

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**



**APLICACIONES DEL CONCRETO LANZADO EN ESTABILIZACIÓN
DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES.**

PRESENTADO POR

**BOANERGES MAURICIO ALVARADO VELÁSQUEZ
HENRRY RUBEN ARTEAGA MENA
LORENZO ANTONIO COREAS**

PARA OPTAR AL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, MARZO DE 2004

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :

Dra. Maria Isabel Rodríguez

SECRETARIA GENERAL :

Licda. Lidia Margarita Muñoz Vela

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

Ing. Mario Roberto Nieto Lovo

SECRETARIO :

Ing. Oscar Eduardo Marroquín Hernández

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**APLICACIONES DEL CONCRETO LANZADO EN ESTABILIZACIÓN
DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES.**

Presentado por :

**BOANERGES MAURICIO ALVARADO VELÁSQUEZ
HENRRY RUBEN ARTEAGA MENA
LORENZO ANTONIO COREAS**

Trabajo de Graduación aprobado por :

Docentes Directores :

ING. JOSE MIGUEL LANDAVERDE QUIJADA
ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES

Docente Director Externo :

ING. JOSE ADRIAN RODRÍGUEZ

San Salvador, Marzo de 2004

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

ING. JOSE MIGUEL LANDAVERDE QUIJADA

ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES

Docente Director Externo :

ING. JOSE ADRIAN RODRÍGUEZ

AGRADECIMIENTOS GENERALES

Queremos agradecer a las instituciones que nos colaboraron de manera especial y desinteresada para la culminación de este trabajo de graduación:

A la **Universidad De El Salvador**, por habernos brindado la oportunidad de realizar nuestro estudios superiores, así como a la escuela de Ingeniería Civil, por la colaboración que nos brindo en todo el proceso del presente.

A la **Concretera Salvadoreña S.A. de C.V.**, por habernos brindado el apoyo técnico, económico y bibliográfico en la realización de las pruebas de laboratorio.

A la Empresa **CPK Consultores S.A de C.V.** por habernos brindado el apoyo técnico y bibliográfico.

A la Empresa **Ventajas Constructivas** por habernos brindado el apoyo técnico y bibliográfico.

Queremos agradecer a las personas que nos colaboraron de manera especial y desinteresada para la culminación de este trabajo de graduación:

Al Ing. José Miguel Landaverde Quijada

Al Ing. Edgar Alfredo Gavidia Paredes

Al Ing. José Adrián Rodríguez.

Al Ing. Gabriel Guevara

Al Ing. Flores

Al Ing. Bernardo Vladimir Berrios.

Al Ing. Gerardo Osegueda Guiné.

Al Ing. Juan Carlos Kerinck.

Al Ing. Miguel Ángel Rivas Monterrosa (Q.E.P.D.)

A la Secretarias de la Escuela de Ingeniería Civil:

Margarita Campos y Margarita Martínez.

A los Sres. Del Laboratorio de Suelos y Materiales de la U.E.S:

Evelio, Carlos, Emiliano

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: Por haberme dado la vida, salud, sabiduría y guiarme en todas las etapas de mi vida (Eternamente agradecido por todo lo que tengo y todo lo que soy).

A MIS PADRES: Boanerges Leopoldo Alvarado y Mirian Nohemy Velásquez; por su apoyo, cariño y amor incondicional que me han brindado en todas las etapas de mi vida, gracias por confiar en que no los defraudaría (Este triunfo es de ustedes).

A MIS HERMANOS: Carlos Eduardo y Mirian Elizabeth; por su apoyo y cariño que siempre me brindaron en todo momento.

A MI ESPOSA: Blanca Carolina Rosas; por tu amor, paciencia y apoyo en los momentos difíciles e importantes de mi vida (Gracias por hacerme valorar lo que uno tiene y cuidarlo hasta donde Dios me lo permita).

A MI ABUELA Y FAMILIARES: Gracias por estar conmigo y apoyarme de una u otra forma de manera desinteresada para la obtención de este triunfo.

A MIS AMIGOS: Oscar Rene y Miguel Eduardo Claros, José Alberto Clara, Cesar Rolando Morales, Julio Rene Rodríguez, Francisco Antonio Mejía y Wilson Francisco Mendoza, gracias por mostrarme su afecto y apoyo en todo momento.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS: Henry Rubén y Lorenzo Antonio; por tenernos paciencia y sobrellevar de buena manera los problemas que enfrentamos como grupo, y finalizar de manera satisfactoria el proyecto que un día empezó como un sueño.

BOANERGES M. ALVARDO VELÁSQUEZ

DEDICATORIA

A DIOS: Primeramente por haberme dado la vida, sabiduría, guiado y a la vez cuidado en todo momento permitiéndome vivir esta etapa de mi vida.

A MIS PADRES: Rodrigo Arteaga Monge y María Marta Mena; por todo su amor y apoyo; a la vez por haberme orientado en todo momento, por estar conmigo en los momentos más difíciles e importantes de mi vida.

A MI ESPOSA E HIJITA: Rina Jovita Franco y Daniela Valeria Arteaga; por su amor y por estar conmigo en los momentos más difíciles e importantes de mi vida.

A MIS HERMANOS: Raúl, Rodrigo, Richard, Gilmar, Juan Carlos, Yury y Giovani; por darme ánimos de seguir a delante cuando más lo necesitaba y por el apoyo que siempre me brindaron.

A MIS FAMILIARES: Especialmente a mis tios Natalia Mulato y familia, Saúl Mena y Adela Mena, a mi suegra Vilma Franco, a mi primo Daniel Franco y familia; por el apoyo y motivación que me han dado en todo momento.

A MIS AMIGOS: A todas aquellas personas que estuvieron conmigo de una u otra forma y me apoyaron y ayudaron de manera desinteresada a la obtención de este triunfo.

A MIS AMIGOS BOANERGES Y LORENZO: Por lo que logramos juntos y sobre todo por la gran amistad que nos une y habernos entendido en momentos críticos y tensos. Por todos los momentos divertidos que pasamos juntos.

A LA CONGREGACION DE MI PADRE: Por llevarme siempre en sus oraciones.

HENRRY RUBEN

DEDICATORIA

Agradezco a **DIOS TODOPODEROSO** por haberme dado la vida, los conocimientos necesarios, a la vez haberme protegido y permitiéndome vivir hasta este momento.

A MI MADRE Y ABUELITA: Leonor del Socorro Coreas y Petrona de Jesús Coreas (Q.E.P.D.); por todo su amor, cariño, apoyo y por haberme orientado en todo momento.

A MI TIO: Santos Coreas; por que es la persona que la considere como mi padre y me dio todo su amor, cariño, apoyo y por habernos orientado a mi y mis hermanos en toda nuestra vida.

A MIS HERMANOS: Manuel de Jesús, Julio Norberto, Dina Milagro, Petronila de Jesús, Luis Abelardo, Luis Armando, Ana Dolores; por el apoyo que siempre me brindaron.

A MI HIJO: Fernando Antonio, por su amor, y por ser la persona que me inspiro para seguir mis estudios.

A MI ESPOSA: Ana Mirian Guzmán, por su amor, por haber sido mi bastón de apoyo y estar conmigo en todo momento.

A MIS AMIGOS: Juan Carlos Deras, Guillermo Emerson Morales, Emerson Roque, Juan Carlos Ardón (Q.E.P.D.), Edwin Alexander Granados, Bernardo Vladimir Berrios, Glenda Molina (mi chiqui), Henry Geovany, Julian Moreno, Alfredo Martínez, José Amilcar Carballo, Carlos Umaña, y todas aquellas personas que estuvieron conmigo de una u otra forma y me apoyaron y ayudaron de manera desinteresada a la obtención de este triunfo.

A MIS AMIGOS BOANERGES, ARTEAGA Y SUS ESPOSAS: Por lo que logramos juntos y sobre todo por la gran amistad que nos une y habernos entendido en momentos críticos y tensos. Por todos los momentos divertidos que pasamos juntos.

LORENZO ANTONIO COREAS.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación se ha realizado con el propósito de mostrar la alternativa de uso del concreto lanzado por el método de la vía húmeda, en obras ingeniérriles en El Salvador; con la finalidad de mejorar los procesos constructivos y reducir el tiempo de ejecución de las obras, en la estabilización de taludes mostrando los sistemas de anclajes más utilizados en nuestro país; concluyendo que la aplicación del concreto lanzado sirve como una alternativa para recubrimiento de estructuras para prolongar su vida útil.

Esta investigación ha sido presentada en siete capítulos. En el primer capítulo se presenta el anteproyecto, el cual está constituido por: Los Antecedentes, Planteamiento del Problema, Objetivos, Alcances, Limitaciones y la Justificación del Trabajo de Graduación.

En el segundo capítulo se presenta el “Marco Teórico”, el cual está constituido por una reseña histórica del Concreto Lanzado, sus aplicaciones en El Salvador y el equipo necesario utilizado para la aplicación de éste; los diferentes tipos de falla más comunes en los taludes; las partes del ancla y Revestimiento de Elementos como columnas vigas y losas.

