dos casos. suelto y compactado y especifica como obtener cada uno de ellos, el Peso Volumétrico Suelto (PVS) ¡Masa Volumétrica Suelta (MVS)! y el Peso Volumétrico Compactado (PVC) ¡Masa Volumétrica Compactado (MVC)!. Ambos son características de un agregado, pero para que sean consistentes se refieren siempre al material seco y se expresan en  $\text{kg/m}^3$ .

Se usan para obtener el peso a partir del volumen que ocupan en un bote, caja de camión o carro de ferrocarril, si se requiere mayor precisión hay que corregir la masa obtenida por la humedad que tenga el material que se determina mediante una pequeña muestra

Para determinar el Peso Volumétrico del concreto (PVC) la compactación se hace en forma similar a como se compacta dentro de los moldes cilíndricos de concreto (ver NOM-C 160)

#### **Determinación del peso volumétrico de los agregados gruesos.**

##### **Equipo utilizado:**

Recipiente cilíndrico
Cucharón
Regla
Cuartheador
4 charolas
Báscula de pesas
1 varilla de punta de bala

**Procedimiento :**

- 1).- Se toma un recipiente de peso y volumen conocido (5.1 kg y 14 lts).
- 2).- Se obtiene una muestra representativa del agregado grueso y se cuarteo, tomando dos cuartos opuestos
- 3).- Posteriormente el agregado se deposita en el recipiente, procurando dejar caer el material de una altura de 20 cms que será verificada con la regla.
- 4).- Una vez que el recipiente se encuentre lleno se utiliza la regla para enrasar el recipiente y se procede a registrar su peso, el cual servirá para obtener el “Peso Volumétrico Seco Suelto” (PVSS).
- 5).- Se repite el procedimiento de llenado del recipiente, pero ahora se divide el llenado en tres partes, es decir, en un tercio a la vez y se utiliza la varilla punta de bala para compactar el material en el cilindro al término de la colocación de cada capa, y al terminar se enrasa con la regla.
- 6).- Al terminar se obtiene el peso del cilindro, el cual servirá para obtener el “Peso Volumétrico Seco Suelto), (PVSS); que posteriormente será el valor que nos servirá para los cálculos en la dosificación del concreto.

**Determinación del peso volumétrico de la “Grava”**

Peso Volumétrico Seco Suelto (PVSS)	
Peso del recipiente cilíndrico	5.1 kg
Volumen del recipiente cilíndrico	14 lt
Peso bruto	21.8 kg
Peso neto	16.7 kg

Entonces PVSS:

$$(w_{mat}/V) = (16.7 \text{ kg}/0.014 \text{ m}^3) = 1192.85 \text{ kg/m}^3 \text{ (PVSS)}$$

Peso Volumétrico Seco Compactado (PVSC)	
Peso del recipiente cilíndrico	5.1 kg
Volumen del recipiente cilíndrico	14 lt
Peso bruto	24.6 kg
Peso neto	19.5 kg

Entonces PVSC:

$$(w_{mat}/V) = (19.5 \text{ kg}/0.014 \text{ m}^3) = 1392.85 \text{ kg/m}^3 \text{ (PVSC)}$$

### Determinación del peso volumétrico del "Balasto".

Peso Volumétrico Seco Suelto (PVSS)	
Peso del recipiente volumétrico cilíndrico	5.1 kg
Volumen del recipiente cilíndrico	14 lt
Peso bruto	23.6 kg
Peso neto	18,5 kg



Entonces PVSS:

$$(w_{mat}/V) = (18.5 \text{ kg}/0.014 \text{ m}^3) = 1321.42 \text{ kg/m}^3 \text{ (PVSS)}$$

Peso Volumétrico Seco Compactado (PVSC)	
Peso del recipiente cilíndrico	5.1 kg
Volumen del recipiente cilíndrico	14 lt
Peso bruto	26.200 kg
Peso neto	21.0 kg

Entonces (PVSC):

$$(w_{mat}/V) = (21 \text{ kg}/0.014 \text{ m}^3) = 1500 \text{ kg/m}^3 \text{ (PVSC)}$$

### Determinación del peso volumétrico del "Tezontle"

Peso Volumétrico Seco Suelto (PVSS)	
Peso del recipiente cilíndrico	5.1 kg
Volumen del recipiente cilíndrico	14 lt
Peso bruto	16.4 kg
Peso neto	11.3 kg

Entonces PVSS

$$(w_{mat}/V) = (11.3 \text{ kg}/0.014 \text{ m}^3) = 807.14 \text{ kg/m}^3 \text{ (PVSS)}$$

Peso Volumétrico Seco Compactado (PVSC)	
Peso del recipiente cilíndrico	5.1 kg
Volumen del recipiente cilíndrico	14 lt
Peso bruto	18.1 kg
Peso neto	13.0 kg

Entonces PVSC.

$$(w_{mat}/V) = (13.0 \text{ kg}/0.014 \text{ m}^3) = 928.57 \text{ kg/m}^3 \text{ (PVSC)}$$

#### Determinación del peso volumétrico del "Boleo"

Peso Volumétrico Seco Suelto (PVSS)	
Peso del recipiente cilíndrico	5.1 kg
Volumen del recipiente cilíndrico	14 lt
Peso bruto	24.75 kg
Peso neto	19.65 kg

Entonces PVSS:

$$(w_{mat}/V) = (19.65 \text{ kg}/0.014 \text{ m}^3) = 1403.57 \text{ kg/m}^3 \text{ (PVSS)}$$

Peso Volumétrico Seco Compactado (PVSC)	
Peso del recipiente cilíndrico	5.1 kg
Volumen del recipiente cilíndrico	14 l
Peso bruto	27.0 kg
Peso neto	21.9 kg

Entonces PVSC:

$$(w_{mat}/V) = (21.9 \text{ kg}/0.014 \text{ m}^3) = 1564.28 \text{ kg/m}^3 \text{ (PVSC)}$$

## V.2 ABSORCION DEL AGREGADO

La absorción de los agregados en el concreto tiene mucha importancia debido a que la relación agua-cemento de la lechada, determinante de la resistencia hay que controlarla, si los agregados absorben más o menos agua de la supuesta, está relación cambiara, pero raras veces absorben el agua equivalente a 24 horas de inmersión. Este procedimiento de prueba se refiere a la determinación de la cantidad de agua absorbida por el agregado grueso que se halla dejado saturado en agua, a una temperatura de (15°C a 25°C) durante 24 horas.

## Determinación del porcentaje de absorción de los agregados gruesos

### Equipo utilizado:

Balanza de un décimo (0.1) de gramo
Tara
Lienzo absorbente
Horno

### Procedimiento:

- 1).- El agregado grueso deberá sumergirse en agua, y que se encuentre a una temperatura de (15°C a 25°C) y mantenerse a esas condiciones durante 24 horas.
- 2).- Al terminó de las 24 horas, deberá extraerse la muestra del agua y proceder a su secado superficial, utilizando un lienzo absorbente ligeramente humedecido. Esta operación deberá hacerse rápidamente a fin de evitar cualquier pérdida de humedad por evaporación.
- 3).- Se pesara el material saturado y superficialmente seco (SSS), anotándose dicho peso como "p<sub>h</sub>".
- 4) - Se secura la muestra en un horno a temperatura constante entre (100°C y 110°C) durante 20 horas aproximadamente.

5).- El material será pesado una vez que se haya enfriado y se encuentre a la temperatura ambiente, registrándose como “ $p_a$ ”, el porcentaje de absorción será calculado mediante.

$$w_a = [((p_h - p_a)/p_s) \times 100]$$

donde  $p_h$  = peso de la muestra saturada y superficialmente seca en “gramos”.

$p_s$  = peso de la muestra en “gramos”

#### **Obtención del porcentaje de absorción de la “Grava”:**

$$w_a = [((p_h - p_s)/p_s) \times 100]$$

$$w_a = [((400 \text{ gr} - 383.5 \text{ gr})/383.5 \text{ gr}) \times 100 = 4.3$$

$$w_a = [((404.2 \text{ gr} - 391.0 \text{ gr})/391.0 \text{ gr}) \times 100] = 3.37$$

$$\text{promedio} = ((4.3 + 3.37)/2) = \mathbf{3.84 \% \text{ de absorción}}$$

#### **Obtención del porcentaje de absorción del “Balasto”**

$$w_a = [((p_h - p_s)/p_s) \times 100]$$

$$w_a = [((445.5 \text{ gr} - 436.6 \text{ gr})/436.6 \text{ gr}) \times 100] = 2.03$$

$$w_a = [((452.0 \text{ gr} - 441.1 \text{ gr})/441.1 \text{ gr}) \times 100] = 2.47$$

$$\text{promedio} = ((2.03 + 2.47)/2) = \mathbf{2.25 \% \text{ absorción}}$$

### Obtención del porcentaje de absorción del “Tezontle”

$$w_a = [(p_h - p_s)/p_s] \times 100$$

$$w_a = [(347.7 \text{ gr} - 310.0 \text{ gr})/310.0 \text{ gr}] \times 100 = 12.16$$

$$w_a = [(406.8 \text{ gr} - 368.6 \text{ gr})/368.6 \text{ gr}] \times 100 = 10.36$$

$$\text{promedio} = ((12.16 + 10.36)/2) = \mathbf{11.26 \% \text{ absorción}}$$

### Obtención del porcentaje de absorción del “Boleo”

$$w_a = [(p_h - p_s)/p_s] \times 100$$

$$w_a = [(498.6 \text{ gr} - 481.7 \text{ gr})/481.7 \text{ gr}] \times 100 = 3.5$$

$$w_a = [(503.5 \text{ gr} - 489.0 \text{ gr})/489.0 \text{ gr}] \times 100 = 2.96$$

$$\text{promedio} = ((3.5 + 2.92)/2) = \mathbf{3.2 \% \text{ absorción}}$$

## V.3 CONTENIDO DE HUMEDAD

Llamamos contenido de humedad al peso de agua (H) que tiene un material en un momento dado, para obtenerla se pesa la muestra húmeda (Ph), posteriormente se seca y se pesa (Ps), la humedad contenida en la muestra será:

$$H = (Ph - Ps)/Ps$$

Lo que nos da el valor por unidad si se quiere expresar en por ciento basta multiplicar por 100. Si se quiere tener exactitud, el secado se hace a peso constante.

### Equipo :

Una balanza de décimo (0.1) de gramo de aproximación
Una tara
Horno

### Procedimiento :

- 1.- Se tomara la tara y se llenara de material pétreo entre los trescientos y quinientos gramos.
- 2 - Se registrara su peso (Ph) y se meterá al horno a una temperatura entre (100°C. Y 110°C.), durante 20 horas, aproximadamente.
- 3.- Al enfriarse la muestra se pesara y se registrara su peso (Ps), siendo el contenido de humedad:

$$\text{Contenido de humedad} = \left( \frac{Ph - Ps}{Ps} \right) \times 100$$

**Obtención del contenido de humedad de la “Grava”**

$$\text{Contenido de humedad} = ((Ph - Ps) / Ps) \times 100$$

Donde

$$Ph = 399.7 \text{ gr}$$

$$Ps = 397.1 \text{ gr}$$

$$((399.7 - 397.1) / 397.1) \times 100 = \mathbf{0.65 \text{ Cont. de Hum.}}$$

**Obtención del contenido de humedad del “Balasto”**

$$\text{Contenido de humedad} = ((Ph - Ps) / Ps) \times 100$$

Donde :

$$Ph = 400.0 \text{ gr}$$

$$Ps = 397.8 \text{ gr}$$

$$((400 - 397.8) / 397.8) \times 100 = \mathbf{0.55 \text{ Cont. de Hum.}}$$

**Obtención del contenido de humedad del “Tezontle”**

$$\text{Contenido de humedad} = ((Ph - Ps) / Ps) \times 100$$

Donde :

$$Ph = 387.0 \text{ gr}$$

$$Ps = 385.6 \text{ gr}$$

$$((387.0 - 385.6) / 385.6) \times 100 = \mathbf{0.36 \text{ Cont. de Hum.}}$$



### Obtención del contenido de humedad del “Bolco”

$$\text{Contenido de humedad} = ((Ph - Ps) / Ps) \times 100$$

Donde :

$$Ph = 399.5 \text{ gr}$$

$$Ps = 396.6 \text{ gr}$$

$$((399.5 - 396.6) / 396.6) \times 100 = \mathbf{0.73 \text{ Cont. de Hum.}}$$

### V.4 PESO ESPECIFICO (DENSIDAD)

Cuando para expresar un peso unitario tomamos como volumen “El Volumen Aparente” del material le damos el nombre de Peso Especifico (Pe), en los materiales que pueden absorber agua como son los materiales pétreos distinguimos el Peso Especifico Saturado y Superficialmente Seco (PeSSS). Ambos son también características del material y lo expresamos generalmente en ( $\text{kg/dm}^3$  ó  $\text{gr/cm}^3$ ).

El volumen aparente de un material de forma geométrica es fácil de sacar, para un prisma rectangular, es el producto de sus tres dimensiones, para otros tendremos una fórmula. Para un material sin forma definida como una piedra el volumen aparente es el encerrado dentro de su superficie exterior. Este volumen incluye tanto el ocupado por el material como el de los poros que contiene. Para materiales como la grava y la arena es la

suma de los volúmenes aparentes de sus partículas, también recibe el nombre de “Volumen Sólido”

El Peso Específico (Densidad), es la relación entre el peso de un material y su “Volumen Aparente”. El peso se determina por medio de la balanza o báscula, para la determinación del volumen aparente se dará a continuación la forma de hacerlo en laboratorio.

Para determinar el volumen de un cuerpo basta medir el volumen del líquido que desaloja cuando se le sumerge en él, generalmente se usa el agua, cuando el material reacciona o disuelve con el agua se usa otro líquido como gasolina, aceite, etc Cuando el cuerpo puede absorber agua hay que evitar esto, una forma de hacerlo es cubrir su superficie con una película delgada impermeable como la parafina, con esto cometemos un error que es el del volumen de impermeabilizante pero generalmente es despreciable.

Para materiales pétreos es más común ponerlos en estado saturado y superficialmente seco.

**Equipo :**

Probeta graduada de un litro
Balanza de un décimo (0.1) de gramo de aproximación

### Determinación directa

Probeta graduada.- Para las arenas y las gravas pequeñas podemos usar una probeta graduada de un litro, que llenamos de agua hasta la marca de  $500 \text{ cm}^3$ . Pesamos una muestra SSS de 500 gr aproximadamente y la introducimos en la probeta, con ligeros giros de la probeta un poco inclinada expulsamos el aire arrastrado, hacemos nueva lectura y la diferencia a los  $500 \text{ cm}^3$  nos da el volumen.

Teniendo el peso y el volumen aparente podemos calcular él (PeSSS).

La precisión de está medida nos está dada por el área de la sección recta de la probeta multiplicada por la precisión que podemos obtener en la lectura de las graduaciones y dividiendo el resultado entre el volumen medido, a menor diámetro de la probeta y mayor volumen de la muestra hay mayor precisión, pero naturalmente hay limitaciones prácticas.