“Las Pruebas de Laboratorio y Diseño de Mezclas”, constituyen el Tercer capítulo, en el que se presentan pruebas a los componentes del concreto lanzado, además las pruebas hechas a este concreto en estado fresco y en estado endurecido.

En el cuarto capítulo se presenta el “Análisis de Resultados”; en éste se realiza el análisis de los diferentes resultados obtenidos en base a las pruebas realizadas, entre algunas tenemos: el análisis de pruebas a compresión y flexión del concreto lanzado.

El quinto capítulo esta constituido por la “Estabilización de Taludes Anclados”; en éste se presentan los diferentes tipos de anclajes más utilizados en el país; el diseño de anclas y de la pantalla; el proceso constructivo para la estabilización de taludes; además la evaluación de costo-tiempo de un proyecto en particular.

En el sexto capítulo “Revestimiento de Elementos Estructurales”; en este capítulo se detallan los daños más comunes en las estructuras, el proceso constructivo para el revestimiento con concreto lanzado de elementos estructurales por el método de la vía húmeda y la evaluación de costo-tiempo de un proyecto en particular.

El séptimo capítulo consta de las “Conclusiones y Recomendaciones” obtenidas del estudio desarrollado en el presente Trabajo de Graduación.

INDICE GENERAL

CAPITULO I	ANTEPROYECTO	1
	Antecedentes	2
	Planteamiento del Problema	5
	Objetivos	6
	Alcances	7
	Limitaciones	8
	Justificación del tema	9
CAPITULO II	CONCRETO LANZADO	10
2.1	Concreto Lanzado	11
	2.1.1 Concepto y Generalidades	11
	2.1.2 Usos Generales	16
	2.1.3 Propiedades	17
	2.1.4 Materiales	21
	2.1.5 Equipo	27
	2.1.6 Personal	48

2.2	Taludes	61
2.2.1	Generalidades	61
2.2.2	Influencia del tipo de material en los taludes	62
2.2.3	Tipos de movimientos o fallas	65
2.2.4	Morfología y Partes de un deslizamiento	76
2.2.5	Factores condicionantes y desencadenantes	80
2.2.6	Estabilización de Taludes por medio de anclajes	84
2.2.7	Equipo	95
2.3	Revestimiento de Elementos Estructurales	98
2.3.1	Generalidades	98
2.3.2	Identificación y Evaluación preliminar de daños	99
2.3.3	Rehabilitación Temporal	103
2.3.4	Materiales para reparación, refuerzo y protección	103
2.3.5	Refuerzo de Elementos Estructurales	106
2.3.6	El concreto Lanzado como sistema de reparación	111

CAPITULO III	PRUEBAS DE LABORATORIO Y DISEÑO	
	DE MEZCLA	118
3.1	Introducción	119
3.2	Pruebas a los componentes	120
3.2.1	Cemento	120
3.2.2	Agregado Fino	121
3.2.2.1	Análisis granulométrico (ASTM C-136)	122
3.2.2.2	Prueba de impurezas orgánicas para agregado fino (ASTM C-140)	134
3.2.2.3	Gravedad Especifica y Absorción (ASTM C-127 y C-128)	135
3.2.2.4	Determinación del peso volumétrico (ASTM C-29)	144
3.2.2.5	Contenido de humedad de arena (ASTM C-566)	149
3.2.2.6	Sanidad de agregados mediante el uso de sulfato de sodio (ASTM C-88)	152
3.2.3	Agregado Grueso	163

3.2.3.1	Análisis Granulométrico (ASTM C-136)	164
3.2.3.2	Gravedad Específica y Absorción (ASTM C- 127 Y C-128)	168
3.2.3.3	Determinación del Peso Volumétrico (ASTM C-29)	171
3.2.3.4	Resistencia al Desgaste del Agregado Grueso (ASTM C-131)	174
3.3	Diseño de Mezcla de Concreto Lanzado	178
3.3.1	Generalidades	178
3.3.2	Diseño de Mezcla de Concreto Lanzado	180
3.4	Pruebas al Concreto Fresco y Endurecido	192
3.4.1	Fabricación de Especímenes (ASTM C-192)	194
3.4.2	Concreto Endurecido	197
3.4.3	Curado de los Especímenes (ASTM C-192)	197
3.4.4	Resistencia a la Compresión (ASTM C-39)	199
3.4.5	Resistencia a la Flexión (ASTM C-78)	203
3.4.6	Resistencia a la compresión de núcleos de concreto (ASTM C-42)	206

CAPITULO IV	ANÁLISIS DE RESULTADO	207
4.1	Generalidades	208
4.2	Componentes	208
4.2.1	Cemento	208
4.2.2	Agregado Finos	209
4.2.3	Agregado Grueso	212
4.3	Análisis al concreto en estado fresco y endurecido	214
4.3.1	Manejo y colocación del concreto	214
4.3.2	Control de Calidad	215
4.3.3	Concreto Endurecido	215
4.3.4	Resistencia a la Compresión	216
4.3.5	Resistencia a la Flexión	217
4.3.6	Resistencia a la Compresión de núcleos	220

CAPITULO V ESTABILIZACION DE TALUDES

ANCLADOS	221
5.1 Generalidades	222
5.2 Sistemas de anclajes utilizados en el país	222
5.2.1 Manta Ray	222
5.2.2 Drill'ó Fast	225
5.3 Diseño de anclajes	230
5.4 Diseño de pantalla	240
5.4.1 Acero de refuerzo	240
5.5 Proceso constructivo para estabilización de taludes	241
5.5.1 Manta Ray	241
5.5.2 Drill'ó Fast	249
5.6 Evaluación de costos	256
5.7 Análisis comparativo costo tiempo	269

CAPITULO VI REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS	
ESTRUTURALES	272
6.1 Generalidades	273
6.2 Daños estructurales más comunes	274
6.3 Revestimiento de elementos estructurales	275
CAPITULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	280
CONCLUSIONES	281
RECOMENDACIONES	284
BIBLIOGRAFIA	287
ANEXOS	

INDICE DE TABLAS

CAPITULO II: CONCRETO LANZADO

Tabla 2.1	Esfuerzo de adherencia del concreto lanzado	18
Tabla 2.2	Graduación de los Agregados	23
Tabla 2.3	Capacidad de compresor vrs diferentes diámetros de Manguera.	31
Tabla 2.4	Resistencia media al deslizamiento de bulbos inyectados	81
Tabla 2.5	Resumen de daños estructurales mas comunes	102

CAPITULO III: PRUEBA DE LABORATORIO Y DISEÑO DE MEZCLA

Tabla 3.1	Limites del Agregado fino	123
Tabla 3.2	Clasificación de las arenas por modulo de finura	125
Tabla 3.3	Granulometría de agregado fino (ensayo N° 1)	131
Tabla 3.4	Granulometría de agregado fino (ensayo N° 2)	132
Tabla 3.5	Granulometría de agregado fino (ensayo N° 3)	133

Tabla 3.6	Datos para la Absorción del agregado fino	142
Tabla 3.7	Datos para la Gravedad Especifica del agregado fino	143
Tabla 3.8	Peso volumétrico suelto y varillado de agregado fino	148
Tabla 3.9	Peso mínimo recomendado para determinación de Contenido de humedad.	150
Tabla 3.10	Contenido de humedad del agregado fino	151
Tabla 3.11	Peso de la muestra para saturación de acuerdo al tamaño del agregado retenido en cada malla	156
Tabla 3.12	Datos para la sanidad de agregado fino	161
Tabla 3.13	Datos para la sanidad de agregado grueso	162
Tabla 3.14	Requisito mínimo para tamaño máximo nominal	164
Tabla 3.15	Granulometría del agregado grueso (ensayo N° 1)	165
Tabla 3.16	Granulometría del agregado grueso (ensayo N° 2)	166
Tabla 3.17	Granulometría del agregado grueso (ensayo N° 3)	167
Tabla 3.18	Datos para Gravedad específica y absorción del agregado grueso	170
Tabla 3.19	Peso volumétrico suelto y varillado de agregado grueso	173
Tabla 3.20	Ensayo de resistencia al desgaste de agregado grueso con la máquina de los Ángeles (ensayo N° 1)	175
Tabla 3.21	Ensayo de resistencia al desgaste de agregado grueso con la máquina de los Ángeles (ensayo N° 2)	176