### Obtención de peso específico de la “Grava”

$$\gamma = P_s / \text{Vol.}$$

Dado que para efecto de esta prueba se tomaron dos muestras para poder obtener un promedio, tenemos :

$$\gamma = 400.0 \text{ gr} / 170 \text{ cm}^3 = 2.35 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

$$\gamma = 404.2 \text{ gr} / 170 \text{ cm}^3 = 2.38 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

$$\gamma_{\text{prom}} = (2.35 + 2.38) / 2 = 2.36 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

### Obtención del peso específico del “Balasto”

$$\gamma = Ps / Vol.$$

$$\gamma = 445.3 \text{ gr} / 180 \text{ cm}^3 = 2.47 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

$$\gamma = 452.0 \text{ gr} / 180 \text{ cm}^3 = 2.51 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

$$\gamma_{\text{prom.}} = (2.47 + 2.51) / 2 = 2.49 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

### Obtención del peso específico del “Tezontle”

$$\gamma = Ps / Vol.$$

$$\gamma = 347.7 \text{ gr} / 210 \text{ cm}^3 = 1.65 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

$$\gamma = 406.8 \text{ gr} / 240 \text{ cm}^3 = 1.69 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

$$\gamma_{\text{prom.}} = (1.65 + 1.69) / 2 = 1.67 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

### Obtención del peso específico del “Boleo”

$$\gamma = Ps / Vol.$$

$$\gamma = 498.6 \text{ gr} / 215 \text{ cm}^3 = 2.32 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

$$\gamma = 503.5 \text{ gr} / 215 \text{ cm}^3 = 2.34 \text{ gr} / \text{cm}^3$$

$$\gamma_{\text{prom}} = (2.32 + 2.34) / 2 = \mathbf{2.33 \text{ gr} / \text{cm}^3}$$

### V.5 Módulo de finura

El módulo de finura de un agregado es un índice que describe brevemente la porción de finos o de gruesos que entran en un agregado, es decir, es un número empírico que nos da alguna idea de la granulometría de un agregado, se obtiene sumando los retenidos acumulados, que aparecen en la quinta columna de la tabla de trabajo, excluyendo los correspondientes a las cribas intercaladas y a la charola, que aparecen marcados con asteriscos y dividiendo la suma entre 100, se usan dos cifras decimales. Para las gravas se toman las cribas inferiores, que no fueron usadas en el análisis granulométrico, con un valor

de 100 Mientras mayor el módulo de finura más grueso es el agregado, mientras menor, mas fino

El modulo de finura de las gravas se usa poco, aunque aparece en alguna literatura, en cambio el de las arenas es muy usado, la NOM-C111 nos dice que cuando este varia en mas de 0.20 hay que efectuar cambios en la dosificación del concreto

#### Equipo :

Balanza de un décimo (0.1) de gramo de aproximación
Juego de cribas con fondo y tapa
Brochuelo de cerda y cepillo de alambre
Cucharón
Maquina agitadora "Rotap"
Horno

#### Procedimiento :

- 1 - Se humedece la masa del agregado para evitar perdidas por segregación y se prosigue a reducirla por cuarteo. No se debe permitir el ajuste a una masa predeterminada que no sea el cuarteo.
- 2 - Se seca la muestra hasta una masa constante a una temperatura de  $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ . y se pesa la muestra
- 3 - Se arman las cribas que se van a utilizar en orden descendente de abertura terminando en la charola Y se coloca la muestra en la criba superior con su tapa bien


**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON**
**LABORATORIO DE CONTRUCCIÓN**
**ANALISIS GRANULOMETRICO**

DESCRIPCION DE LA MUESTRA <u>GRAVA</u>	ENSAYE No. _____
ESTUDIO POR EFECTUAR _____	FECHA DE INICIO _____
PROCEDENCIA _____	
FECHA DE TERMINACION _____	LABORATORISTA _____
Director de tesis Tesista Tesista	Ing José Paulo Mejorada Mota José Narciso Ruiz Hernández Armando González Ernesto

PESO MUESTRA	Kg	DIFERENCIA	Kg
PESO ARENA	Kg	% DE ARENA	

MALLA No.	ABERTURA mm:	PESO Kg	PORCIEN TOS	% ENTEROS	% ACUM.	OBSERVACIONES
3"	75 mm.					
2"	50.0 mm.					
1 1/2"	37.5 mm.					
1"	25.0 mm.					
3/4"	19.0 mm.	7.750	29.865	30	38	
1/2"	12.5 mm.	7.750	29.865	30	68	
3/8"	9.5 mm.	2.550	9.836	10	78	
No. 4	4.75 mm.	3.600	13.872	14	92	
	CHAROLA	2.150	8.285	8	100	
	SUMAS	25.950	99.998			
MODULO DE FINURA $\mu = 7.08$						


**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON**
**LABORATORIO DE CONSTRUCCIÓN**
**ENSAYE DE AGREGADOS GRUESOS PARA CONCRETO**

DESCRIPCION DE LA MUESTRA	<b>BALASTO</b>	ENSAYE No.
ESTUDIO POR EFECTUAR		FECHA DE INICIO
PROCEDENCIA		
FECHA DE TERMINACION	LABORATORISTA	
Director de tesis Tesisista Tesisista	Ing José Paulo Mejorada Mota José Narciso Ruiz Hernández Armando González Ernesto	

PESOS VOLUMETRICOS		ABSORCION			
PESO BRUTO	= 23.6 kg	Wh	= 445.5 gr	Wh	= 452.0 gr
TARA	= 5.1 kg	Ws	= 436.6 gr	Ws	= 441.1 gr
PESO NETO	= 18.5 kg	Dif.	= 8.9 gr	Dif.	= 10.9 gr
VOLUMEN	= 0.014 m <sup>3</sup>	% de Abs	= 2.03	% de Abs	= 2.47
P.V.S.S.	= 1321.42 kg/cm <sup>3</sup>	% DE ABSORCION PROMEDIO		= 2.25	
PESOS VOLUMETRICO		PESO ESPECIFICO (DENSIDAD) DEL MATERIAL SATURADO			
PESO BRUTO	= 26.200 kg	W	= 445.3 gr	W	= 452.0 gr
TARA	= 5.1 kg	V	= 180.0 cm <sup>3</sup>	V	= 180.0 cm <sup>3</sup>
PESO NETO	= 21.0 kg	γ sat	= 2.47 gr/cm <sup>3</sup>	γ sat	= 2.51 gr/cm <sup>3</sup>
VOLUMEN	= 0.014 m <sup>3</sup>				
P.V.S.C.	= 1500.0 kg/m <sup>3</sup>	γ Saturado Promedio		= 2.49 gr/cm <sup>3</sup>	




**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON**
**LABORATORIO DE CONTRUCCION**
**ANALISIS GRANULOMETRICO**

DESCRIPCION DE LA MUESTRA <b>BALASTO</b>	ENSAYE No. _____
ESTUDIO POR EFECTUAR _____	FECHA DE INICIO _____
PROCEDENCIA _____	
FECHA DE TERMINACION _____	LABORATORISTA _____
Director de tesis Tesisista Tesisista	Ing. José Paulo Mejorada Mota José Narciso Ruiz Hernández Armando González Ernesto

PESO MUESTRA	Kg	DIFERENCIA	Kg
PESO ARENA	Kg	% DE ARENA	

MALLA No.	ABERTURA mm.	PESO Kg	PORCIEN TOS	% ENTEROS	% ACUM.	OBSERVACIONES
3"	75 mm.					
2"	50.0 mm.					
1 1/2"	37.5 mm.					
1"	25.0 mm.					
3/4"	19.0 mm.	2.750	10.64	11	11	
1/2"	12.5 mm.	10.550	40.81	41	52	
3/8"	9.5 mm.	4.250	16.44	16	68	
No. 4	4.75 mm.	6.950	26.89	27	95	
	CHAROLA	1.350	5.22	5	100	
	SUMAS	25.85	100.0	100		
MODULO DE FINURA $\mu = 6.74$						


**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON**
**LABORATORIO DE CONSTRUCCIÓN**
**ENSAYE DE AGREGADOS GRUESOS PARA CONCRETO**

DESCRIPCION DE LA MUESTRA	<u>TEZONTLE</u>	ENSAYE No	_____
ESTUDIO POR EFECTUAR	_____	FECHA DE INICIO	_____
PROCEDENCIA	_____		
FECHA DE TERMINACION	_____		
	LABORATORISTA _____		
Director de tesis	Ing José Paulo Mejorada Mota		
Tesista	José Narciso Ruiz Hernández		
Tesista	Armando González Ernesto		

PESOS VOLUMETRICOS		ABSORCION			
PESO BRUTO	= 16.4 kg	Wh	= 347.7 gr	Wh	= 406.8 gr
TARA	= 5.1 kg	Ws	= 310.0 gr	Ws	= 368.6 gr
PESO NETO	= 11.3 kg	Dif.	= 37.7 gr	Dif.	= 38.2 gr
VOLUMEN	= 0.014 m <sup>3</sup>	% de Abs	= 12.16	% de Abs	= 10.36
P.V.S.S.	= 807.14 kg/cm <sup>3</sup>	% DE ABSORCION PROMEDIO		= 11.26	
PESOS VOLUMETRICOS		PESO ESPECIFICO (DENSIDAD) DEL MATERIAL SATURADO			
PESO BRUTO	= 18.1 kg	W	= 347.7 gr	W	= 406.8 gr
TARA	= 5.1 kg	V	= 210.0 cm <sup>3</sup>	V	= 240.0 cm <sup>3</sup>
PESO NETO	= 13.0 kg	γ <sub>sat</sub>	= 1.65 gr/cm <sup>3</sup>	γ <sub>sat</sub>	= 1.69 gr/cm <sup>3</sup>
VOLUMEN	= 0.014 m <sup>3</sup>	γ Saturado Promedio		= 1.67 gr/cm <sup>3</sup>	
P.V.S.C	= 928.57 kg/m <sup>3</sup>				


**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON**
**LABORATORIO DE CONTRUCCIÓN**
**ANALISIS GRANULOMETRICO**

DESCRIPCION DE LA MUESTRA	TEZONILE	ENSAYE No.	
ESTUDIO POR EFECTUAR		FECHA DE INICIO	
PROCEDENCIA			
FECHA DE TERMINACION		LABORATORISTA	
Director de tesis		Ing José Paulo Mejorada Mota	
Tesista		José Narciso Ruiz Hernández	
Tesista		Armando González Ernesto	

PESO MUESTRA	Kg	DIFERENCIA	Kg
PESO ARENA	Kg	% DE ARENA	

MALLA No.	ABERTURA mm:	PESO Kg	PORCIEN TOS	% ENTEROS	% ACUM.	OBSERVACIONES
3"	75 mm.					
2"	50.0 mm.					
1 1/2"	37.5 mm.					
1"	25.0 mm.					
3/4"	19.0 mm.	6.350	30.68	31	58	
1/2"	12.5 mm.	5.400	26.1	26	84	
3/8"	9.5 mm.	1.250	6.0	6	90	
No. 4	4.75 mm.	0.750	3.62	4	94	
	CHAROLA	1.300	6.3	6	100	
	SUMAS	20.700	100	100		
MODULO DE FINURA $\mu = 7.45$						


**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON**
**LABORATORIO DE CONSTRUCCIÓN**
**ENSAYE DE AGREGADOS GRUESOS PARA CONCRETO**

DESCRIPCION DE LA MUESTRA	<b>BOLEO</b>	ENSAYE No
ESTUDIO POR EFECTUAR		FECHA DE INICIO
PROCEDENCIA		
FECHA DE TERMINACION	LABORATORISTA	
Director de tesis Tesista Tesista	Ing José Paulo Mejorada Mota José Narciso Ruiz Hernández Armando González Ernesto	

PESOS VOLUMETRICOS		ABSORCION			
PESO BRUTO	= 24.75 kg	Wh	= 498.6 gr	Wh	= 503.5 gr
TARA	= 5.1 kg	Ws	= 481.7 gr	Ws	= 489.0 gr
PESO NETO	= 19.65 kg	Dif	= 16.9 gr	Dif.	= 14.5 gr
VOLUMEN	= 0.014 m <sup>3</sup>	% de Abs	= 3.5	% de Abs	= 2.96
P.V.S.S.	= 1403.57 kg/cm <sup>3</sup>	% DE ABSORCION PROMEDIO		= 3.2	
PESOS VOLUMETRICO		PESO ESPECIFICO (DENSIDAD) DEL MATERIAL SATURADO			
PESO BRUTO	= 27.0 kg	W	= 498.6 gr	W	= 503,5 gr
TARA	= 5.1 kg	V	=215.0 cm <sup>3</sup>	V	=215.0 cm <sup>3</sup>
PESO NETO	= 21.9 kg	γ sat	=2.32gr/cm <sup>3</sup>	γ sat	=2.34gr/cm <sup>3</sup>
VOLUMEN	= 0.014 m <sup>3</sup>				
P.V.S.C	= 1564.28 kg/m <sup>3</sup>	γ Saturado Promedio		= 2.33gr/cm <sup>3</sup>	


**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON**
**LABORATORIO DE CONTRUCCION**
**ANALISIS GRANULOMETRICO**

DESCRIPCION DE LA MUESTRA <u>BOLEO</u>	ENSAYE No. _____
ESTUDIO POR EFECTUAR _____	FECHA DE INICIO _____
PROCEDENCIA _____	
FECHA DE TERMINACION _____	LABORATORISTA _____
Director de tesis Tesista Tesista	Ing José Paulo Mejorada Mota José Narciso Ruiz Hernández Armando González Ernesto

PESO MUESTRA	Kg	DIFERENCIA	Kg
PESO ARENA	Kg	% DE ARENA	

MALLA No.	ABERTURA mm.	PESO Kg	PORCIEN TOS	% ENTEROS	% ACUM.	OBSERVACIONES
3"	75 mm.					
2"	50.0 mm.					
1 1/2"	37.5 mm.					
1"	25.0 mm.					
3/4"	19.0 mm.	11.050	33.64	34.0	57.0	
1/2"	12.5 mm.	9.350	28.46	29.0	86.0	
3/8"	9.5 mm.	2.350	7.15	7.0	93.0	
No. 4	4.75 mm.	2.050	6.24	6.0	99.0	
	CHAROLA	0.350	1.07	1.0	100.0	
	SUMAS	32.850	100.0	100.0		
MODULO DE FINURA $\mu = 7.51$						


**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN**
**LABORATORIO DE CONSTRUCCIÓN**
**ENSAYE DE ARENA PARA CONCRETO**

DESCRIPCION DE LA MUESTRA	ARENA	ENSAYE No.
ESTUDIO POR EFECTUAR		FECHA DE INICIO
PROCEDENCIA		
FECHA DE TERMINACION	LABORATORISTA	
Director de tesis Tesisista Tesisista	Ing José Paulo Mejorada Mota José Narciso Ruiz Hernández Armando González Ernesto	

PESOS VOLUMETRICOS		ABSORCION	
PESO BRUTO =	7.45 Kg	Wh =	300.0 gr
TARA =	3.0 kg	Ws =	285.1 gr
PESO NETO =	4.45 kg	Dif =	14.9 gr
VOLUMEN =	0.003 m <sup>3</sup>	% de Abs =	5.22
P.V.S.S. =	1483.33 kg/cm <sup>3</sup>	% de Abs =	5.6
		% DE ABSORCION PROMEDIO = 5.4	
PESOS VOLUMETRICO		PESO ESPECIFICO (DENSIDAD) DEL MATERIAL S. S. S. CON FRASCO "CHAPMAN"	
		Formula . $\gamma_{Sat} = As / ((VF - (K - F - As)))$	
PESO BRUTO =	8.05 kg	F <sub>1</sub> =	307.1 gr
TARA =	3.0 kg	F <sub>2</sub> =	332.1 gr
PESO NETO =	5.05 kg	As <sub>1</sub> =	300.0 gr
VOLUMEN =	0.003 m <sup>3</sup>	As <sub>2</sub> =	300.0 gr
		K <sub>1</sub> =	929.3 gr
		K <sub>2</sub> =	954.2 gr
		$\gamma_{Sat_1}$ =	2.35
		$\gamma_{Sat_2}$ =	2.34
P.V.S.C =	1683.33 kg/m <sup>3</sup>	$\gamma$ Saturado Promedio =	2.35 gr/cm <sup>3</sup>


**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON**
**LABORATORIO DE CONTRUCCIÓN**
**ANALISIS GRANULOMETRICO**

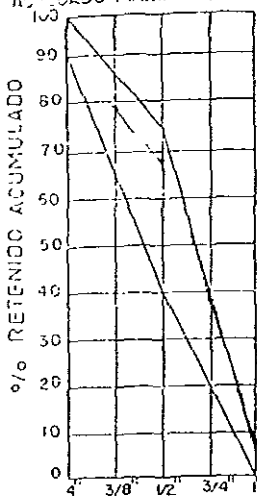
DESCRIPCION DE LA MUESTRA <u>ARENA</u> ENSAYE No. _____	
ESTUDIO POR EFECTUAR _____ FECHA DE INICIO _____	
PROCEDENCIA _____	
FECHA DE TERMINACION _____ LABORATORISTA _____	
Director de tesis Tesista Tesista	Ing José Paulo Mejorada Mota José Narciso Ruiz Hernández Armando González Ernesto

PESO MUESTRA	Kg	DIFERENCIA	Kg
PESO ARENA	Kg	% DE ARENA	

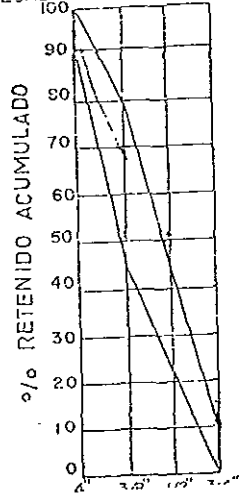
MALLA No.	ABERTURA mm:	PESO Gr	PORCIEN TOS	% ENTEROS	% ACUM.	OBSERVACIONES
4	4.75	4.3	0.826	1	1	
8	2.36	66.0	12.69	13	14	
16	1.18	65.0	12.50	12	26	
30	0.600	77.7	14.94	15	41	
50	0.300	72.1	13.86	14	55	
100	0.150	87.2	16.77	17	72	
200		29.4	5.65	5	77	
	CHAROLA	118.4	22.76	23	100	
	SUMAS	520.1	99.996	100		
MODULO DE FINURA $\mu = 2.09$						

## LIMITES DE GRANULOMETRIA DE LAS GRAVAS

AGREGADO MAXIMO 25 mm (1")

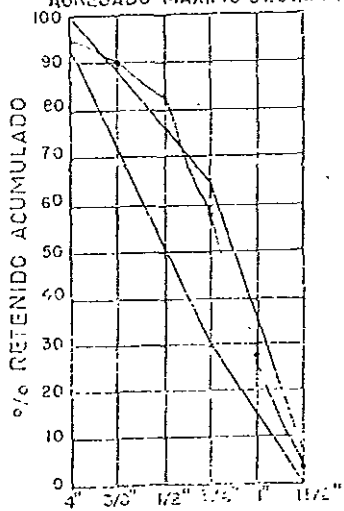


AGREGADO MAXIMO 19 mm (3/4")



### GRAVA

AGREGADO MAXIMO 37.5 mm (1 1/2")

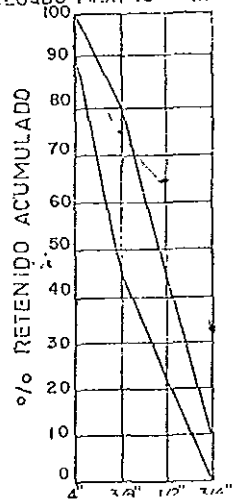


MALLAS NUM.

TEZONTLE

### BALASTO

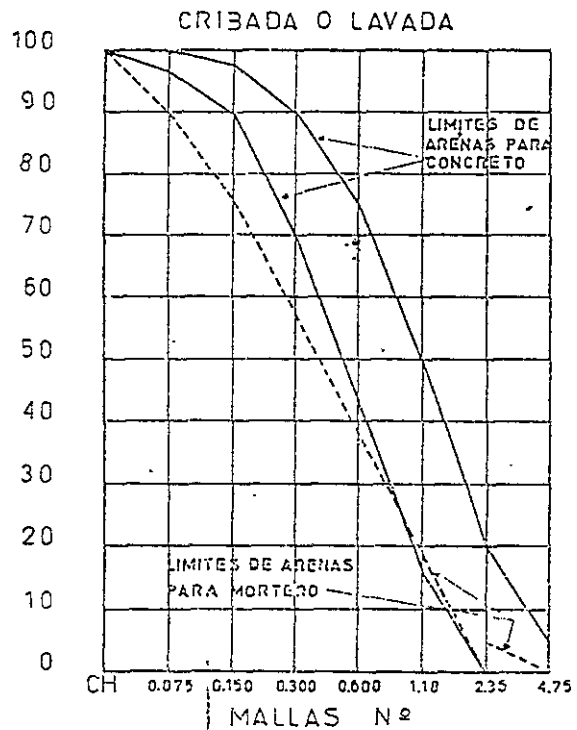
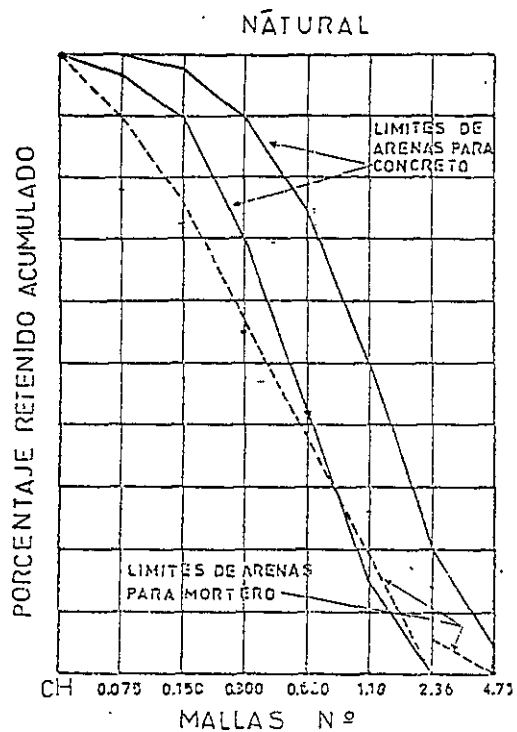
AGREGADO MAXIMO 19 mm (3/4")



BOLEO



LIMITES DE GRANULOMETRIA DE LAS ARENAS



**CAPITULO VI**

**METODOS PARA LA DOSIFICACIÓN DEL CONCRETO NORMAL**

## CAPITULO VI

### METODOS PARA LA DOSIFICACION DEL CONCRETO NORMAL

En la actualidad podemos elaborar concreto con diferentes características y resistencias variables, para ajustarse a los diferentes tipos de necesidades en la industria de la construcción, en este capítulo presentamos los métodos más comunes empleados en la elaboración de concreto normal, cada método esta expuesto con un sencillo ejemplo que hace más fácil la comprensión del método. Algunos conceptos manejados en este capítulo, fueron ya analizados con anterioridad en el capítulo No. III “Concreto Normal”.

#### VI.1 Diseño de mezclas

El diseño de mezclas, se puede definir como el proceso de seleccionar los componentes adecuados del concreto y de determinar las cantidades relativas de una mezcla, con el fin de producir el mayor ahorro posible al elaborar concreto con un mínimo de ciertas características, principalmente consistencia y durabilidad

Una de las consideraciones básicas que destacan, es que el concreto debe de tener ciertas propiedades mínimas especificadas y que debe de producirse lo mas económicamente posible, requisito bastante común en ingeniería.

Proceso del diseño de la mezcla.

En la fig. VI.1 se representan esquemáticamente los factores básicos que deben de considerarse al determinar las proporciones de la mezcla. Se incluye la secuencia de decisiones hasta llegar a la cantidad de cada componente por lote. Existen, por supuesto, variaciones en cuanto al método exacto de seleccionar las proporciones de la mezcla.

Por ejemplo, en el excelente método del American Concrete Institute el contenido de agua en kilogramos por metro cúbico de concreto se determina directamente a partir de la trabajabilidad de la mezcla (dado el tamaño máximo del agregado) en vez de encontrarlo indirectamente, partiendo de las relaciones agua/cemento y agregado/cemento.

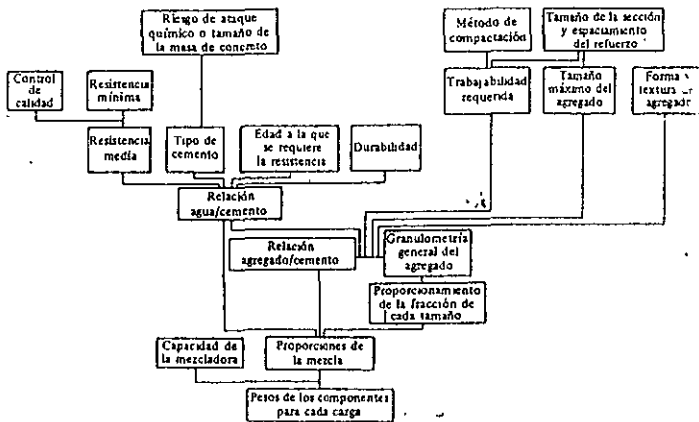


Fig. VI.1 Factores básicos en el proceso de diseño de una mezcla.

Debe explicarse que no es posible realizar un diseño en el sentido estricto de la palabra: los materiales empleados son variables esencialmente y muchas de sus propiedades no pueden evaluarse de manera cuantitativa, por lo que en realidad no estamos haciendo más que una conjetura inteligente respecto a las combinaciones óptimas de los componentes. No es sorprendente, por lo tanto, que para poder obtener una mezcla satisfactoria no solo tengamos que calcular o estimar las proporciones de los materiales disponibles, sino que también tengamos que hacer mezclas de prueba. Las propiedades de estas mezclas se verifican y se hacen ajustes en las proporciones de la mezcla; se hacen tantas mezclas de prueba como sea necesario para obtener una mezcla completamente satisfactoria.

Además una mezcla de prueba de laboratorio no proporciona la resistencia final, aun cuando se tome en cuenta la condición de humedad del agregado. Solo una mezcla hecha y empleada en la obra puede garantizar que todas las propiedades del concreto son satisfactorias en cada detalle relacionado con la obra particular de que se trate. Para justificar esta aseveración deben mencionarse dos aspectos;

- 1 ) Por lo general la mezcladora utilizada en laboratorio es diferente en tipo y comportamiento de la empleada en obra.
- 2 ) El efecto de pared (que surge de la relación de superficie a volumen) es mayor en los especímenes de laboratorio que en la estructura de tamaño natural, por lo que el contenido de arena de la mezcla determinada en laboratorio puede ser demasiado elevado.

Otros factores, como los efectos del manejo, la transportación, las demoras en el colado y las condiciones del clima también pueden influir en las propiedades del concreto en

la obra, pero estas generalmente son secundarias y no necesitan mas que ajustes menores en las proporciones de la mezcla durante el progreso de la obra.

Factores de la elección de las propiedades de la mezcla.

En esta etapa seria conveniente volver a expresar el problema básico; debemos tratar de determinar el proporcionamiento de la mezcla de concreto más económica, que sea satisfactoria tanto en estado fresco como endurecida.

A continuación se proponen métodos para la dosificación del concreto normal más comunes:

## **VI.2 Método por curvas de Abrahms**

Para este método se dará una breve explicación de la obtención de los valores de agua-cemento ( $A/C$ ), grava arena ( $g/a$ ) y contenido de agua.

A partir del  $f'c$  de proyecto se calcula la relación ( $A/C$ ).

En el eje vertical de la tabla correspondiente (tabla 1), se localiza la resistencia de proyecto, con una horizontal se corta la curva de la intersección, se traza una recta vertical hasta llegar al eje horizontal donde se encuentra la relación agua-cemento necesaria para obtener la resistencia de proyecto.

Para determinar la relación ( $g/a$ ) en peso, se emplea la gráfica del módulo de finura de la arena ( $MF$ ) se traza en el eje vertical el valor de este y con una línea horizontal se

inserta hacia la derecha hasta la curva que corresponde al tamaño máximo de agregado (TMA), proyectando hacia el eje el punto de intersección al eje horizontal, se obtiene la relación grava-arena en peso.

En caso necesario se puede hacer una interpolación de valores, pero se deberá tener cuidado para obtener resultados aceptables.

Con el valor de la relación (g/a) se refiere a la gráfica del contenido de agua, en el eje horizontal se encuentra la relación grava-arena proyectando una línea vertical hacia arriba hasta la curva del agregado máximo (TMA) que se tenga. El punto de intersección se proyecta horizontalmente sobre el eje vertical, leyendo el contenido neto de agua en litros por metro cúbico de concreto fresco para revenimiento de 10 cms.

Ejemplo :

$f'c$  de proyecto = 250 Kg/cm<sup>2</sup>

TMA = 1 5"

MF arena = 2 80

#### Propiedades físicas de los agregados:

Material	MF	Peso Volumétrico	Peso Específico o Densidad	Absorción	Humedad total
Cemento		1,515	3.15		
Agua		1000	1.00		
Grava 1 5"		1,600	2.68	0.5%	2%
Arena	2 8	1,180	2.64	0.7%	6%

Simbología .