Tabla 3.22	Ensayo de resistencia al desgaste de agregado grueso con la máquina de los Ángeles (ensayo N° 3)	177
Tabla 3.23	Resistencia a la compresión promedio requerida cuando no se dispone de datos para establecer una desviación.	181
Tabla 3.24	Correspondencia típica entre la relación agua-cemento y la resistencia a la compresión del concreto.	183
Tabla 3.25	Relaciones a/c máximas permisibles para el concreto.	183
Tabla 3.26	Volumen de agregado grueso por unidad de volumen de concreto.	184
Tabla 3.27	Revenimientos recomendados para diversos tipos de Construcción.	185
Tabla 3.28	Requisitos para el contenido de agua para distintos revenimientos y tamaños de agregado grueso.	186
Tabla 3.29	Requisitos mínimos de cemento para concreto de peso Normal.	187
Tabla 3.30	Ensayo a la compresión de cilindros testigos (7 días)	200
Tabla 3.31	Ensayo a la compresión de cilindros testigos (14 días)	201
Tabla 3.32	Ensayo a la compresión de cilindros testigos (28 días)	202
Tabla 3.33	Ensayo a la flexión de vigas de concreto (7 días)	203
Tabla 3.34	Ensayo a la flexión de vigas de concreto (14 días)	204
Tabla 3.35	Ensayo a la flexión de vigas de concreto (28 días)	205

Tabla 3.36	Ensayo a la compresión de núcleos de concreto (28 días)	206
------------	--	-----

CAPITULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tabla 4.1	Resumen de ensayos al Agregado fino.	210
Tabla 4.2	Contracción por secado de concreto, empleando Agregados con diversa absorción.	211
Tabla 4.3	Resistencia Promedio a la compresión de los cilindros.	218
Tabla 4.4	Resistencia Promedio a la flexión de viguetas.	219

CAPITULO V: ESTABILIZACION DE TALUDES ANCLADOS

Tabla 5.1	Resumen de anclas y sus accesorios según diseño	237
Tabla 5.2	Tipos de anclas	240
Tabla 5.3	Espesores de concreto y acero mínimo requerido	241
Tabla 5.4	Rendimiento de mano de obra	257
Tabla 5.5	Resumen de Salarios	262
Tabla 5.6	Equipo	267
Tabla 5.7	Costo de construcción de muro tipo manta ray	268
Tabla 5.8	Comparación de costo de concreto	271

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO II: MARCO TEORICO

Fig. N° 2.1	Distribución típica de una planta pequeña	12
Fig. N° 2.2	Lanzadora y boquilla típicas para mezcla húmeda	14
Fig. N° 2.3	Equipo típico avanzado para gran rendimiento, continuo	28
Fig. N° 2.4	Distribución típica para rendimiento mediano	28
Fig. N° 2.5	Equipo para concreto lanzado Mi-con, tipo TR-40C	28
Fig. N° 2.6	La boquilla tipo Boulder 500, boquilla típica de mezclado Seco.	35
Fig. N° 2.7	Maquina sobre ruedas alimentadora de la lanzadora de Cemento.	37
Fig. N° 2.8	Secuencia básica de operaciones en una maquina sobre Ruedas de alimentación de doble cámara.	38
Fig. N° 2.9	Lanzadora sobre ruedas de alimentación detalle de la Cámara inferior.	38
Fig. N° 2.10	Operación básica de la rueda de alimentación	39

Fig. N° 2.11	Lanzadora alimentada por gravedad	40
Fig. N° 2.12	Maquina de tambor rotatorio Aliva	42
Fig. N° 2.13	Lanzadora de tambor giratorio (detalle de tambor)	43
Fig. N° 2.14	Maquina tipo Boulder "H"	45
Fig. N° 2.15	Equipo de Colocación	47
Fig. N° 2.16	Señales del lanzador	55
Fig. N° 2.17	Vestimenta protectora	58
Fig. N° 2.18	Desprendimiento	66
Fig. N° 2.19	Vuelco por flexión	68
Fig. N° 2.20	Vuelco por bloques	69
Fig. N° 2.21	Esquema de falla rotacional	71
Fig. N° 2.22	Deslizamiento rotacional	72
Fig. N° 2.23	Deslizamiento Traslacional en suelo	73
Fig. N° 2.24	Deslizamiento Traslacional en macizo rocoso	73
Fig. N° 2.25	Pandeo por flexión de placas fracturadas	75
Fig. N° 2.26	Efecto estabilizador de un anclaje	84
Fig. N° 2.27	Perno de Casquillo expansivo	88
Fig. N° 2.28	Esquema de anclaje	89
Fig. N° 2.29	Perforadora Rotatoria	97
Fig. N° 2.30	Encamisado de columnas con concreto reforzado	109
Fig. N° 2.31	Encamisado por flexión y constante de vigas de concreto reforzado.	110

Fig. N° 2.32	Moldeado de concreto lanzado	112
Fig. N° 2.33	Revestimiento de columnas	115
Fig. N° 2.34	Revestimiento de vigas	115

CAPITULO V: ESTABILIZACION DE TALUDES ANCLADOS

Fig. N° 5.1	Tipos de anclas manta ray	224
Fig. N° 5.2	Detalle de micropilote	226
Fig. N° 5.3	Sección de micropilote y anclaje de cabezal	227
Fig. N° 5.4	Distribución de anclaje tipo Drill'ó Fast	228
Fig. N° 5.5	Detalle de cabeza de anclaje	229
Fig. N° 5.6	Diagrama de distribución de fuerzas	234
Fig. N° 5.7	Diagrama de presiones de Williams Peck.	235
Fig. N° 5.8	Distribución de anclajes en muro	239
Fig. N° 5.9	Inyección con lechada de la Vaina.	253

INDICE DE FOTOGRAFIAS

CAPITULO III: PRUEBA DE LABORATORIO Y DISEÑO DE

MEZCLA

Foto N° 3.1	Agregado fino	130
Foto N° 3.2	Cuarteo de agregado fino	130
Foto N° 3.3	Equipo para gravedad especifica de agregado fino	141
Foto N° 3.4	Equipo para absorción de agregado fino	141
Foto N° 3.5	Agregado grueso	163
Foto N° 3.6	Maquina de los Ángeles	174
Foto N° 3.7	Espécimen en prueba de resistencia a la compresión	198
Foto N° 3.8	Resistencia a la compresión	199

CAPITULO V: ESTABILIZACION DE TALUDES ANCLADOS

Foto N° 5.1	Anclas manta ray y equipo	224
Foto N° 5.2	Perfilado del terreno	242
Foto N° 5.3	Trazo de los puntos de anclaje	242
Foto N° 5.4	Perforación de anclajes.	243

Foto N° 5.5	Percusión de anclajes	243
Foto N° 5.6	Colocación de malla	244
Foto N° 5.7	Trazo y colocación de drenajes.	244
Foto N° 5.8	Delimitación de línea de construcción	245
Foto N° 5.9	Colocación de concreto lanzado (primera capa)	245
Foto N° 5.10	Colocación de placas	246
Foto N° 5.11	Pos-tensado de anclajes	246
Foto N° 5.12	Roscado de placas.	247
Foto N° 5.13	Colocación de concreto lanzado (capa final)	247
Foto N° 5.14	Acabado final	248
Foto N° 5.15	Acabado final	248
Foto N° 5.16	Perfilado del terreno	249
Foto N° 5.17	Trazo de puntos de anclajes	250
Foto N° 5.18	Perforación de anclajes	250
Foto N° 5.19	Perforación de anclajes	251
Foto N° 5.20	Fabricación y preparación de micropilotes	251
Foto N° 5.21	Instalación de micropilotes	252
Foto N° 5.22	Colocación de malla	253
Foto N° 5.23	Colocación de placa	254
Foto N° 5.24	Colocación de concreto lanzado (primera capa)	254
Foto N° 5.25	Colocación de concreto lanzado (capa final)	255
Foto N° 5.26	Acabado final	255

CAPITULO VI: REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS

ESTRUCTURALES

Foto N° 6.1	Escarificación de concreto dañado	276
Foto N° 6.2	Colocación de acero de refuerzo	277
Foto N° 6.3	Colocación de concreto lanzado	278
Foto N° 6.4	Colocación de concreto lanzado	278
Foto N° 6.5	Acabado final	279

CAPITULO I

ANTEPROYECTO

CAPITULO I

ANTEPROYECTO

ANTECEDENTES.

El concreto lanzado tuvo su origen a principios del año 1907, cuando el Doctor Carl Ethan Akeley, escultor y naturista norteamericano del museo de historia y ciencias naturales de Chicago¹; se vio en la necesidad de hacer modelos de animales prehistóricos y formar sus músculos, llevando al científico a inventar una máquina para lanzar mortero, debido a que el moldeado no podría lograr las formas irregulares de dichos animales. Para ello, utilizó aire comprimido, para transportar desde un depósito la mezcla de cemento-arena a través de una manguera que terminaba en una boquilla, en cuya salida se le aplica la cantidad de agua necesaria y así colocar la mezcla en un armazón de alambre sin escurrirse dándole el acabado deseado, este proceso fue patentado por Cement Gun en el año de 1911 con el nombre de Gunita, palabra que ha conquistado un lugar seguro en el vocabulario de Ingeniería a nivel mundial.

En el viejo continente en 1920 se da la patente en Alemania con el nombre de Spritz-betón, ya que este proceso fue de gran utilidad debido a que se utilizó en temperaturas y condiciones climatológicas desfavorables.