C = Cemento

A = Agua

a = Arena

g = Grava

A/C = Relación Agua-Cemento

MF = Módulo de finura

(a+g) = Volumen de agregados

g/a = Relación grava-arena

$d_g$  = Densidad de la grava

$d_a$  = Densidad de la arena

Calculo:

Primero:

Obtener la relación agua-cemento por peso en la tabla 1. Entrando al eje vertical con la resistencia de  $250 \text{ Kg/cm}^2$ , trazamos una horizontal, hasta interceptar con la curva (A), posteriormente, trazamos una vertical hasta interceptar con el eje horizontal, para obtener la relación agua-cemento en peso.

$$\therefore A/C = 0.56$$

Segundo:

Obtener la relación grava-arena por peso, en la tabla 2. Entrando al eje vertical con el módulo de finura igual a 2.8, trazamos una horizontal, interceptando con la diagonal del TMA (1.5"), posteriormente trazamos una vertical hasta interceptar con el eje horizontal para obtener la relación grava-arena por peso.

$$\therefore g/a = 1.57$$

Tercero:

Obtener el contenido de agua en  $\text{lt/m}^3$ , en la tabla 3. Entrando al eje horizontal con una relación agua-arena = 1.57, trazamos una vertical, interceptando con la curva del agregado máximo 1.5" posteriormente, trazamos una horizontal hasta interceptar con la vertical, para obtener el contenido de agua.

$$\therefore \text{Contenido de agua} = 174 \text{ lt.}$$

Cuarto:

Obtener la cantidad de cemento.

$$\text{Si tenemos: } A/C = 0.56 \text{ y } A = 174 \text{ lt.}$$

$$\therefore C = 174 / 0.56$$

$$C = 311 \text{ Kg}$$

Quinto:

Obtener el volumen de lechada. El volumen de lechada es la suma de lo volumen absoluto del cemento más el agua de mezclado.

$$\text{Volumen de lechada} = 311/3.15 + 174 = 272.73 \text{ lt}$$



Sexto

Obtener el volumen de agregado Si el volumen unitario de concreto es 1,000 lt

$$\therefore C + A + a + g = 1,000 \text{ y el volumen de lechada es}$$

$$(A + C) = 272.73 \text{ lt}$$

Entonces el volumen de agregados es la diferencia del volumen unitario de concreto menos el volumen de lechada.

$$(a + g) = 1,000 - 272.73 = 727.27 \text{ lt}$$

Séptimo

Obtener el volumen de arena y grava. La relación g/a esta dada en peso, por lo que hay que convertirla a volumen, esto se consigue multiplicando este valor por el inverso de la densidad de los agregados.

$$\begin{aligned} g/a \text{ (peso)} &= 1.57 \\ g/a(\text{vol}) &= 1.57 \times ((1/d_g)/(1/d_a)) \end{aligned}$$

De las siguientes fórmulas deducimos:

$$g/a \text{ (vol)} = 1.57 \times ((1/2.68) / (1/2.64)) = 1.55$$

$$\therefore g = 1.55 a \dots \dots \dots (1)$$

Sabemos que:

$$(a + g) = 727.27 \dots \dots \dots (2)$$

Tenemos

$$a + 1.55 a = 727.27$$

$$2.55a = 727.27$$

$$a = 727.27 / 2.55$$

$$a = 285 \text{ lt} = 285/1,000 = 0.285 \times 2.64 \times 1,000 = 752 \text{ Kg}$$

Sustituyendo el valor de (a) en (1):

$$\therefore g = 1.55 (285) = 442 \text{ lt.} = 442 / 1,000 = (0.442)(2.68)(1,000) = 1,185 \text{ Kg}$$

**Proporcionamiento:**

Material	Cantidad por m <sup>3</sup> (peso) Kg	Cantidad por m <sup>3</sup> (vol.) m <sup>3</sup>	Cantidad por m <sup>3</sup> (vol.) lt.
Cemento	311	0.099	99
Agua	174	0.174	174
Grava 1.5"	1,185	0.442	442
Arena	752	0.285	285
	2,442	1.000	1,000

Octavo.

Ajustar los pesos del agregado. Sabemos que la humedad total del agregado grueso y fino es de 2% y 6% respectivamente, por lo tanto para obtener el agregado grueso y fino (mojado) las cantidades obtenidas en el proporcionamiento se multiplican por: 1.02 y 1.06 respectivamente.

$$\text{Agregado grueso (mojado)} = 1,185(1.02) = 1,209$$

$$\text{Agregado fino (mojado)} = 752(1.06) = 797$$

El agua absorbida no forma parte del agua de mezclado y debe de quedar excluida del ajuste de agua adicional entonces el agua superficial proporcionada por el agregado grueso será:  $(2-0.5\%) = 1.5\%$  y del agregado fino  $(6-0.7\%) = 5.3\%$  entonces el requerimiento estimado de adición de agua será:

$$174 - 1,185(0.015) - 752(0.053) = 116 \text{ Kg}$$

Entonces los pesos estimados de mezclas para un metro cúbico de concreto son:

Agua (por añadir)	116 Kg
Cemento	311 Kg
Agregado grueso (mojado)	1,209 Kg
Agregado fino (mojado)	797 Kg

### Ajustes de la mezcla tentativa

La mezcla calculada se deberá verificar por medio de mezclas tentativas preparadas y ensayadas, o con mezclas de campo a escala natural. En este paso, sólo se deberá emplear el agua necesaria para dar el revenimiento requerido, independientemente de la calidad estimada en la mezcla estimada tentativa. El concreto se deberá revisar por peso unitario y por volumen producido. Se tendrá cuidado de observar una manejabilidad apropiada, libre de segregación y con buenas propiedades de acabado.

En algunos casos se necesitara una mayor cantidad de agua, en estos casos el consumo de cemento debe ser aumentado para mantener la misma relación, agua-cemento (a/c), garantizando así la resistencia de proyecto. También puede darse el caso que la mezcla requiera una menor cantidad de agua que la determinada en él calcula pero es recomendable que no se haga ningún ajuste al consumo de cemento.

#### Noveno:

Para la mezcla de prueba de laboratorio, se considera reducir los pesos para producir  $0.023 \text{ m}^3$  de concreto. La cantidad calculada de agua por añadir es  $(116 \times 0.023) = 2.67$ , pero la cantidad que se empleo en realidad para obtener 8 o 10 cm de revenimiento fue de 3.17 Kg entonces la mezcla se compone de.

Nota: Las cantidades obtenidas de agua, cemento, agregados grueso y fino del octavo paso se multiplican por  $0.023 \text{ m}^3$  de concreto.

Agua (añadida)	3.17 Kg
Cemento	7.15 Kg
Agregado grueso (mojado)	27.81 Kg
Agregado fino (mojado)	18.33 Kg
Total	56.46 Kg

El concreto tiene un revenimiento de 5 cm y un peso unitario de  $2390 \text{ Kg/cm}^3$ . Para proporcionar la fluencia apropiada y otras características para mezclas futuras, se hacen los siguientes ajustes.

La fluencia de la mezcla de prueba es:

$$56.46 / 2,390 = 0.0236 \text{ m}^3$$

y el contenido de agua añadida es:

$$3.17 + (27.81/1.02) = 27.26 (0.015) = 0.41 + (18.33/1.06) = 17.29(0.053) = 0.92$$

$$\therefore 3.17 + 0.41 + 0.92 = 4.5 \text{ Kg}$$

Entonces el agua de mezclado requerida para un metro cúbico es:

$$(4.5/0.0236) = 191 \text{ Kg}$$

Como el revenimiento es menor debemos incrementar 2 Kg, para elevar el revenimiento de los 5 cm medidos, a los 8 o 10 cm deseados entonces el agua neta será:

$$191 + 2 = 193 \text{ Kg}$$

Por consiguiente con el incremento del agua de mezclado, se requerirá cemento adicional para obtener la relación agua-cemento de 0.56. Entonces, el nuevo contenido de cemento será.

$$193/0.56 = 345 \text{ Kg}$$

La cantidad de agregado por metro cúbico será:

$$27.81/0.0236 = 1,178 \text{ Kg (mojado)}$$

$$1,178/1.02 = 1,155 \text{ Kg (seco)}$$

$$1,155(1.005) = 1,161 \text{ Kg (SSS)}$$

La cantidad de arena requerida será:

$$2,390 - (193 + 345 + 1,161) = 691 \text{ Kg (SSS)}$$

o

$$691/1.007 = 686 \text{ Kg (seco)}$$

Los pesos básicos ajustados, por metro cúbico de concreto son:

Agua (mezclado neto)	193 Kg
Cemento	345 Kg
Agregado grueso (seco)	1,155 Kg
Agregado fino (seco)	686 Kg

### Dosificación en peso y en volumen.

De las cantidades obtenidas en el diseño de mezclas, es posible reproducir un volumen de concreto equivalente a un saco de cemento que integran la mezcla y la división del contenido de materiales en peso entre sí mismo

Relación por saco de cemento:

Cemento	345/50	6.90	50
Agua	193/6.9	27.97	28 lt.
Grava 1.5"	1,155/6.9	167.39	167 Kg
Arena	686/6.9	99.42	99 Kg

Relación en peso

La relación en peso se entiende también con respecto al peso del cemento.

Cemento	50/50	1.00	1.0
Agua	28/50	0.56	0.6
Grava 1.5"	167/50	3.34	3.3
Arena	99/50	1.98	1.9

Volumen aparente por saco de cemento:

El volumen aparente de la mezcla correspondiente a un saco de cemento de 50 Kg se determina dividiendo la relación por saco de cemento entre los pesos volumétricos de los materiales.

Cemento	50/1.515	33	33.0 lt.
Agua	28/1.000	28.0	28.0 lt
Grava 1.5"	167/1.600	104.38	104.4 lt
Arena	99/1.180	83.90	83.9 lt.

Relación en volumen aparente.

Cemento	33/33	1.00	1.00
Agua	28/33	0.85	0.85
Grava 1.5"	104.40/33	3.16	3.16
Arena	83.90/33	2.54	2.54

El volumen absoluto de la mezcla correspondiente a un saco de cemento se determina dividiendo las cantidades del material entre su densidad o su peso específico

Volumen absoluto por saco de cemento.

Cemento	50/3.15	15.87	15.9
Agua	28/1.00	28.0	28.0
Grava 1.5"	104.40/2.68	38.95	38.9
Arena	83.90/2.64	31.78	31.8

## CURVAS DE ABRAHMS

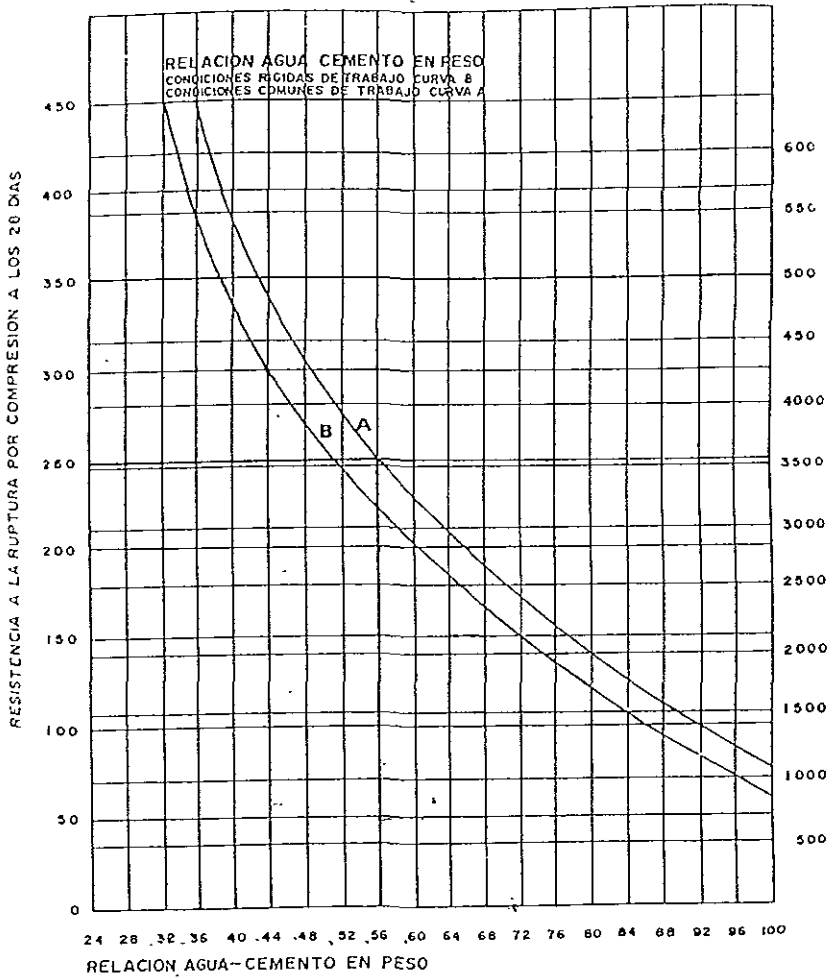


Tabla VI 1

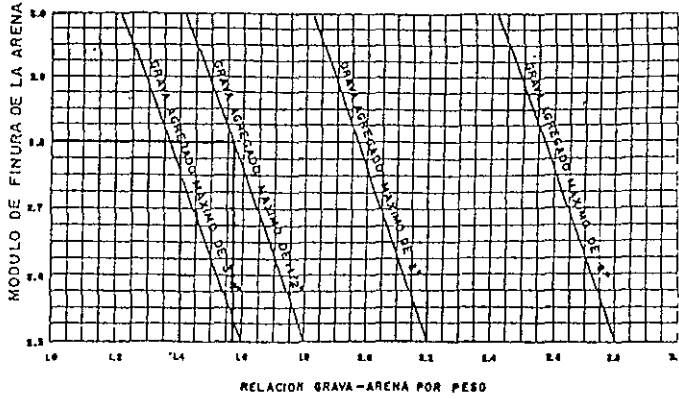


Tabla VI.2

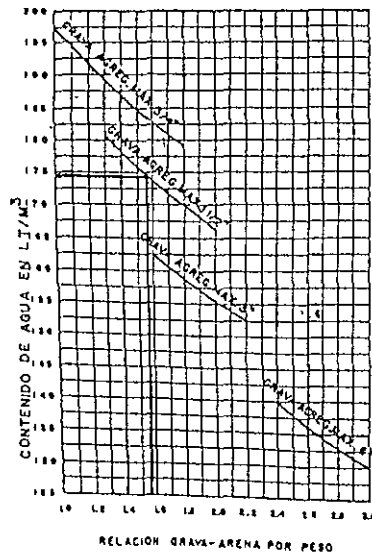


Tabla VI.3



### VI.3 Método estadounidense para el diseño de mezclas “ACI”

El método del ACI se funda en el hecho de que para un tamaño máximo dado de agregado, el contenido de agua en kilogramos por metro cúbico determina la trabajabilidad de la mezcla, independientemente de las proporciones de la mezcla. El contenido relativo de agua para diversas trabajabilidades se indica en la tabla VI.4 a y la tabla VI.4 b indica el contenido real para una consistencia (plástica) de referencia. De esta manera es posible iniciar el diseño de la mezcla, seleccionando el contenido de agua a partir de estas dos tablas. Los valores indicados son para agregados gruesos angulares bien formados y, en la práctica, hay algunas variaciones debidas a diferencias en la forma y textura del agregado.

Debemos agregar también que en mezclas con un exceso en el contenido de cemento de 360 o 390 Kg/m<sup>3</sup> el requerimiento de agua es mayor.

Se supone, además, que la relación óptima del volumen bruto del agregado grueso con el volumen total del concreto depende sólo del tamaño máximo de agregado y de la granulometría del agregado fino. La forma de las partículas de agregado grueso no entra directamente en la relación, puesto que, por ejemplo, un agregado triturado tiene mayor volumen bruto, conservando el mismo peso (es decir, menor peso volumétrico) que un agregado redondeado. Por lo tanto, el factor de forma se toma en cuenta automáticamente en la determinación del peso volumétrico. La tabla VI.5 indica valores del volumen óptimo del agregado grueso cuando se emplea con agregados finos de diferentes módulos de finura.