¹ Fuente: "Concreto Lanzado". Autor: T.F. Ryan. Nueva Serie/ IMCYC/10

En 1930 se da la introducción con el nombre genérico de shotcrete por la American Railway Engineering Association y considerado como un material de innovación y calidad que presenta una alternativa más en reparación de elementos estructurales.

En 1933 como una respuesta al terremoto de Long Beach, el estado de California adoptó la legislación conocida comúnmente como el acta de Campo, que exige el reforzamiento de todos los hospitales y edificios de escuelas hasta un nivel prescrito, el concreto lanzado reforzado de mezcla seca se utilizó para aumentar los espesores de los muros de tales estructuras, habitualmente en construcciones de mampostería no reforzado y llegó a ser tan frecuente su uso que se convirtió casi en estándar.

A finales de la segunda Guerra Mundial se usó por primera vez con agregado grueso y la American Concrete Institute adoptó el término shotcrete (concreto lanzado) y a finales de 1950 fue creado el comité de la American Concrete Institute 506, la cual establece la guía de concreto lanzado (shotcrete). En 1955 se da la introducción de concreto lanzado (shotcrete) por el método de la vía húmeda; posteriormente con nuevos agregados y mejores aditivos en la década de los setenta y ochenta, tiende a evolucionar y se crea el método de la vía seca con el uso de aire incluido.

En El Salvador la primera vez que se utilizó el concreto lanzado fue en el año de 1962, en la refinería² de petróleo en Acajutla de la Compañía Refinera de Acajutla Sociedad Anónima (RASA), para el revestimiento de las tuberías que conectan la planta procesadora con los barcos que transportan el petróleo.

El fin principal de este proceso fue darle mayor peso a las tuberías para estabilizarlas y evitar así que estas ascendieran a la superficie y al mismo tiempo hacerlas más rígidas para evitar los movimientos transversales generados por el oleaje, la aplicación del concreto lanzado aumento la vida útil y la resistencia a la presión de estas para transportar dicho líquido.

En 1968, la empresa Arquitectura y Construcción Ingenieros S.A. de C.V. (ARCO INGENIEROS) trajo al país una maquina para lanzar mortero, esta se utilizó para el recubrimiento de paredes en los proyectos: Edificio del Centro Nacional de Transformación Agraria (CENTA), Cine Variedades, Edificio del Seguro Social, Salón Azul de la Asamblea Legislativa, Cine Presidente entre otros. En la década de los ochenta se introdujo el concreto lanzado en forma industrial, por medio de la empresa del ingeniero Darío Sánchez Córdova (DSC), aplicándolo en el proyecto de la obra de paso (bóveda) de la Residencial La Gloria, Municipio de Mejicanos.

² Fuente: Entrevista con el Ing. Gabriel Guevara. "Gerente de Producción, Concretera Salvadoreña S.A. de C.V."

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Salvador se encuentra en una zona de topografía irregular y geográficamente es un país pequeño, siendo a nivel centroamericano un país que cuenta con una de las mayores densidades poblacionales. Estos y otros factores han llevado al límite de construir en zonas de alto riesgo como: riveras de ríos, quebradas, taludes naturales, etc; por las razones anteriores se realizan investigaciones al concreto hidráulico en el área de la construcción, esto es porque la mayoría de proyectos, obras de mitigación, reparaciones y recubrimientos estructurales son elaborados a base de concreto hidráulico, debido a que este material presenta diversas propiedades físicas y mecánicas; la selección de este material obedece a que se conoce de antemano su trabajabilidad, durabilidad, resistencia a la compresión, costos y sus diferentes aplicaciones. Es por ello que es necesario el estudio de nuevas alternativas aplicables del concreto donde se muestren propiedades distintas a las ordinarias y que su colocación sea mediante técnicas poco usuales³.

Por consiguiente se concibe la necesidad de la investigación del concreto lanzado como un concreto tipo especial para estabilizar taludes anclados y el revestimiento de elementos estructurales para aumentar la vida útil de las edificaciones, por lo que esta investigación puede ser de gran beneficio para nuestro país.

³ Fuente: "Diseño y Control de Mezclas de Concreto". Autor: Steven H. Kosmatka y William C. Panarese.

OBJETIVOS.

Objetivo General:

Realizar una investigación sobre la utilización del concreto lanzado, en obras ingenieriles en El Salvador y elaborar un documento que presente los procedimientos de aplicación del concreto lanzado por el método de la vía húmeda en estabilización de taludes anclados y recubrimiento de estructuras para prolongar su vida útil.

Objetivos específicos:

- ✓ Elaborar el diseño de mezcla para el concreto lanzado, basándose en la norma ACI-506, utilizando los agregados, cemento y aditivos disponibles en El Salvador.

- ✓ Analizar los sistemas de anclajes para la estabilización de taludes más comunes en el Salvador.

- ✓ Ilustrar el proceso constructivo de la aplicación del concreto lanzado por el método de vía húmeda en la estabilización de taludes anclados y el revestimiento en elementos estructurales.

- ✓ Realizar un análisis comparativo técnico económico del concreto lanzado y el concreto hidráulico normal.

ALCANCES.

- ✓ Parte del estudio se enfocará a la realización de diseño de mezclas para concreto con resistencias de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$; utilizando materiales propios de nuestro país.
- ✓ Se realizarán pruebas al concreto en estado fresco y endurecido para analizar sus resultados, dejando abierta la realización de un trabajo de graduación de control de calidad del concreto lanzado.
- ✓ El estudio se enfocará a la estabilización de taludes por medio de los sistemas de anclaje más utilizados en el país y a la reparación y/o recubrimiento de estructuras dañadas por diferentes causas; aumentando así la vida útil de los elementos.
- ✓ Elaborar un documento que aporte información sobre las aplicaciones del concreto lanzado en estabilización de taludes anclados y revestimiento de elementos estructurales, por el método de la vía húmeda sirviendo como un apoyo técnico para los profesionales dedicados a la construcción y supervisión de obras civiles.

LIMITACIONES.

- ✓ En la presente investigación no se considerará el estudio de Mecánica de Suelos en la estabilización de taludes, solamente se obtendrán datos de dicho estudio del proyecto “Residencia Vides”, para delimitar la investigación.

- ✓ El trabajo de investigación del concreto lanzado se enfocará al método de la vía húmeda y se presentará el método de la vía seca de forma general, debido a que el costo del equipo, de este último es demasiado alto.

- ✓ Se limitará a presentar el proceso de revestimiento con concreto lanzado de estructuras, no considerando el análisis de diseño estructural de las mismas.

- ✓ Esta investigación se enfocará a la estabilización de taludes por medio de anclajes y la aplicación de concreto lanzado en la superficie para formar una pantalla.

JUSTIFICACIÓN DEL TEMA.

El Salvador es un país que se encuentra en una zona altamente sísmica debido al movimiento de las placas de Cocos y del Caribe, también como la cadena de volcanes que se encuentran en actividad; fenómenos típicos de nuestra región que afectan de gran medida las estructuras físicas hechas por el hombre. Otro factor de apreciable magnitud es la época lluviosa causante de inundaciones y deslizamientos, que afecta directamente la estabilidad de los suelos, produciendo así fallas como: deslizamientos superficiales por bajas presiones, flujos por saturación, etc. Por otra parte existen los cambios acelerados que se dan en el país, provocados por los países desarrollados, dan como resultado una irreversible evolución en la industria de la construcción a lo largo del tiempo; llegando a un punto en que en la actualidad el concreto es el principal material usado en la elaboración de obras civiles.

Por todo lo anterior y para lograr que el país tienda a un mejor desarrollo con los fenómenos antes descritos presentamos la alternativa del concreto lanzado, como un aporte para que se conozca la aplicación de este tipo de concreto tanto en la estabilización de taludes anclados, así como el revestimiento de elementos estructurales.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

CAPITULO II

2.1 CONCRETO LANZADO.

2.1.1 CONCEPTO Y GENERALIDADES.

El concreto lanzado puede definirse: **“como mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie”**. La fuerza del chorro, que produce un impacto sobre la superficie, compacta el material. Normalmente el material fresco colocado tiene un revenimiento cero y puede sostenerse por si mismo sin escurrirse. El concreto lanzado también puede colocarse hacia arriba, en una sola operación en plafones, en espesores hasta de 50 mm.

La variedad de usos del concreto lanzado sigue aumentando después de una experiencia de 50 años. Se usan dos diferentes procesos: "mezclado húmedo" y el "mezclado seco", Este ultimo es mas satisfactorio y su uso esta más generalizado.

Procedimiento de mezclado seco¹.

El procedimiento de mezclado seco consiste en una serie de etapas que requiere de una planta especial. Una disposición típica de planta pequeña se muestra en la figura 2.1

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

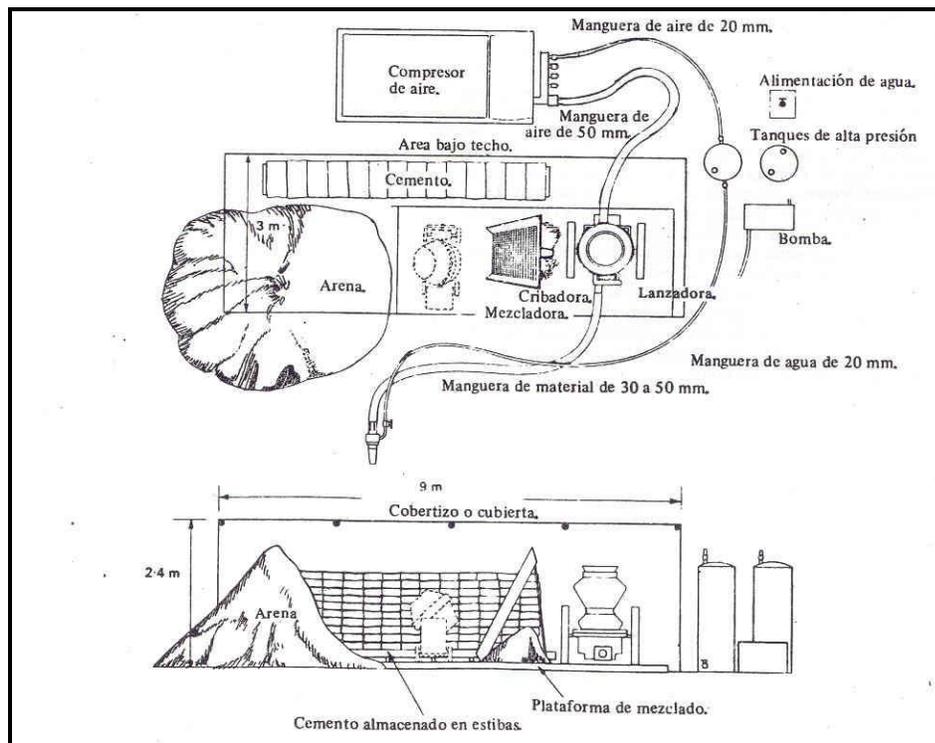


Figura 2.1 –Distribución típica de una planta pequeña.^{1/}

1. Se mezcla perfectamente el cemento con la arena. Las proporciones de los materiales que intervienen son variables; el cemento empleado es generalmente el Pórtland Normal, aunque también se usan cementos de alta resistencia, de rápido endurecimiento o resistentes a la acción de los sulfatos, con diferentes arenas y gravas, ya sean naturales o artificiales
2. La mezcla de cementa-arena se almacena en un recipiente mecánico presurizado por medio de aire, llamado "lanzador".
3. La mezcla se introduce en una manguera de descarga por medio de una rueda alimentadora o distribuidor que esta dentro del lanzador.

4. Este material se conduce por aire comprimido a través de la manguera de descarga a una boquilla especial. La boquilla esta ajustada dentro de un tubo múltiple perforado a través del cual se atomiza agua bajo presión, mezclándose íntimamente con el chorro de arena-cemento.
5. El concreto húmedo sale de la boquilla proyectado a alta velocidad sobre la superficie en que va a colocarse.

Procedimiento de mezclado húmedo¹.

El proceso de mezclado húmedo rara vez produce un mortero con propiedades equivalentes al de mezcla seca; las máquinas de mezclado húmedo producen un concreto esparcido, frecuentemente en grandes cantidades, sobreponiéndose en esta forma a los usos de alguna máquina de mezclado seco; pero esto no es más que un bombeo de alta velocidad a través de líneas cortas hacia una boquilla conectada a un chorro de aire comprimido. Resultando un concreto o mortero que no tiene ninguna compactación excepcional, el único tipo de máquinas de mezclado húmedo que es capaz de producir algo que se aproxime al verdadero concreto lanzado es el que se muestra en la figura 2.2 Sin embargo. se esta llevando a cabo una gran cantidad de prácticas al respecto, principalmente en los EE. UU. con lo cual se podrá obtener una maquina de mezclado húmedo capaz de proyectar un concreto lanzado genuino.

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

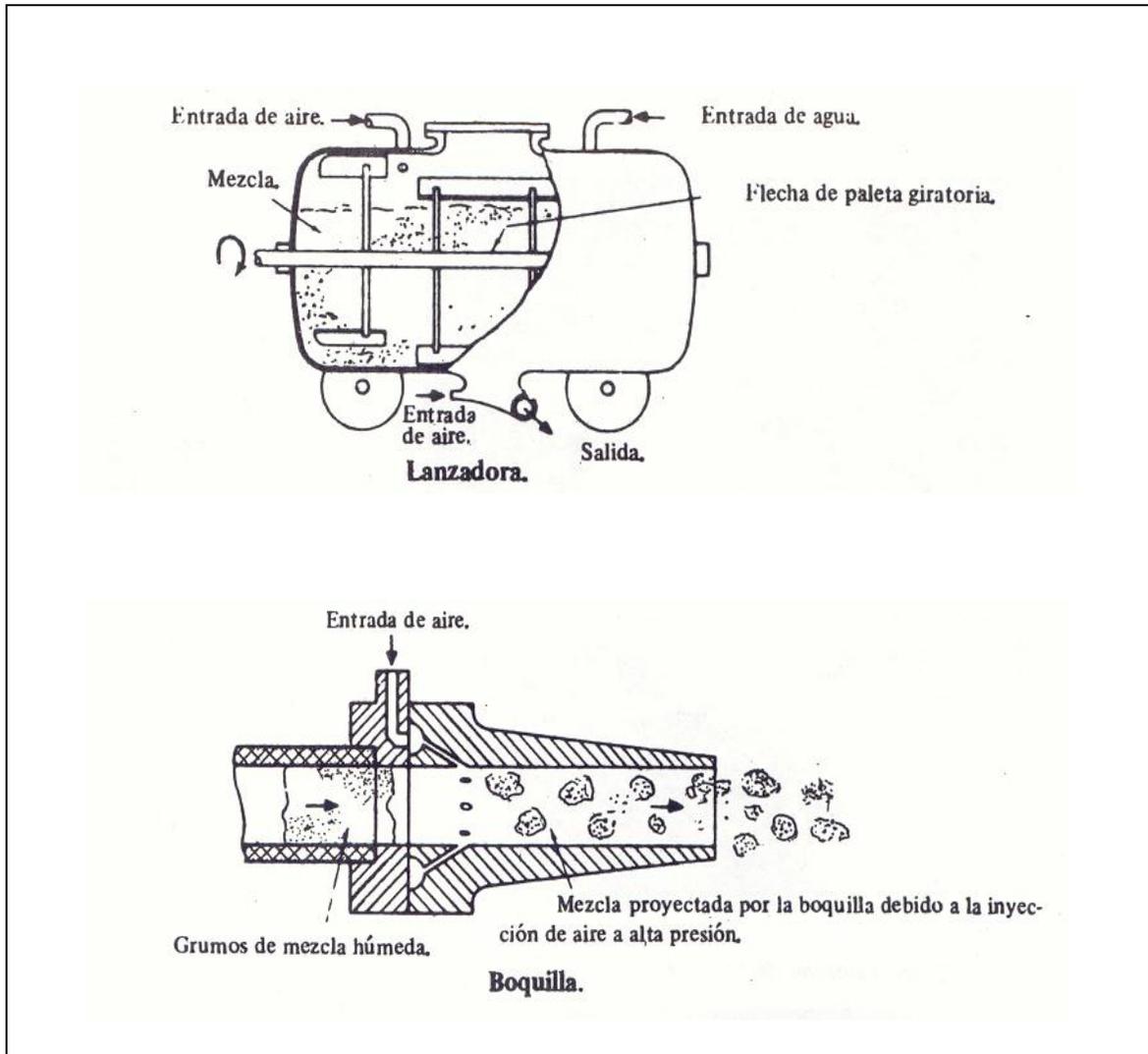


Figura 2.2 – Lanzadora y boquilla típicas para mezcla húmeda.^{1/}

Concretos lanzados de alta y baja velocidad.

El uso de máquinas de mezclado seco también se puede clasificar en dos categorías: concretos lanzados a "alta velocidad" y a "baja velocidad".

Los concretos lanzados a alta velocidad se producen usando una pequeña boquilla y una elevada presión de aire para producir una alta velocidad en la boquilla y, por lo tanto, una velocidad elevada de impacto con velocidades de las partículas de 90 a 120 m /seg., dando por resultado un concreto lanzado muy bien compactado, Las variaciones que se tienen al colocar el concreto lanzado a alta velocidad son relativamente bajas.

El concreto lanzado de baja velocidad se produce usando una máquina de gran rendimiento y una manguera de gran diámetro con la boquilla amplia. El concreto lanzado por la técnica de baja velocidad no se compacta tan bien como el de alta velocidad; pero, sin embargo, exhibe características típicas del concreto lanzado; baja relación agua-cemento, buena compactación en el lugar de aplicación, alto contenido de cemento.