Así pues, una vez elegido el tamaño máximo y el tipo de agregado, para poder obtener concreto de cierta trabajabilidad, consideramos el contenido de agua de las tablas VI.4 a y b y el peso volumétrico del agregado grueso de la tabla VI.5. Dada la densidad

relativa del agregado grueso, se determina su volumen absoluto. Se elige ahora la relación agua/cemento de la manera habitual para satisfacer los requisitos tanto la resistencia como la durabilidad y se calcula el contenido de cemento dividiendo el contenido de agua por la relación agua/cemento. Tenemos, entonces, los volúmenes absolutos de agua, agregado grueso y cemento y, restando la suma de éstos del volumen total de concreto, encuentra el volumen absoluto del agregado fino que hay que agregar a la mezcla. Si se multiplica este volumen por la densidad relativa del agregado fino y por el peso unitario del agua, se obtiene el peso de la arena. Opcionalmente, el peso del agregado fino puede obtenerse directamente, restando el peso total de otros componentes del peso de un volumen unitario de concreto, cuando esta puede estimarse por experiencia. Este enfoque es ligeramente menos preciso que el método de volumen absoluto.

Cuando se emplea aire incluido, debe dejarse lugar para su volumen antes de calcular el volumen del agregado fino.

#### Ejemplo.

Se requiere una mezcla con resistencia media a la compresión de  $352 \text{ Kg/cm}^2$  y revenimiento de 50.8 mm, y se usará cemento Portland normal. El tamaño máximo de agregado es de 1.5", su peso volumétrico es de  $1602 \text{ Kg/m}^3$  y su densidad relativa es de 2.64. el agregado fino disponible tiene un módulo de finura de 2.60 y una densidad relativa de 2.58.

A partir de las tablas VI.4 a y b el requerimiento de agua es de  $175 \times 0.92 = 161 \text{ Kg/m}^3$  de concreto y se calcula que el aire atrapado ocupa el 1% del volumen del concreto. La relación agua/cemento se calcula por la tabla VI.6 a como 0.48. Por lo tanto, el contenido de cemento es de  $161/0.48 = 335 \text{ Kg/m}^3$ . La tabla VI.5 indica el volumen bruto del agregado grueso por volumen unitario de concreto como 0.73 (empleando el agregado fino dado). Por lo tanto, el peso del agregado grueso por metro cúbico de concreto es de  $0.73 \times 1602 \text{ Kg/m}^3 = 1169.5 \text{ Kg/m}^3$ .

Ahora podemos expresar los volúmenes absolutos de los componentes de la mezcla por metro cúbico de concreto

Cemento	$(335/(3.15 \times 1000))$	$0.106 \text{ m}^3$
Agua	$(161/1000)$	$0.161 \text{ m}^3$
Agregado grueso	$(1169.5/(2.64 \times 1000))$	$0.443 \text{ m}^3$
Aire atrapado	$(0.01 \times 1)$	0.01
Total		$0.72 \text{ m}^3$

Por lo tanto, el volumen requerido de agregado fino es de  $1 - 0.72 = 0.28 \text{ m}^3$ . Esto corresponde a  $0.28 \times 2.58 \times 1000 = 722.4 \text{ kg}$ . Así pues, los pesos de los materiales por metro cúbico de concreto son

Cemento	335
Agua	161
Agregado fino	722
Agregado grueso	1169.5
Total	2387.5

Por lo tanto, la densidad del concreto es de  $2387.5 \text{ Kg/m}^3$ . Los cálculos correspondientes en el sistema S. I de mediciones son como se indica a continuación: la resistencia media a la compresión requerida es de 34 Mpa, el revenimiento debe de ser de 50 mm, el tamaño máximo del agregado es de 40 mm y el peso volumétrico del agregado grueso es de  $1600 \text{ Kg/m}^3$ , su densidad relativa es de 2.64. Al igual que antes, el módulo de finura del agregado fino es de 2.60 y su densidad relativa, de 2.58. La densidad absoluta en  $\text{Kg/m}^3$  es numéricamente 1000 veces mayor que la densidad relativa.

A partir de las tablas VI.4 a y b, el requisito de agua es de  $175 \times 0.92 = 160 \text{ Kg/m}^3$  y el contenido de aire atrapado es del 1%. En la tabla VI.6 a la relación agua/cemento es de 0.48. Por lo tanto, el contenido de cemento es de  $160/0.48 = 335 \text{ Kg/m}^3$ . La tabla VI.5 proporciona el volumen bruto del agregado grueso por volumen unitario de concreto como 0.74. Por lo tanto, el peso del agregado grueso por metro cúbico de concreto es de  $0.74 \times 1600 = 1180 \text{ Kg}$ .

Los volúmenes absolutos de los componentes de la mezcla por metro cúbico de concreto son, por lo tanto:

Cemento	$(334/(3.15 \times 1000))$	$0.106 \text{ m}^3$
Agua	$(160/1000)$	$0.160 \text{ m}^3$
Agregado grueso	$(1180/(2.64 \times 1000))$	$0.447 \text{ m}^3$
Aire atrapado	$(0.01 \times 1)$	$0.010 \text{ m}^3$
Total		$0.723 \text{ m}^3$

Por lo tanto, el volumen requerido de agregado fino es:  $1 - 0.723 = 0.277 \text{ m}^3$

Esto corresponde a:  $0.277 \times 2.58 \times 1000 = 715 \text{ Kg}$

Por lo tanto, los pesos de los materiales por metro cúbico de concreto son :

Cemento	334 Kg
Agua	160 Kg
Agregado fino	715 Kg
Agregado grueso	1180 Kg
Total	2389 Kg

Por lo tanto, el peso volumétrico del concreto es de 2389 Kg/m

Tabla VI.4 a Requerimientos relativos de agua de mezclado para lograr diferentes consistencias del concreto <sup>6 22</sup>					
Descripción	Consistencia				
	Revenimiento mm	Pulgadas	Vebe (s)	Factor de compactación	Contenido relativo de agua, porcentaje
Extremadamente seco	-	-	32-18	-	78
Muy rígido	-	-	18-10	0.70	83
Plástico	0-30	0-1	10-5	0.75	88
Rígido plástico	30-80	1-3	5-3	0.85	92
Plástico (referencia)	80-130	3-5	3-0	0.91	100
Fluido	130-180	5-7	-	0.95	106

Tabla VI 4 b Contenido aproximado de agua de mezclado para la mezcla (plástica) de referencia de la tabla VI.4 a. para diferentes tamaños máximos de agregado. <sup>62, 622</sup>

Tamaño máximo del agregado		Contenido de agua sin aire incluido	Contenido de aire atrapado	Contenido de agua con aire incluido*
Mm	Pulgadas	Kg/m <sup>3</sup>	Porcentaje	Kg/m <sup>3</sup>
10	3/8	225	3	200
12.5	1/2	215	2.5	190
20	3/4	200	2	180
25	1	195	2.5	175
40	1 1/2	175	1	160
50	2	170	0.5	155
70	3	160	0.3	150
150	6	140	0.2	135

\* Para mezclas con revenimientos inferiores a 30 mm no se proporcionan los contenidos de agua de concreto con tamaño de agregado mayor de 40 mm <sup>62</sup>

En la tabla 7 14 modulo III del libro de (Tecnología del Concreto de Neville) en durabilidad del concreto, se proporcionan los contenidos de aire para diferentes niveles de exposición

Tabla VI 5 Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto <sup>62</sup>

Tamaño máximo de agregado		Volumen de agregado grueso compactado con vanilla, por volumen unitario de concreto para módulo de finura de la arena de:			
Mm	pulgadas	2.40	2.60	2.80	3.00
10	3/8	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5	1/2	0.59	0.57	0.55	0.53
20	3/4	0.66	0.64	0.62	0.60
25	1	0.71	0.69	0.67	0.65
40	1 1/2	0.75	0.73	0.71	0.69
50	2	0.78	0.76	0.74	0.72
70	3	0.82	0.80	0.78	0.76
150	6	0.87	0.85	0.83	0.81

Los valores dados producirán una mezcla con una trabajabilidad adecuada para concreto reforzado. Para concretos menos trabajable, tal como el usado en la construcción de pavimentos de concreto, los valores pueden ser incrementados en un 10 %. Para concretos más trabajables, tales como los requeridos para colocarse mediante bombo, los valores pueden reducirse en un 10 %.

### VI.5 Combinación de agregados para obtener una granulometría tipo

Aunque no existen granulometrías ideales punto que hemos subrayado repetidamente es conveniente dosificar los materiales disponibles, de manera que la granulometría del agregado combinado sea similar a una de las curvas tipo de la fig. IV.16 a IV.18 contenidas en capítulo IV. Esto puede hacerse mediante cálculos o gráficamente, por medio del método de la Road Note No. 4.<sup>63</sup>

Ambos procedimientos se ilustran mejor mediante ejemplos.

Supongamos que las granulometrías del agregado fino y de las dos fracciones de tamaño del agregado grueso son las que aparecen en la tabla VI 7, y que vamos a combinar los materiales para aproximarlos a la granulometría más gruesa de la figura IV 17 (curva 1). En esta curva, el 24% del total pasa por la malla de 4 75 mm (3/16 ") y el 50% pasa por la de 19 mm (3/4 ").

Dejemos que x,y,z sean las proporciones de agregados finos de 19.0 – 4,75 mm (3/4 " – 3/16 ") y 38.1 – 19 0 mm (1 1/2 " – 3/4 "). Entonces, para satisfacer la condición de que el 50% del agregado combinado pasa por la criba de 19 0 mm (3/4") tenemos:

$$1.0 + 0.99y + 0.13z = 0.5 (x + y + z)$$

La condición del que el 24% del agregado combinado pase por la criba de 4.75 mm (3/16 ") puede expresarse como:

$$0.99x + 0.05y + 0.02z = 0.24 (x + y + z)$$

De estas dos ecuaciones se deduce:

$$X:Y:Z = 1:0.94:2.59$$

Es decir, los tres agregados se combinan en proporciones de 1:0.94:2.59

Para encontrar la granulometría del agregado combinado se multiplican las columnas (1),(2) y (3) de la tabla VI 7, por 1, 0.94 y 2.59 respectivamente; los productos se muestran en las columnas (4),(5) y (6) Ahora, sumamos estas tres columnas (columna 7) y dividimos la suma por  $1 + 0.94 + 2.59 = 4.53$  El resultado, que aparece en la columna (8), es la granulometría al porcentaje más cercano, ya que debido a la variabilidad de los materiales cualquier precisión aparente más elevada no tiene significado alguno.

La figura VI 3 muestra la granulometría del agregado combinado, junto con la curva tipo de la Road Note No.4 <sup>63</sup> Las desviaciones son aparentes y ciertamente inevitables, ya que la concordancia con la curva tipo generalmente sólo es posible en puntos especificados. La granulometría de nuestro agregado es ligeramente más fina que la del agregado tipo, por lo que, para cualquier trabajabilidad deseada, puede emplearse una mezcla ligeramente más rica que la indicada en la tabla VI.8.

El método gráfico se muestra en la figura VI 4. Primero se combinan los dos agregados empleando como criterio al porcentaje que pasa por la criba de 19.0 mm (3/4 “)

El porcentaje que pasa se marca a lo largo de tres lados de un cuadrado. Los valores para los dos agregados gruesos se sitúan en dos lados opuestos y los puntos correspondientes al mismo tamaño de criba se unen con líneas rectas. Después se traza una línea vertical a través del punto en que la línea que une los valores de 19.0 mm (3/4”) intercepta la línea horizontal que representa el porcentaje correcto de agregado menor de 19.0 mm (3/4”). En nuestro caso,  $(50 - 24) = 26$  partes de agregado más grueso que 9.50 mm (3/4”) deben pasar por la criba de 19,0 mm, en tanto que en 50 partes serán retenidas. La relación es, por lo tanto, de 26: (50 + 26), o sea el 34% de todo el agregado grueso Por lo tanto, se traza una línea

horizontal a través del punto del 34% hasta interceptar la línea de 19.0 mm (3/4") en el punto A. Una vertical a través de A indica la cantidad de material de 19.0 – 4.75 mm (3/4" – 3/16") como porcentaje del agregado grueso total. En la figura VI.4 a, este valor es del 24%. La línea vertical también indica la granulometría del agregado grueso combinado, que a su vez se combina con el agregado fino de manera similar a la ya descrita (figura VI.4 b). Observamos que de 22 partes de agregado fino han de combinarse con 78 partes de agregado grueso, más grueso que la criba de 4.75 mm (3/16"). Por lo tanto, el agregado se proporciona como 22: (24/100) x 78: (76/100) x 78, o como 1:0.85:1.69. La línea vertical a través de B (figura VI.4b) indica la granulometría combinada del agregado, obtenida al proporcionar los tres agregados en relación de 1:0.85:2.69. Esto concuerda con el agregado obtenido antes por cálculo, pero ambos métodos son aproximaciones basadas en cantidades que pasan por dos tamaños de malla especificados. También se ha desarrollado un método que combina cuatro agregados.

En la Road Note No. 4 se presentan ejemplos adicionales del método gráfico.<sup>63</sup>

Es posible trazar (en una figura del tipo de la VI.4b) envolventes de las granulometrías estándar: puesto que cualquier línea vertical representa una posible granulometría, se aprecia de inmediato si es posible obtener o no una granulometría dentro de la envolvente; entonces el rango de proporciones está indicado por un punto similar a B, correspondiente a cualquier línea vertical elegida.



**Tabla VI 7 Ejemplo de la combinación de agregados para obtener una granulometría tipo**

Tamaño del tamiz B S		Porcentaje acumulado que pasa por.							Granulometría del agregado combinado
		Agregado fino	19 0-475 mm (3/4"-3/16")	38.1-19 0 mm (1 1/2"-3/4")	(1)x1	(2)x0.94	(3)x2.59	(4)+(5)+(6)	(7) 4.53
mm o µm	Pulg o No	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
38.1	1 1/2	100	100	100	100	94	259	453	100
19.0	3/4	100	99	13	100	93	34	227	50
9.50	3/8	100	33	8	100	31	21	152	34
4.75	3/16	99	5	2	99	5	5	109	24
2.36	8	76	0	0	76	0	0	76	17
1.18	16	58			58			58	13
600	30	40			40			40	9
300	50	12			12			12	3
150	100	2			2			2	1/2

Grado de trabajabilidad	Muy bajo				Bajo				Medio				Alto					
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4		
Número de curva granulométrica en la figura 3.17																		
Relación agua/cemento por peso	0.35	4.0	3.9	3.5	3.2	3.4	3.3	3.2	2.9	2.9	2.8	2.6	2.5	2.7	2.5	2.3	2.3	
	0.40	5.3	5.3	4.7	4.3	4.5	4.5	4.2	3.8	3.8	3.8	3.7	3.4	3.5	3.5	3.3	3.1	
	0.45	6.5	6.5	5.9	5.3	5.6	5.6	5.3	4.8	4.6	4.7	4.6	4.3	4.1	4.4	4.3	4.0	
	0.50	7.7	7.7	7.1	6.3	6.7	6.6	6.3	5.7	5.4	5.7	5.5	5.1	4.8	5.2	5.1	4.8	
	0.55	—	—	8.1	7.3	7.6	7.6	7.2	6.6	6.2	6.5	6.3	5.8	X	5.9	6.0	5.5	
	0.60			—	—	—	—	—	7.4	7.0	7.3	7.1	6.6	X	X	6.7	6.2	
	0.65								8.1	7.8	8.1	7.8	7.2	X	X	7.3	6.9	
	0.70								—	—	—	—	7.9	X	X	—	7.4	
	0.75													—	X	X	—	8.0
	0.80														X	X	—	—

(Derechos de autor reservados a la Corona Británica.)