En la práctica, el tipo de máquina que se usa depende del tipo de concreto lanzado que se requiere, pero cualquier máquina puede adaptarse para obtener un mínimo de resultados satisfactorios. Las propiedades del concreto lanzado pueden modificarse cambiando la salida ajustada a la boquilla. el tamaño de la manguera o el tamaño de la boquilla.

2.1.2 USOS GENERALES.^{1/}

El concreto lanzado ofrece ventajas sobre el concreto convencional en muchos tipos de trabajos de construcción y reparación. Un ingeniero calificado, con conocimientos y experiencia, debe decidir donde y como puede usarse el material.

El concreto lanzado es frecuentemente más económico que el concreto convencional, debido a que necesita menos trabajo de cimbra y requiere solamente una pequeña planta portátil para mezclado y colocación en las áreas más inaccesibles.

Una propiedad importante del concreto lanzado es su facilidad para formar una excelente adherencia con varios materiales. Tiene características impermeables aun en secciones delgadas, y se pueden Usar aditivos para asegurar su impermeabilidad. El concreto lanzado puede ser usado en :

- ✓ **Estructuras nuevas** (especialmente secciones plegadas o curvas), Por ejemplo: techos, paredes, tanques presforzados, recipientes, albercas, túneles, alcantarillas de aguas negras y revestimiento de lumbreras o tiros.

- ✓ **Recubrimientos de mamposterías** de ladrillo, concreto, piedra o acero para protección o presentación.
- ✓ **Recubrimiento de acero estructural** para proporcionar resistencia al fuego y proteger su capacidad de resistencia.
- ✓ **Refuerzo de estructura de concreto**, losas, muros de concreto y mampostería, bóvedas de ladrillo y mampostería.
- ✓ **Reparación de estructuras de concreto dañadas**, tales como puentes, revestimientos de tanques, presas, túneles, torres de enfriamiento, chimeneas y estructuras marítimas. Reparaciones generales de concreto descascarado en edificios antiguos de concreto reforzado. Reparaciones de estructuras de concreto y mampostería dañadas por sismos o incendios.
- ✓ **Revestimientos refractarios** de chimeneas, hornos, cúpulas, etc.
- ✓ **Revestimientos resistentes a la abrasión** en almacenes de carbón y agregados, tolvas, vertedores, varaderos.

2.1.3 PROPIEDADES^{1/}

Adherencia.

El concreto lanzado tiene excelentes propiedades de adherencia con materiales como el concreto, mampostería, madera y acero. Para que la adherencia entre el concreto lanzado y cualquiera de los materiales antes mencionados sea efectiva, la superficie sobre la que se lanzará el concreto

debe estar limpia de polvo, material insano o de cualquier suciedad; así mismo húmeda para evitar que sea absorbida el agua de la mezcla de concreto, sobre todo en materiales porosos como la mampostería; además debe contarse con personal que tenga experiencia en el lanzado del concreto así como también con una buena supervisión.

En la tabla 2.1 se muestran valores de esfuerzos de adherencia del concreto lanzado medidos en base a esfuerzos de compresión y cortante.

Muestra	Esfuerzo de compresión de núcleos de concreto lanzado psi(MPa)	Esfuerzo de adherencia en cortante psi(MPa)
A. Concreto lanzado mezcla seca con concreto convencional viejo		
1	5850 (40.3)	720 (5.0)
2	7140 (49.2)	598 (4.1)
3	5900(40.7)	422 (2.9)
4	5410 (37.3)	520 (3.6)
5	7060 (48.7)	874 (6.0)
6	4620 (31.9)	411 (2.8)
7	4580 (31.6)	508 (3.5)
B. Concreto lanzado mezcla seca con concreto lanzado mezcla húmeda viejo		
8	4780 (33.0)	560 (3.9)
9	4360 (30.1)	530 (3.7)
10	4660 (32.1)	500 (3.4)
C. Concreto lanzado mezcla húmeda con concreto lanzado mezcla húmeda viejo		
11	4810 (33.2)	131 (0.9)
12	-----	181 (1.3)
13	4420 (30.5)	243 (1.7)
14	-----	220 (1.5)
15	4860 (33.5)	336 (2.3)

Tabla 2.1 “Esfuerzo de adherencia del Concreto Lanzado”

Es importante aclarar que la adherencia del concreto no es una propiedad que se manifieste con cualquier material; por ejemplo con el aluminio presenta el problema de una posible corrosión electrolítica, con el acero galvanizado no se adhiere por la capa de zinc que éste tiene y en general el concreto lanzado presenta deficientes propiedades de adherencia cuando es aplicado sobre materiales pulidos y densos.

Versatilidad: Con el concreto lanzado se pueden obtener gran variedad de formas ya que su método de aplicación facilita la obtención de formas caprichosas, convirtiéndose así en una gran ayuda desde el punto de vista arquitectónico; también puede ser utilizado para la construcción de elementos nuevos y en reparaciones.

Durabilidad: La durabilidad del concreto lanzado está asociada al comportamiento que tiene ante exposiciones que puedan despojarlo de su capacidad de servicio, como por ejemplo congelamiento y deshielo, en las cuales el concreto lanzado ha demostrado tener una gran resistencia, salvo en estructuras marítimas donde se han observado deterioramientos considerables, por lo cual se recomienda usar un tipo de protección adicional a través de aditivos especiales como emulsiones asfálticas. Además el concreto lanzado se ha comportado satisfactoriamente ante el ataque de sustancias químicas, abrasión, procesos de humedad y secado, altas temperaturas, etc.

Impermeabilidad: El alto grado de compactación que se logra a través del método de colocación del concreto lanzado, permite lograr en las superficies construidas con este tipo de concreto una impermeabilidad aceptable, ya que las partículas que lo forman quedan extremadamente unidas impidiendo que los líquidos se filtren fácilmente.

Relación agua/ cemento: En la elaboración de las mezclas de concreto lanzado se ocupan relaciones agua/ cemento bajas, lo que permite obtener resistencias altas en los elementos construidos a base de este tipo de concreto. En el caso particular de el concreto lanzado de mezcla seca se han tenido relaciones agua/ cemento "in-situ" entre 0.30 y 0.5 por peso, mientras que en el de mezcla húmeda los valores de dicha relación varían entre 0.40 y 0.55.

Resistencia a la compresión: Los valores más reportados de resistencia a los 28 días, se encuentran en el rango de 3000 a 7000 psi (20 a 48 MPa), aunque, para el concreto lanzado del tipo mezcla seca en algunas pruebas se han desarrollado resistencias superiores a los 10,000 psi (69 MPa). Se recomienda, que resistencias superiores a los 5000 psi (34.5 MPa) se especifiquen sólo para trabajos de concreto lanzado que serán ejecutados y supervisados en forma cuidadosa.

Otras propiedades: Se presentan en este apartado una serie de propiedades que son de importancia para una correcta elección del concreto lanzado como material de construcción.

La contracción por secado del concreto lanzado varía dependiendo de las proporciones de materiales usados en la mezcla, pero generalmente se encuentra dentro del rango de 0.06 y 0.10 por ciento.

El peso unitario de un buen concreto lanzado está usualmente entre 140 y 150 lb/pie³ (2230 a 2390 kg./m³). El modulo de elasticidad generalmente se encuentra entre 2.5×10^6 y 6×10^6 psi (17×10^3 a 41×10^3 MPa).

2.1.4 MATERIALES.^{1/}

Los materiales para la fabricación del concreto lanzado tienen que ser de buena calidad para que puedan producir un concreto con propiedades aceptables. Para ello los materiales no pueden estar dañados y deben almacenarse en forma adecuada, según aparece en la Sección 2.5 del ACI 301. Se presentan a continuación los materiales usados para el concreto lanzado con las respectivas normas que deben cumplir.

CEMENTO

El cemento Pórtland utilizado para el concreto lanzado debe cumplir los requisitos de calidad establecidos en las normas ASTM C-150 o C-595, puede usarse también cemento resistente a los sulfatos, de endurecimiento rápido u otro tipo de cemento según lo ameriten las circunstancias bajo las cuales estará trabajando el concreto.

AGREGADOS

El agregado de peso normal para el concreto lanzado debe cumplir con los requerimientos de la norma ASTM C-33. Los agregados que se utilizan para el concreto lanzado resistente a altas temperaturas son diferentes a los utilizados normalmente; dentro de éstos se pueden mencionar los limos, arcillas expandidas, escorias, vermiculita, perlita, alúmina fundida y caolín.

La granulometría de los agregados debe ser conforme a lo especificado en la tabla 2.2, dentro de la cual la graduación se utiliza para concreto lanzado con agregado fino únicamente. Las graduaciones 2 y 3 se ocupan cuando el concreto lanzado posee también agregado grueso. En el caso específico de la graduación 3, donde el agregado grueso contiene partículas de hasta 19 mm es recomendable pesar por separado el agregado fino para evitar problemas de segregación.

Las partículas de agregado que sean mayores de 19 mm deberán ser rechazadas por tamizado para evitar obstrucciones en el equipo. Se pueden utilizar agregados que no cumplan con las graduaciones de la tabla 2.2 si en pruebas preliminares se determina que dan resultados satisfactorios.

En caso de usar agregados de peso liviano, éstos deben cumplir con la norma ASTM C-330.

Tabla 2.2 –Graduación de los agregados.

Porcentaje que pasa (en peso)			
Medida del Tamiz	Graduación 1	Graduación 2	Graduación 3
3/4 plg. (19 mm)	-----	-----	100
1/2 plg (12 mm)	-----	100	80-95
3/8 plg (10 mm)	100	90-100	70-90
No. 4 (4.75 mm)	95-100	70-85	50-70
No. 8 (2.4 mm)	80-100	50-70	35-55
No. 16 (1.2 mm)	50-85	35-55	20-40
No. 30 (600 um)	25-60	20-35	10-30
No. 50 (300 um)	10-30	8-20	5-17
No. 100 (150 um)	2-10	2-10	2-10

AGUA

El agua para el mezclado deberá estar limpia y libre de sustancias que puedan dañar el concreto lanzado o el acero. Se puede usar agua potable, pero si no se dispone de ésta es permitido el uso de agua no potable que produzca cubos de mortero con resistencia a los 7 y 28 días que sean iguales, o como mínimo, sean el 90% de la resistencia de especímenes similares hechos con agua potable.

El agua para el curado debe estar libre de sustancias que puedan dañar el concreto y de sustancias que puedan ocasionar manchas cuando el concreto lanzado es ocupado en acabados arquitectónicos.

ADITIVOS

Se pueden usar aditivos en el concreto lanzado para mejorar sus propiedades, para ciertas aplicaciones especiales y para condiciones especiales de colocación. Los aditivos que se usan en el concreto lanzado deben probarse antes de ser ocupados en un proyecto determinado, para asegurar que se obtengan los resultados esperados. A menos que se especifique lo contrario, los aditivos solubles deben disolverse en agua antes de ser introducidos en la mezcla.

Los aditivos deben cumplir con los requerimientos de la norma ASTM adecuada para cada tipo de aditivo, o en última instancia deberán seguirse las indicaciones dadas por el fabricante. Por lo general los aditivos para el concreto lanzado se encuentran en alguna de las siguientes categorías.

ADITIVOS ACELERANTES

Para un fraguado rápido u obtención de resistencia prematura, se pueden usar aditivos acelerantes como el cloruro de calcio u otro aditivo acelerante aprobado (aluminatos, silicatos). El cloruro de calcio debe cumplir

con la norma ASTM D-98 y no debe ser usado en cantidades mayores al 2% en peso del cemento.

ADITIVOS INCLUSORES DE AIRE

Debido a que los aditivos inclusores de aire tienen muy poco tiempo para reaccionar en el concreto lanzado de mezcla seca, este tipo de aditivos se ocupa solamente en el concreto lanzado de mezcla húmeda para aumentar la resistencia a condiciones de intemperismo severo, para aumentar la trabajabilidad de la mezcla o para reponer las pérdidas de aire en la misma debido al paso de ésta a través del equipo. Los aditivos inclusores de aire deben cumplir los requisitos de la norma ASTM C-260.

ADITIVOS RETARDANTES Y REDUCTORES DE AGUA

En clima caliente, si se requiere de un acabado, puede emplearse un retardante en la mezcla que evite la presencia de juntas frías y mejore las propiedades impermeables. Los aditivos retardantes de fraguado generalmente no se usan en trabajos de concreto lanzado pero en caso de usarse, deben cumplir con la norma ASTM C-494, tipo D.

Los aditivos reductores de agua para el concreto lanzado de mezcla húmeda deben ser conforme a la norma ASTM C-494. Dichos aditivos normalmente no se usan en el concreto lanzado de mezcla seca.

ADITIVOS DE LATEX

Esta clase de aditivos mejoran la resistencia a la flexión y a la tensión, dan mayor capacidad de unión, así como también reducen la absorción y penetración de cloruros.

ADITIVOS PUZOLANICOS

Estos aditivos pueden incrementar la trabajabilidad o facilidad de bombeo de concreto lanzado de mezcla húmeda; proveen mayor resistencia al ataque de los sulfatos y a la reacción de agregados alcalinos. Los aditivos puzolánicos deben cumplir con la norma ASTM C-618.

FIBRAS DE ACERO

Este tipo de refuerzo, a diferencia de los demás, no se coloca antes de proceder a lanzar la mezcla de concreto sino que se incluye, con una dosificación específica, dentro de ésta antes de ser introducida en la máquina lanzadora. Las fibras de acero se usan en el concreto lanzado para reducir la

propagación del agrietamiento, para incrementar la resistencia a la flexión, la ductilidad, la rigidez y la resistencia al impacto. La longitud de las fibras de acero varia entre 1/2 y 1 1/2 pulgada (12 a 40 mm) y se usan en cantidades menores al 2% en volumen de concreto lanzado. El refuerzo de fibras de acero presenta el inconveniente de que desgasta rápidamente las piezas de la máquina lanzadora.

2.1.5 EQUIPO^{1/}

Distribución de la planta¹

La función básica de una planta de concreto lanzado es suministrar los materiales, el aire y el agua a una boquilla en las proporciones correctas y una presión apropiada de trabajo.

Una distribución típica de lanzadora pequeña se mostró en la figura 2.1, e instalaciones de rendimiento más grandes en las figuras 2.3 y 2.4. En la figura 2.5 se ilustra una pequeña planta móvil. Las máquinas de producción verdaderamente grandes pueden fabricar 9 m³ de mezcla por hora, que parece ser el límite que un operador en la boquilla puede manejar correctamente; algunos equipos grandes pueden mantener ocupados a dos operadores de boquilla.

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

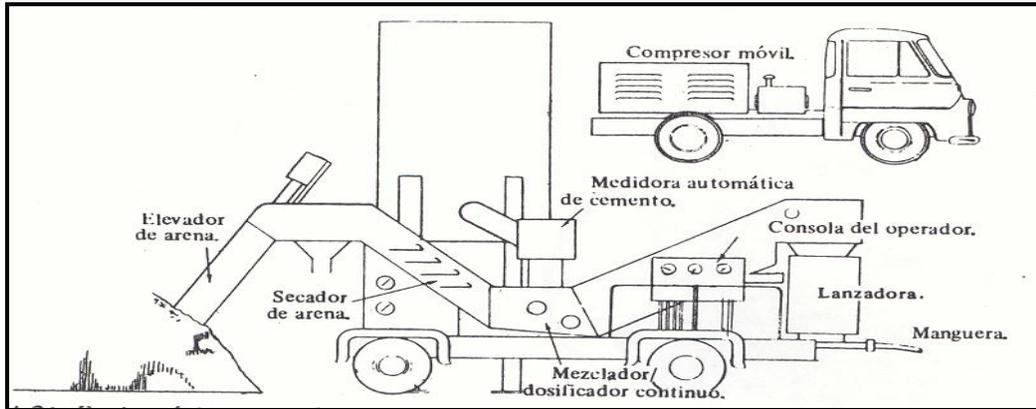


Figura 2.3 –Equipo típico avanzado para gran rendimiento, continuo.

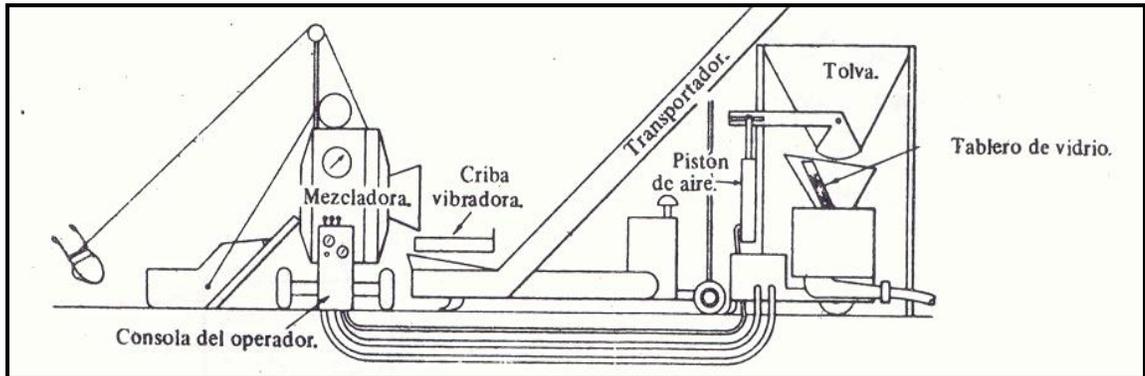


Figura 2.4 –Distribución típica para rendimiento mediano.



Figura 2.5 –Equipo para concreto lanzado Mi-con, tipo TR-40C.

Los equipos mayores frecuentemente son atendidos por camiones mezcladores de concreto que llevan la mezcla seca a la obra y la alimentan por medio de un transportador de la unidad.