— Indica que la mezcla estuvo fuera del rango de las pruebas

X Indica que la mezcla tendría segregación

Estas proporciones se basan en densidades de aproximadamente 2.5 para el agregado grueso y de 2.6 para el agregado fino.

**Tabla VI 8 Relación agregado/ cemento (por peso) Requerida para dar cuatro grados de trabajabilidad con diferentes granulometrías de agregado irregular de 38.1 mm. (1 1/2") véase la figura IV.17**

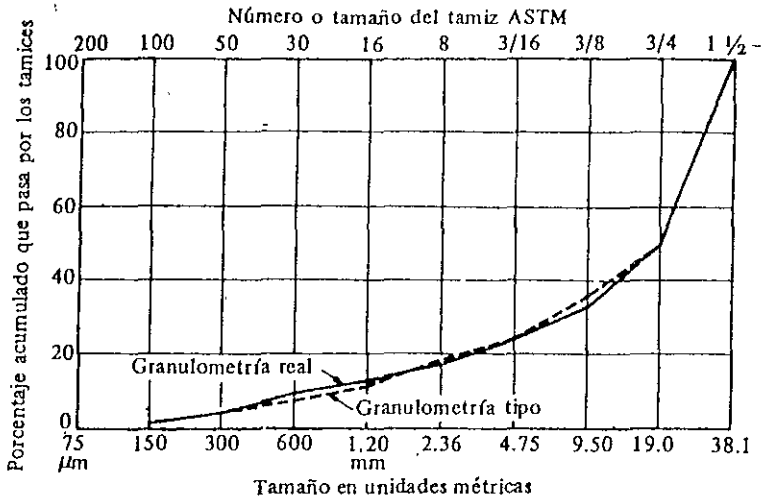
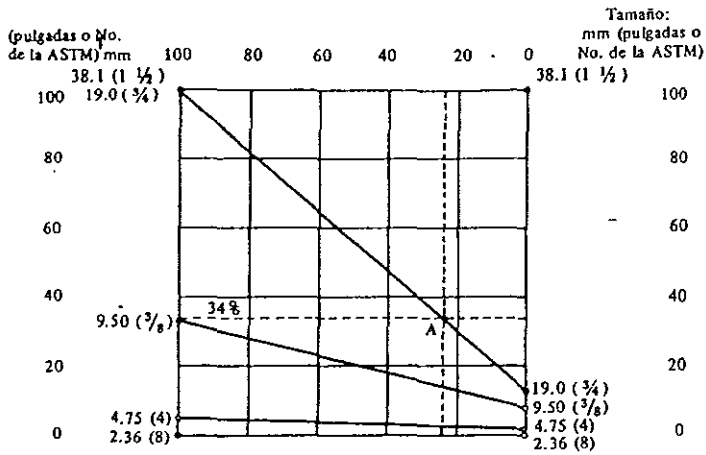
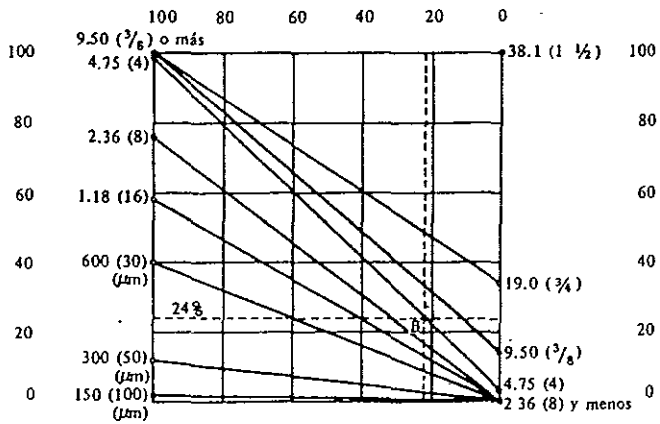


Fig. VI.3 Granulometría del agregado para el ejemplo de la tabla VI.7.



a) Combinación de agregados gruesos



b) Combinación de a con agregado fino

Fig. VI.4 Método gráfico para combinar agregados (ejemplo de la tabla VI.7)

## **CAPITULO VII**

### **DOSIFICACION Y FABRICACION DE ESPECIMENES DE CONCRETO CON DIFERENTES AGREGADOS**

## **CAPITULO VII**

### **DOSIFICACION Y FABRICACION DE ESPECIMENES DE CONCRETO CON DIFERENTES AGREGADOS.**

Los principales métodos para la dosificación del concreto normal, fueron expuestos ya con anterioridad en el capítulo VI, dichos métodos varían un poco en su enfoque, pero técnicamente todos nos llevan a la obtención de un concreto que cumpla con las necesidades para las cuales se requiera en el ramo de la construcción

En este capítulo realizaremos la dosificación de cuatro diferentes agregados gruesos: “Grava”, “Balasto”, “Tezontle” y “Boleo”, los cuales fueron elegidos debido a la disponibilidad que presentaron para su obtención, el método que se utilizara será “Método por curvas de Abrahms”, las gráficas y el procedimiento esta contenido en el capítulo VI, pero se desarrollara el procedimiento completamente para una mejor comprensión de lo expuesto.

Los datos utilizados en este capítulo fueron obtenidos en el laboratorio de la ENEP Aragón y detallados en el capítulo V (Pruebas de laboratorio aplicadas a los agregados gruesos), así como la fabricación de los cilindros fabricados con los proporcionamientos obtenidos en este capítulo

### VII.1 Dosificación de la “Grava” utilizando “Método por curvas de Abrahms”

$$f'c \text{ de proyecto} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$TMA = 3/4 \text{ ''}$$

$$MF_{\text{arena}} = 2.8$$

Propiedades físicas de los agregados

Material	MF	Peso volumétrico	Peso específico y densidad	Absorción	Humedad total
Cemento		1515	3.15		
Agua		1000	1.0		
Boleo 3/4''		1393	2.36	0.65	3.8
Arena	2.8	1683	2.35	0.59	5.4

Simbología :

C = Cemento

A = Agua

.a = Arena

.g = Grava

A/C = Relación Agua-Cemento

MF = Módulo de finura

(a+g) = Volumen de agregados

g/a = Relación grava-arena

dg = Densidad de la Grava

da = Densidad de la Arena

Calculo :

Primero :

Obtenemos la Relación agua-cemento de la tabla 1 contenida en el capítulo VI

$$\therefore A/C = 0.56$$

Segundo:

De la tabla 2 contenida en el capítulo VI obtenemos la relación grava-arena

$$\therefore g/a = 1.37$$

Tercero:

De la tabla 3 contenida en el capítulo VI obtener el contenido de agua en  $\text{lt/m}^3$ .

$$\therefore \text{Contenido de agua} = 187.5 \text{ lt m}^3.$$

Cuarto.

Obtener la cantidad de cemento:

$$\text{Si tenemos } A/C = 0.56 ; A = 187.5$$

$$\therefore C = (187.5/0.56) = 335 \text{ kg}$$

$$C = 335 \text{ kg}$$

Quinto.

Obtener el volumen de lechada El volumen de lechada es la suma del volumen absoluto del cemento más el agua de mezclado

$$\text{Volumen de lechada} = ((335/3.15) + 187.5 = 293.85 \approx 294$$

Sexto

Obtener el volumen de agregado. Si el volumen unitario de concreto es 1000 lt

$$\therefore C+A+a+g = 1000 \text{ lt}$$

$$\text{Y el volumen de lechada es } (A+C) = 294$$

Entonces el volumen de agregados es la diferencia del volumen unitario del concreto menos el volumen de lechada

$$\therefore (a + g) = 1000 - 294 = 706$$

Séptimo

Obtener el volumen de arena y grava. La relación g/a esta dada en peso, por lo que hay que convertirla a volumen, esto se consigue multiplicando este valor por el inverso de la densidad de los agregados

$$g/a \text{ (peso)} = 1.37$$

$$g/a \text{ (vol)} = 1.37 \times ((1/dg)(1/da))$$

De las siguientes formulas deducimos:

$$g/a (\text{Vol}) = 1.37 \times ((1/2.36)(1/2.35)) = 1.36$$

$$\therefore g = 1.36 a \dots \dots \dots (1)$$

Sabemos que:

$$(a + g) = 706 \dots \dots \dots (2)$$

Tenemos :

$$a + 1.36 a = 706$$

$$2.36 a = 706$$

$$a = (706/2.36) = 299.15$$

$$\therefore a = 299.15 \text{ lt} = 299.15/1000 = 0.29915 \text{ m}^3 \times 2.35 \times 1000 = 703$$

$$a = 703$$

Sustituyendo el valor de "a" en "1":

$$g = 1.36 (299.15) = 406.84$$

$$g = (406.84/ 1000) = 0.40684 \times 2.36 \times 1000 = 960.15$$

$$g = 960.15$$

### Proporcionamiento

Material	Cantidad por m <sup>3</sup> (peso) kg	Cantidad por m <sup>3</sup> (volumen) m <sup>3</sup>	Cantidad por m <sup>3</sup> (volumen) lt
Cemento	335	0.106	106
Agua	187.5	0.188	188
Grava	960.15	0.407	407
Arena	703	0.299	299
Suma	2185.65	1.000	1000



Octavo

Ajustar los pesos del agregado. Sabemos que la humedad total del agregado grueso y fino es de 3.8% y 5.4% respectivamente, por lo tanto para obtener el agregado grueso y fino(mojado) las cantidades obtenidas en el proporcionamiento se multiplican por 1.038 y 1.054 respectivamente

$$\text{Agregado grueso (mojado)} = 960.15 (1.038) = 996.63$$

$$\text{Agregado fino (mojado)} = 703 (1.054) = 740.96$$

El agua absorbida no forma parte del agua de mezclado y debe de quedar excluida del ajuste de agua adicional, entonces, el agua superficial proporcionada por el agregado grueso será  $(3.8-0.65\%) = 3.15\%$  y del agregado fino  $(5.4-0.59\%) = 4.81\%$  entonces el requerimiento estimado de adición de agua será:

$$187.5 - 960.15 (0.0315) - 703 (0.0481) = 123.5 \text{ Kg}$$

Entonces

Los pesos estimados de mezclas para un metro cúbico de concreto son:

Los pesos estimados para 1m <sup>3</sup> de concreto son	
Agua por añadir	123.5 Kg
Cemento	335 Kg
Agregado grueso (mojado)	996.63 Kg
Agregado fino (mojado)	740.96 Kg

Noveno:

Para la mezcla de prueba de laboratorio, se considera reducir los pesos para producir 0.053 m<sup>3</sup> de concreto, ya que es la cantidad que se ocupara para el llenado de nueve cilindros con dimensiones de  $D = 15 \text{ cm}$  y  $H = 30 \text{ cm}$ , los cuales posteriormente serán llevados a la falla en una maquina de compresión universal.

Cantidad de material para producir 0.053 m <sup>3</sup> de concreto		
Agua	123.541 x 0.053	6.48 Kg
Cemento	335 x 0.053	17.58 Kg
Grava	996.63 x 0.053	52.3 Kg
Arena	740.96 x 0.053	38.9 Kg

## VII.2 Dosificación del “Balasto” utilizando “Método por curvas de Abrahms”

$$f'c \text{ de proyecto} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$TMA = 3/4 \text{ “}$$

$$MF_{\text{arena}} = 2.8$$

### Propiedades físicas de los agregados

Material	MF	Peso volumétrico	Peso específico y densidad	Absorción	Humedad total
Cemento		1515	3.15		
Agua		1000	1.0		
Balasto 3/4”		1500	2.49	0.55	2.25
Arena	2.8	1683	2.35	0.59	5.4

Simbología :

C = Cemento

A = Agua

.a = Arena

.g = Grava

A/C = Relación Agua-Cemento

MF = Módulo de finura

(a+g) = Volumen de agregados

g/a = Relación Grava-arena

dg = Densidad de la Grava

da = Densidad de la Arena

Calculo

Primero .

Obtenemos la Relación agua-cemento de la tabla 1 contenida en el capítulo VI

$$\therefore A/C = 0.56$$

Segundo:

De la tabla 2 contenida en el capítulo VI obtenemos la relación grava-arena

$$\therefore g/a = 1.37$$

Tercero:

De la tabla 3 contenida en el capítulo VI obtener el contenido de agua en  $\text{lt}/\text{m}^3$ .

$$\therefore \text{Contenido de agua} = 187.5 \text{ lt m}^3.$$

Cuarto

Obtener la cantidad de cemento:

$$\text{Si tenemos } A/C = 0.56 ; A = 187.5$$

$$\therefore C = (187.5/0.56) = 335 \text{ kg}$$

$$C = 335 \text{ kg}$$

Quinto:

Obtener el volumen de lechada. El volumen de lechada es la suma del volumen absoluto del cemento más el agua de mezclado

$$\text{Volumen de lechada} = ((335/3.15) + 187.5 = 293.85 \approx 294$$

Sexto.

Obtener el volumen de agregado. Si el volumen unitario de concreto es 1000 lt

$$\therefore C+A+a+g = 1000 \text{ lt}$$

Y el volumen de lechada es  $(A+C) = 294$

Entonces el volumen de agregados es la diferencia del volumen unitario del concreto menos el volumen de lechada

$$\therefore (a + g) = 1000 - 294 = 706$$

Séptimo:

Obtener el volumen de arena y grava. La relación g/a esta dada en peso, por lo que hay que convertirla a volumen; esto se consigue multiplicando este valor por el inverso de la densidad de los agregados

$$g/a \text{ (peso)} = 1.37$$

$$g/a \text{ (vol)} = 1.37 \times ((1/dg)(1/da))$$

De las siguientes formulas deducimos:

$$g/a \text{ (Vol)} = 1.37 \times ((1/2.49)(1/2.35)) = 1.29$$

$$\therefore g = 1.29 a \dots\dots\dots(1)$$

Sabemos que:

$$(a + g) = 706 \dots\dots\dots(2)$$

Tenemos :

$$a + 1.29 a = 706$$

$$2.29 a = 706$$

$$a = (706/2.29) = 308.3$$

$$\therefore a = 308.3 \text{ lt} = 308.3/1000 = 0.3083 \text{ lt} \times 2.35 \times 1000 = 724.5$$

$$a = 724.5$$

Sustituyendo el valor de "a" en "1".

$$g = 1.29 (308.3) = 397.7$$

$$g = (397.7 / 1000) = 0.3977 \times 2.49 \times 1000 = 990.3$$

$$g = 990.3$$

### Proporcionamiento

Material	Cantidad por m <sup>3</sup> (peso) kg	Cantidad por m <sup>3</sup> (volumen) m <sup>3</sup>	Cantidad por m <sup>3</sup> (volumen) lt
Cemento	335	0.106	106
Agua	187.5	0.188	188
Balasto	990.3	0.398	398
Arena	724.5	0.308	308
Suma	2237.3	1.000	1000

### Octavo

Ajustar los pesos del agregado. Sabemos que la humedad total del agregado grueso y fino es de 2.25% y 5.4% respectivamente, por lo tanto para obtener el agregado grueso y fino(mojado) las cantidades obtenidas en el proporcionamiento se multiplican por 1.0225 y 1.054 respectivamente

$$\text{Agregado grueso (mojado)} = 990.3 (1.0225) = 1012.58$$

$$\text{Agregado fino (mojado)} = 724.5 (1.054) = 763.62$$

El agua absorbida no forma parte del agua de mezclado y debe de quedar excluida del ajuste de agua adicional, entonces, el agua superficial proporcionada por el agregado

grueso será.  $(2.25-0.55\%) = 1.7\%$  y del agregado fino  $(5.4-0.59\%) = 4.81\%$   
 entonces el requerimiento estimado de adición de agua será:

$$187.5 - 990.3 (0.017) - 724.5 (0.0481) = 135.8 \text{ Kg}$$

Entonces:

Los pesos estimados de mezclas para un metro cúbico de concreto son:

Los pesos estimados para 1m <sup>3</sup> de concreto son	
Agua por añadir	135.8 Kg
Cemento	335 Kg
Agregado grueso (mojado)	1012.58 Kg
Agregado fino (mojado)	763.62 Kg

Noveno:

Para la mezcla de prueba de laboratorio, se considera reducir los pesos para producir 0.053 m<sup>3</sup> de concreto, ya que es la cantidad que se ocupara para el llenado de nueve cilindros con dimensiones de D = 15 cm y H = 30 cm, los cuales posteriormente serán llevados a la falla en una maquina de compresión universal.

Cantidad de material para producir 0.053 m <sup>3</sup> de concreto		
Agua	135.8 x 0.053	7.133 Kg
Cemento	335 x 0.053	17.58 Kg
Balasto	1012.58 x 0.053	53.14 Kg
Arena	763.62 x 0.053	40.08 Kg

### VII.3 Dosificación del “Tezontle” utilizando “Método por curvas de Abrahms”

$$f'c \text{ de proyecto} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$TMA = 3/4 \text{ ''}$$

$$MF_{\text{arena}} = 2.8$$

Propiedades físicas de los agregados

Material	MF	Peso volumétrico	Peso específico y densidad	Absorción	Humedad total
Cemento		1515	3.15		
Agua		1000	1.0		
Tezontle		929	1.67	0.36	11.262
Arena	2.8	1683	2.35	0.59	5.4

#### Simbología

C = Cemento

A = Agua

a = Arena

g = Grava

A/C = Relación Agua-Cemento

MF = Módulo de finura

(a+g) = Volumen de agregados

g/a = Relación Grava-arena

dg = Densidad de la Grava

da = Densidad de la Arena

#### Calculo

##### Primero

Obtenemos la Relación agua-cemento de la tabla 1 contenida en el capítulo VI

$$\therefore A/C = 0.56$$

##### Segundo

De la tabla 2 contenida en el capítulo VI obtenemos la relación grava-arena

$$\therefore g/a = 1.37$$

##### Tercero

De la tabla 3 contenida en el capítulo VI obtener el contenido de agua en  $\text{lt/m}^3$ .

$$\therefore \text{Contenido de agua} = 187.5 \text{ lt m}^3.$$

Cuarto:

Obtener la cantidad de cemento:

$$\text{Si tenemos } A/C = 0.56 ; A = 187.5$$

$$\therefore C = (187.5/0.56) = 335 \text{ kg}$$

$$C = 335 \text{ kg}$$

Quinto:

Obtener el volumen de lechada. El volumen de lechada es la suma del volumen absoluto del cemento más el agua de mezclado

$$\text{Volumen de lechada} = ((335/3.15) + 187.5 = 293.85 \approx 294$$

Sexto:

Obtener el volumen de agregado. Si el volumen unitario de concreto es 1000 lt

$$\therefore C+A+a+g = 1000 \text{ lt}$$

$$\text{Y el volumen de lechada es } (A+C) = 294$$

Entonces el volumen de agregados es la diferencia del volumen unitario del concreto menos el volumen de lechada

$$\therefore (a + g) = 1000 - 294 = 706$$

Séptimo:

Obtener el volumen de arena y grava. La relación g/a esta dada en peso, por lo que hay que convertirla a volumen; esto se consigue multiplicando este valor por el inverso de la densidad de los agregados

$$g/a \text{ (peso)} = 1.37$$

$$g/a \text{ (vol)} = 1.37 \times ((1/dg)(1/da))$$



De las siguientes formulas deducimos:

$$g/a \text{ (Vol)} = 1.37 \times ((1/1.67)(1/2.35)) = 1.93$$

$$\therefore g = 1.93 a \quad \dots \dots \dots (1)$$

Sabemos que

$$(a + g) = 706 \quad \dots \dots \dots (2)$$

Tenemos .

$$a + 1.93 a = 706$$

$$2.93 a = 706$$

$$a = (706/2.93) = 240.96$$

$$\therefore a = 240.96 \text{ lt} = 240.96/1000 = 0.24096 \text{ m}^3 \times 2.35 \times 1000 = 566.26$$

$$a = 566.26$$

Sustituyendo el valor de "a" en "1":

$$g = 1.93 (240.96) = 465.1$$

$$g = (465.1 / 1000) = 0.4651 \times 1.67 \times 1000 = 776.72$$

$$g = 776.72$$

### Proporcionamiento

Material	Cantidad por m <sup>3</sup> (peso) kg	Cantidad por m <sup>3</sup> (volumen) m <sup>3</sup>	Cantidad por m <sup>3</sup> (volumen) lt
Cemento	335	0.106	106
Agua	187.5	0.188	188
Tezontle	776.72	0.465	465
Arena	566.26	0.241	241
Suma	1865.48	1.000	1000

Octavo:

Ajustar los pesos del agregado. Sabemos que la humedad total del agregado grueso y fino es de 11.26% y 5.4% respectivamente, por lo tanto para obtener el agregado grueso y fino(mojado) las cantidades obtenidas en el proporcionamiento se multiplican por 1.1126 y 1 054 respectivamente

$$\text{Agregado grueso (mojado)} = 953.82 (1.1126) = 864.18$$

$$\text{Agregado fino (mojado)} = 566.26 (1.054) = 596.84$$

El agua absorbida no forma parte del agua de mezclado y debe de quedar excluida del ajuste de agua adicional, entonces, el agua superficial proporcionada por el agregado grueso será:  $(11.26 - 0.36\%) = 10.9\%$  y del agregado fino  $(5.4 - 0.59\%) = 4.81\%$  entonces el requerimiento estimado de adición de agua será:

$$187.5 - 776.72 (0.109) - 566.26 (0.0481) = 75.66 \text{ Kg}$$

Entonces:

Los pesos estimados de mezclas para un metro cúbico de concreto son:

Los pesos estimados para 1m <sup>3</sup> de concreto son	
Agua por añadir	75.66 Kg
Cemento	335 Kg
Agregado grueso (mojado)	864.18 Kg
Agregado fino (mojado)	596.84 Kg

Noveno

Para la mezcla de prueba de laboratorio, se considera reducir los pesos para producir 0.053 m<sup>3</sup> de concreto, ya que es la cantidad que se ocupara para el llenado de nueve cilindros con dimensiones de  $D = 15$  cm y  $H = 30$  cm, los cuales posteriormente serán llevados a la falla en una maquina de compresión universal.

Cantidad de material para producir 0.053 m <sup>3</sup> de concreto		
Agua	$75.66 \times 0.053$	4.0 Kg
Cemento	$335 \times 0.053$	17.58 Kg
Tezontle	$864.18 \times 0.053$	45.36 Kg
Arena	$596.84 \times 0.053$	331.33 Kg

#### VII.4 Dosificación del “Boleo” utilizando “Método por curvas de Abrahms”

$$f'c \text{ de proyecto} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$TMA = 3/4''$$

$$MF_{\text{arena}} = 2.8$$

#### Propiedades físicas de los agregados

Material	MF	Peso volumétrico	Peso específico y densidad	Absorción	Humedad total
Cemento		1515	3.15		
Agua		1000	1.0		
Boleo 3/4''		1564	2.33	0.73	3.2
Arena	2.8	1683	2.35	0.59	5.4

Simbología

C = Cemento

A = Agua

.a = Arena

g = Grava

A/C = Relación Agua-Cemento

MF = Módulo de finura

(a+g) = Volumen de agregados

g/a = Relación Grava-arena

dg = Densidad de la Grava

da = Densidad de la Arena

Calculo .

Primero :

Obtenemos la Relación agua-cemento de la tabla 1 contenida en el capítulo VI

$$\therefore A/C = 0.56$$

Segundo.

De la tabla 2 contenida en el capítulo VI obtenemos la relación grava-arena

$$\therefore g/a = 1.37$$

Tercero:

De la tabla 3 contenida en el capítulo VI obtener el contenido de agua en  $\text{lt/m}^3$ .

$$\therefore \text{Contenido de agua} = 187.5 \text{ lt m}^3.$$

Cuarto:

Obtener la cantidad de cemento:

$$\text{Si tenemos } A/C = 0.56 ; A = 187.5$$

$$\therefore C = (187.5/0.56) = 335 \text{ kg}$$

$$C = 335 \text{ kg}$$

Quinto:

Obtener el volumen de lechada. El volumen de lechada es la suma del volumen absoluto del cemento más el agua de mezclado

$$\text{Volumen de lechada} = ((335/3.15) + 187.5 = 293.85 \approx 294$$

Sexto:

Obtener el volumen de agregado. Si el volumen unitario de concreto es 1000 lt

$$\therefore C+A+a+g = 1000 \text{ lt}$$

Y el volumen de lechada es  $(A+C) = 294$

Entonces el volumen de agregados es la diferencia del volumen unitario del concreto menos el volumen de lechada

$$\therefore (a + g) = 1000 - 294 = 706$$

Séptimo

Obtener el volumen de arena y grava. La relación  $g/a$  esta dada en peso, por lo que hay que convertirla a volumen, esto se consigue multiplicando este valor por el inverso de la densidad de los agregados

$$g/a \text{ (peso)} = 1.37$$

$$g/a \text{ (vol)} = 1.37 \times ((1/dg)(1/da))$$

De las siguientes formulas deducimos:

$$g/a \text{ (Vol)} = 1.37 \times ((1/2.33)(1/2.35)) = 1.38$$

$$\therefore g = 1.38 a \dots \dots \dots (1)$$

Sabemos que

$$(a + g) = 706 \dots \dots \dots (2)$$

Tenemos

$$a + 1.38 a = 706$$

$$2.38 a = 706$$

$$a = (706/2.38) = 296.64$$

$$\therefore a = 296.64 \text{ lt} = 296.64/1000 = 0.29664 \text{ lt} \times 2.35 \times 1000 = 697.1$$

$$a = 697.1$$

Sustituyendo el valor de “a” en “1”:

$$g = 1.38 (296.64) = 409.36$$

$$g = (409.36 / 100) = 0.40936 \times 2.33 \times 1000 = 953.82$$

$$g = 953.82$$

### Proporcionamiento

Material	Cantidad por m <sup>3</sup> (peso) kg	Cantidad por m <sup>3</sup> (volumen) m <sup>3</sup>	Cantidad por m <sup>3</sup> (volumen) lt
Cemento	335	0.106	106
Agua	187.5	0.188	188
Boleo	953.82	0.409	409
Arena	697.1	0.297	297
		1.000	1000

Octavo:

Ajustar los pesos del agregado. Sabemos que la humedad total del agregado grueso y fino es de 3.2% y 5.4% respectivamente, por lo tanto para obtener el agregado grueso y fino(mojado) las cantidades obtenidas en el proporcionamiento se multiplican por 1.032 y 1.054 respectivamente

$$\text{Agregado grueso (mojado)} = 953.82 (1.032) = 984.34$$

$$\text{Agregado fino (mojado)} = 697.1 (1.054) = 734.74$$

El agua absorbida no forma parte del agua de mezclado y debe de quedar excluida del ajuste de agua adicional, entonces, el agua superficial proporcionada por el agregado

grueso será  $(32 - 0.73\%) = 2.47\%$  y del agregado fino  $(5.4 - 0.59\%) = 4.81\%$   
 entonces el requerimiento estimado de adición de agua será:

$$187.5 - 953.82(0.0247) - 697(0.0481) = 130.41 \text{ Kg}$$

Entonces

Los pesos estimados de mezclas para un metro cúbico de concreto son:

Los pesos estimados para $1\text{m}^3$ de concreto son	
Agua por añadir	130.41
Cemento	335
Agregado grueso (mojado)	984.34
Agregado fino (mojado)	734.74

Noveno

Para la mezcla de prueba de laboratorio, se considera reducir los pesos para producir  $0.053 \text{ m}^3$  de concreto, ya que es la cantidad que se ocupara para el llenado de nueve cilindros con dimensiones de  $D = 15 \text{ cm}$  y  $H = 30 \text{ cm}$ , los cuales posteriormente serán llevados a la falla en una maquina de compresión universal.

Cantidad de material para producir $0.053 \text{ m}^3$ de concreto		
Agua	$130.41 \times 0.053$	6.85
Cemento	$335 \times 0.053$	17.58
Boleo	$984.34 \times 0.053$	51.67
Arena	$734.74 \times 0.053$	38.56

Los ajustes resultantes de la variación de contenido de agua al fabricar los cilindros correspondientes, no se tomaran en cuenta en este trabajo de tesis, ya que el interés de este

trabajo es solo el de comparar las variantes en cuanto a resistencia entre los agregados gruesos mencionados con anterioridad, y no el de recomendar una dosificación futura basada en los especímenes fabricados, no obstante, el procedimiento para los ajustes necesarios se detalla en el capítulo VI (Métodos para la dosificación del concreto normal).

### **VII.5 Fabricación de espécimen de concreto**

La dosificación resulta de mucha utilidad, ya que con ella podemos hacer los ajustes necesarios para obtener el concreto con la resistencia que se requiera alcanzar.

Con las dosificaciones presentadas en este capítulo con relación a los agregados gruesos ya mencionados, se hizo la fabricación de los cilindros de prueba con un total de nueve cilindros por cada agregado grueso, mediante el siguiente procedimiento:

La mezcla puede ser hecha en una charola grande o artesa y el mezclado, a pala, con cucharón o a mano usando guantes de hule, pero el tiempo de mezclado necesario será mayor.

Pesados nuestros materiales, se revuelven entre sí hasta obtener una mezcla trabajable.

Tomamos concreto en una charola y hacemos la prueba de revenimiento. Si el revenimiento fue excesivo hay que hacer una nueva mezcla con menos agua. Para evitar esto se puede reservar algo de agua y la correspondiente cantidad de cemento para no alterar la relación A/C.



Si falta revenimiento hay que agregar más agua con su correspondiente cantidad de cemento. Una buena regla es considerar 2 kg de agua por cm faltante de revenimiento por  $m^3$  de concreto.

Por ejemplo, si la primera vez obtuvimos 6 cm y nos faltan 6 cm, el agua que tenemos que añadir es  $(6 \times 2 \times 0.085) = 1.0$  kg y el cemento  $(1/0.45) = 2.2$  kg.

Medidos estos materiales los mezclamos con todo el concreto usado para el revenimiento, volvemos a efectuar la prueba de revenimiento, esta vez nos debe dar el revenimiento cercano al pedido.

En todo este tiempo no deben transcurrir más de 15 minutos, porque el revenimiento va disminuyendo con el tiempo y puede falsear los resultados.

La NOM-C155 da tolerancias del revenimiento para la producción en obra, pero en la mezcla de prueba debemos acercarnos más al revenimiento deseado. Con el concreto empleado para el revenimiento hacemos otras pruebas.

Consistencia.- Al cono de concreto resultante del revenimiento le damos un golpe lateral con la varilla compactadora, si se deforma plásticamente y no se disgrega tiene buena consistencia. No se disgregará durante su transporte, colado y compactado.

Relación grava/arena.- Regresamos el concreto a la charola y tratamos de afinarlo con la cuchara de albañil: si cuesta trabajo afinarlo porque resaltan los granos de la grava el concreto tiene exceso de grava y le falta arena; si se logra con cierta facilidad la relación grava-arena es buena: si se hace demasiado fácil y la cuchara al pasar deja bordes grandes de arena le falta grava y sobra arena.

**Sangrado.-** En la superficie recién afinada, hacemos con la cuchara una pequeña canaleta en V, dependiendo de la cantidad de agua que se junte en ella en medio minuto, diremos que el sangrado es mucho, poco o nada.

Con el revenimiento deseado y las pruebas antes descritas, con el resto del concreto fabricamos los cilindros, que serán curados en un cuarto húmedo y ensayadas a las edades y en la forma marcada, para conocer las características del concreto endurecido que se buscan.

El usar agregados con mala granulometría nos da concretos faltos de consistencia y sangrado grande lo mismo pasa en los concretos muy aguados, en este último caso hay que usar menos agua y lograr el revenimiento a base de un aditivo.

Elaboración de cilindros de concreto simple:

**Equipo:**

Pala
Probeta graduada de un litro
Bascula
Cucharón
Varilla de acero de punta de bala
Charola
Cono para revenimiento
Regla
Cilindros de acero de 30 x 15 cm
Aceite recocido
Estopa

### Procedimiento.

Paso 1 - Los cilindros de acero deben de estar limpios de impurezas, con el aceite y la estopa se engrasan los cilindros para tener un descimbrado uniforme.

Paso 2.- Con la dosificación de los materiales requeridos para los cilindros de prueba, se pesan los materiales y se revuelven los materiales pétreos

Paso 3.- Ya revueltos los agregados se le agrega el agua requerida, con la pala se comienza a realizar la mezcla hasta quedar una masa uniforme de concreto

Paso 4 - Se coloca la charola y encima el cono, para realizar la prueba de revenimiento que se llena en tres partes, cada parte se golpeará con la varilla (25 veces), con el cucharón se tomara una parte de la mezcla ya hecha y se llenara el cono, y se enrasara con la varilla

Paso 5.- hecha la prueba de revenimiento, se ajustara la cantidad de agua en caso de ser necesario, una vez terminado se llenaran los cilindros correspondientes.

Paso 6.- Después de 24 horas los especímenes serán descimbrados (9) y se colocaran en un cámara de curado, en la cual permanecerán para posteriormente sacar su resistencia a la compresión a los 7 días, 14 días y 28 días.

**CAPITULO VIII**

**ESPECIMENES DE CONCRETO SOMETIDOS A LA PRUEBA DE  
COMPRESION Y RESULTADOS**

## CAPITULO VIII

### ESPECIMENES DE CONCRETO SOMETIDOS A LA PRUEBA DE COMPRESION Y RESULTADOS

En este capítulo, se harán las pruebas de los especímenes sometidos a una prueba de compresión, las cuales se realizarán a los siete, catorce y veintiocho días

La importancia y la necesidad de realizar ensayos en el concreto se ha demostrado varias veces, especialmente cuando se tiene noticia de fallas estructurales espectaculares originadas por materiales de mala calidad

Sin embargo, también existen otros tipos de fallas, no tan espectaculares, pero que son igualmente graves y costosas para el propietario. Como ejemplo, pueden mencionarse el estallamiento, el agrietamiento y la falta de solidez cohesión del concreto, que resulta de emplear agregados que contienen componentes de baja calidad, lo que hubiera podido detectarse realizando pruebas apropiadas. El adecuado control de calidad de los materiales, incluyendo ensayos de laboratorio y de campo, permite que el ingeniero, el arquitecto, el fabricante, el contratista y el propietario, conozcan las propiedades de los materiales propuestos para la construcción y sirve como guía al fabricante para conservar su producto dentro de los límites establecidos por las especificaciones.

En el caso del concreto, se efectúan dichos ensayos para asegurarse que los materiales son uniformes, para determinar las propiedades del concreto plástico y obtener especímenes para realizar pruebas de resistencia del concreto a diferentes edades

Esto es indispensable, no tanto porque una prueba pudiera estar equivocada, sino porque existen infinidad de pequeñas variables que pueden afectar al concreto y al método de ensaye

### VIII.1 Prueba de compresión

A continuación se dará el procedimiento de la prueba de compresión efectuadas en el laboratorio de la ENEP Aragón. Y más adelante se expondrán los resultados obtenidos.

Procedimiento:

#### Equipo:

Dispositivo para cabeceado
Parrilla
Recipiente de metal
Maquina de compresión universal
Azufre

Paso 1.- Se conecta la parrilla, y se coloca el recipiente junto con el azufre hasta que se vuelva líquido.

Paso 2 - Se toma el recipiente con cuidado, y se vierte el azufre líquido (el suficiente, ni demasiado frío ni demasiado caliente) en el dispositivo para cabeceado.

Paso 3.- Con el azufre líquido en el dispositivo para cabeceado, se toma el espécimen y se coloca verticalmente en el dispositivo hasta que el azufre se endurece, normalmente un periodo de medio minuto o menos.

Paso 4 - Ya endurecido el azufre se retira del dispositivo, para continuar con el paso 2 y 3 del cabeceo de la otra cara.

Paso 5 - Debe curarse el cabeceado por lo menos 30 minutos antes de ensayar el espécimen, después de haberse curado el cabeceado, debe golpearse suavemente con el mango de un desarmador o una espátula para localizar las burbujas, si se encuentran, debe quitarse y poner uno nuevo.

Paso 6.- El espécimen debe colocarse en el centro de la platina de la máquina de ensaye y el bloque de apoyo debe ponerse cuidadosamente en contacto con el espécimen. La carga se aplica a una velocidad de 2000 p.s.i. por minuto

Paso 7 - Se colocan los especímenes uno por uno para conocer su carga, se toman los resultados y se procede a calcular su resistencia.

## VIII.2 Resultados de la prueba de compresión

### GRAVA

Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión					
No. de Espécimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 7 días $C/(\pi r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	11.85	15.0 x 30.0	16700	176.71	94.5
2	11.95	15.0 x 29.9	16550	176.71	93.6
3	12.10	15.0 x 30.1	17500	176.71	99.03

### BALASTO

Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión					
No. de Espécimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 7 días $C/(\pi r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	11.80	15.1 x 29.9	19600	179.08	109.45
2	11.90	15.0 x 30.0	19200	176.71	108.00
3	12.25	15.1 x 30.3	20200	179.08	112.80

### TEZONTLE

Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión					
No. de Espécimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 7 días $C/(\pi r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	11.60	14.9 x 30.0	19250	174.37	110.40
2	11.70	15.2 x 30.5	20100	181.46	110.77
3	11.70	15.0 x 30.1	19350	176.71	109.50

### BOLEO

Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión					
No. de Espécimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 7 días $C/(\pi r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	11.55	15.1 x 29.9	24100	179.08	134.58
2	11.95	15.2 x 30.2	24250	181.46	133.64
3	12.10	15.1 x 30.5	24750	179.08	138.21



## GRAVA

Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión

No de Especimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 14 días $C/(\pi \times r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	11.15	14.9 x 30.0	23500	174.37	134.77
2	11.65	15.2 x 30.5	24050	181.46	132.54
3	11.80	15.1 x 30.5	24500	179.08	136.81

## BALASTO

Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión

No de Especimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 14 días $C/(\pi \times r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	11.60	15.0 x 30.0	26050	176.71	147.41
2	11.70	15.0 x 29.9	26250	176.71	148.54
3	11.70	15.0 x 30.0	25400	176.71	143.73

## TEZONTLE

Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión

No de Especimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 14 días $C/(\pi \times r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	10.35	15.2 x 29.9	30750	181.46	169.46
2	10.35	15.2 x 30.2	25650	181.46	141.35
3	9.95	15.0 x 30.0	20850	176.71	117.99

## BOLEO

Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión

No de Especimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 14 días $C/(\pi \times r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	11.60	15.0 x 30.2	31800	176.71	179.95
2	11.70	15.0 x 30.0	32000	176.71	181.08
3	12.15	15.2 x 30.5	32700	181.46	180.21

**GRAVA**

<b>Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión</b>					
No. de Espécimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 28 días $C/(\pi r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	11.30	15.0 x 29.9	31300	176.71	176.71
2	11.20	15.0 x 29.9	29800	176.71	168.63
3	11.85	15.2 x 30.4	32350	181.46	178.28

**BALASTO**

<b>Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión</b>					
No. de Espécimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 28 días $C/(\pi r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	12.00	15.1 x 29.8	33200	179.08	185.39
2	11.85	14.9 x 29.9	35500	172.03	206.36
3	11.85	14.8 x 29.9	33750	172.03	196.18

**TEZONTLE**

<b>Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión</b>					
No. de Espécimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 28 días $C/(\pi r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	10.20	15.2 x 30.3	36250	181.46	199.77
2	9.90	14.9 x 30.0	38000	174.37	217.93
3	9.60	15.0 x 29.9	39000	176.41	220.69

**BOLEO**

<b>Tabla de resultados de los especímenes sujetos a la prueba de resistencia de compresión</b>					
No. de Espécimen	Peso del espécimen (kg)	Medidas del espécimen (cm)	Carga de falla (C) (kg)	Area del cilindro $\pi \times r^2$ (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a los 28 días $C/(\pi r^2)$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	11.80	15.2 x 30.4	35100	181.46	193.43
2	11.70	14.9 x 29.9	35300	174.37	202.45
3	11.60	14.9 x 30.0	38100	174.37	218.51

**CAPITULO IX**  
**CONCLUSIONES**

## CAPITULO IX

### CONCLUSIONES

Finalmente, podemos decir que los agregados gruesos tienen un papel muy significativo en la elaboración del concreto simple, y en consecuencia en la resistencia final que este llegue a alcanzar. No obstante, los agregados gruesos tan solo forman parte de un grupo de componentes que constituyen el concreto, y para garantizar el éxito en la elaboración del concreto es necesario conocer las características y el comportamiento de cada uno de los elementos que lo componen.

Los agregados gruesos deben tener muy buenas características de superficie, esto es, debido a que afecta la adhesión entre la pasta de cemento y las partículas de agregados. La presencia de polvo o arcilla adheridos a la rugosidad y la textura, afectan esa adhesión.

La forma de los agregados, afecta principalmente la calidad y la cantidad de pasta de pasta necesaria para la trabajabilidad de una muestra dada, también la liga con la pasta de cemento puede debilitarse donde existe la superficie relativamente grande de agregados de partículas planas, esencialmente cuando se encuentran en planos de esfuerzos cortantes o a la tensión.

Cuando la relación agua-cemento es la misma y las mezclas son plásticas y trabajables, variaciones considerables en la granulometría de los agregados

afectan en pequeño grado a la resistencia del concreto. El principal efecto de la variación de la granulometría es el cambio en la cantidad de cemento y en el agua que se requiere para hacer la mezcla trabajable con una relación agua-cemento dada.

En general, al aumentar el tamaño máximo del agregado, pueden emplearse relaciones agua-cemento bajas para una trabajabilidad adecuada y por lo tanto mayores resistencias se obtendrán para un contenido de cemento dado. Pero en resistencias altas mayores de 315 Kg/cm<sup>2</sup>, usualmente se obtienen más altas resistencias a la compresión para una relación agua-cemento dada con menor tamaño máximo de agregado. Definitivamente se obtienen altas resistencias a la flexión para una relación agua-cemento dada con menor tamaño máximo de agregado. Los resultados de pruebas a la compresión. Los resultados de pruebas a la compresión de concreto que contenga agregados muy grandes (10 cm o más) son dudosos debido a las limitaciones en el tamaño de los especímenes de prueba.

La resistencia a la compresión del concreto se ve muy poco afectada por la resistencia de las partículas de agregado, excepto cuando son muy débiles, pero la resistencia a la flexión puede ser materialmente dañada por los agregados débiles. Los agregados especiales ligeros pueden presentar problemas en el extremo del intervalo de resistencias.

Si se usan agregados extremadamente absorbentes en condición seca, la cantidad de agua absorbida durante el mezclado y la colocación del concreto puede ser deducida en la determinación de la relación agua-cemento efectiva. Sin embargo, la condición usual es que los agregados lleguen a la obra totalmente saturados y con algo de agua en la superficie. Con algunos de los agregados ligeros, se sigue la práctica de

saturarlos parcialmente antes de mezclarlos, ajustando la cantidad de agua en base de pruebas y experiencia.

Por último consideramos que el requisito más importante de un agregado grueso para concreto es que debe ser durable y químicamente inerte bajo las condiciones a las cuales estará expuesto. Ya que, elementos químicamente reactivos en agregados durables, pueden llegar a ser inocuos si se emplean con cemento cuyo contenido de álcalis, sea menor de 0.60 por ciento y preferentemente menor a 0.40, a no ser que por lo menos 15 por ciento en peso del cemento se sustituya por puzolana tipo N – ASTM-C618.

**BIBLIOGRAFIA**

*"MANUAL DE INSPECCIÓN DEL CONCRETO"*

*SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES*

*TOMOS I Y II*

*MEXICO 1984*

*"TECNOLOGIA DEL CONCRETO"*

*ADAM M NEVILLE*

*TOMOS I Y II*

*1975*

*"PROBLEMAS EN EL CONCRETO: CAUSAS Y SOLUCIONES "*

*INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO A.C. (IMCYC)*

*EDITORIAL LIMUSA*

*1990*

*"CARILLA DEL CONCRETO"*

*INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO A.C. (IMCYC)*

*EDITORIAL LIMUSA*

*1989*

*"PRÁCTICA PARA DOSIFICAR CONCRETO NORMAL, CONCRETO PESADO Y  
CONCRETO MASIVO"*

*INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO A.C. (IMCYC)*

*1986*

*"CONSTRUCCIÓN I"*

*LABORATORIO DE CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD*

*TOMO I*

*UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA-AZCAPOTZALCO*

*MEXICO 1984*

*"MANUAL DEL INGENIERO CIVIL"*

*FREDERICK S. MERRITT*

*VOLUMEN I*

*McGRAW-HILL 1988*