Suministro de aire

Todo el proceso depende de un suministro adecuado de aire comprimido. No solamente debe suministrar el compresor un volumen suficiente de aire a la presión correcta, sino que esta presión no debe tener fluctuaciones. El aire suministrado a la lanzadora debe estar seco y libre de aceite. La mayoría de las lanzadoras están equipadas con secadores; sin embargo, en condiciones muy húmedas, se requieren secadores de aire adicionales. El aire húmedo puede ocasionar que el vapor de agua se condense dentro de la lanzadora, tapándola, al adherirse gradualmente capas de cemento.

Para una disposición normal de la lanzadora se requiere una capacidad del compresor no menor de 7000 lts/min. Para el empleo del Concreto lanzado en estructuras, por ejemplo, para 250 mm en muros, se necesita un compresor con una capacidad de 10,000 a 17,000 lts/min. dependiendo del tipo de lanzadora. Los vendedores de equipo de concreto lanzado tienden a proporcionar los volúmenes libres mínimos de funcionamiento del compresor para sus máquinas, pero siempre es mejor tener algo de volumen extra a la mano.

La presión normal de funcionamiento (la verdadera presión de aire a la salida de la lanzadora) medida con un manómetro colocado cerca de la salida, es generalmente entre 240 y 280 kN/m², mientras que la presión de alimentación es 550 a 700 kN/m². Las presiones de funcionamiento están relacionadas con la longitud de la manguera y la altura de la boquilla arriba de la lanzadora. Deben incrementarse en aproximadamente 2.2 kN/m² por metro de longitud de manguera y por 4.5 kN/m² por metro de altura arriba de la lanzadora. La altura máxima a la cual puede entregarse con seguridad el concreto lanzado es unos 100 m arriba de la lanzadora.

En la tabla 2.3 se muestran las capacidades necesarias de compresor para diferentes diámetros de manguera, para aplicaciones con concreto lanzado de mezcla seca.

Para el proceso de mezcla húmeda, las lanzadoras de alimentación neumática requieren menos aire para una medida dada de manguera que en el equipo de mezcla seca. En el equipo de desplazamientos positivos se requiere un suministro de aire de por lo menos 105 cfm (3 m³/min.) a 100 psi (700 kPa) al anillo de aire para una adecuada operación.

Tabla 2.3 –Capacidad de compresor vrs. diferentes diámetros de manguera.

Diámetros internos de las mangueras que transportan el material		CAPACIDAD DE COMPRESOR	
Pulgadas	mm.	cfm a 100 psi	M ³ /min. a 700 Kpa
1	25	350	10.0
1 ¼	32	450	12.5
1 ½	38	600	17.0
2	51	750	21.0
2 ½	64	1000	28.0

Suministro de agua¹

En el caso del concreto lanzado de mezcla húmeda, el agua es suministrada a los materiales en el proceso de mezclado antes de introducirlos a la máquina lanzadora y en la cantidad especificada en la dosificación.

Cuando el concreto lanzado es del tipo de mezcla seca, el agua llega a una válvula instalada en la boquilla a través de una manguera ligera flexible de alta presión. Siempre que sea posible, esta línea se conectara directamente a la alimentación principal, siempre que esta alimentación tenga una presión no menor de 400 kN/m².

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

La presión de agua en la boquilla de descarga debe ser considerablemente mayor que la presión de aire, para asegurar que el agua se mezcle apropiadamente con los demás materiales. Si la presión de agua en la alimentación de agua potable es inadecuada, debe introducirse presión adicional a través de una bomba, sin descuidar que la presión lograda sea uniforme.

Mangueras¹

La adecuada selección de las mangueras que transportarán materiales, aire y agua es importante para lograr un funcionamiento óptimo, económico y seguro del equipo. La medida de la manguera y la presión bajo la cual operará deben ser analizadas y evaluadas para seleccionar apropiadamente el tipo de manguera que se utilizará en un determinado trabajo.

Las mangueras de aire se usan para suministrar el aire a la máquina lanzadora de concreto, a la boquilla en el proceso de mezcla húmeda, al tubo de chiflón y a otros equipos que requieran de aire para su funcionamiento. Las mangueras de aire deben ser suficientemente grandes de tal forma que aseguren un adecuado volumen de .aire para operar el equipo y diseñadas para resistir por lo menos el doble de la presión bajo la cual trabajarán; además

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

deben ser flexibles, livianas y de un material resistente al aceite, abrasión y a los dobleces.

Las mangueras de agua son utilizadas para alimentar con agua la boquilla; estas mangueras deben ser de una medida y resistencia compatible con el rango requerido de flujo y presión. Se recomienda para todas las mangueras de agua un diámetro interno mínimo de 3/4 plg (19 mm).

En el caso de **las mangueras que transportan materiales**, tanto para el proceso de mezcla seca como mezcla húmeda, el diámetro interno debe ser, cuando menos, igual al triple del tamaño máximo del agregado de la mezcla, o al doble de la longitud de las fibras de acero, cuando éstas son incluidas en la mezcla como refuerzo.

En general, la manguera de materiales debe ser liviana y flexible y estar compuesta por materiales que sean resistentes a la abrasión, a los aplastamientos y dobleces.

La lanzadora¹²

La lanzadora deberá escogerse de acuerdo con el tipo y cantidad de concreto lanzado que se necesite. Su rendimiento debe ser de manera que suministre a la boquilla una corriente regular, uniforme, vigorosa y sin pulsaciones.

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

² / Fuente: “ Guide to shotcrete”. ACI 506R-90.

Los agregados hasta de 20 y aún 25 mm usados para las secciones gruesas de lanzamiento, pueden acomodarse solamente en las maquinas grandes. Estas maquinas también pueden ser usadas como una alternativa de una bomba convencional de concreto, en cuyo caso se usa una boquilla en forma de zapato o de tolva receptora.

Boquilla

El proceso de lanzar el concreto frecuentemente ha sido descrito como un arte. Ciertamente, un buen lanzador (el hombre que opera la boquilla proyectando el concreto en su lugar) es un operario que tiene una habilidad para "sentir" su material y así obtener los mejores resultados. Sin embargo, todos estos esfuerzos son inútiles si no esta respaldado por una maquinaria adecuadamente diseñada y de funcionamiento apropiado.

Las boquillas para concreto lanzado de mezcla húmeda son y funcionan en forma similar a las descritas para el proceso de mezcla seca, con la diferencia que en vez de tener un sistema inyector de agua poseen uno de aire que impulsa la mezcla húmeda hacia la superficie donde se está lanzando el concreto.

El funcionamiento de la boquilla (fig. 2.6) en convertir la corriente entrante de material mezclado en seco, en mortero humedecido que transite a

suficiente velocidad para ser dirigido con exactitud a un punto específico, a cierta distancia en donde producirá un impacto sobre la superficie y se quedará ahí pegado. El mezclado íntimo del agua y el material en la boquilla se conoce en el ramo del concreto lanzado como hidratación, en un sentido completamente diferente al que tiene la palabra en su significado común como una combinación química de cemento y agua.

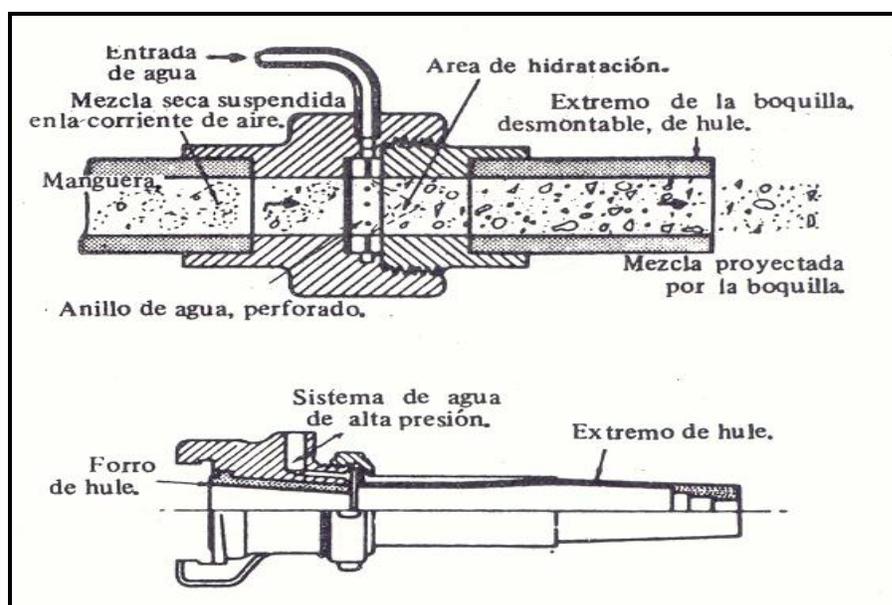


Figura 2.6 –La boquilla tipo Boulder 500, boquilla típica de mezclado seco.

La punta de la boquilla está generalmente hecha o recubierta de hule para lograr uniformidad en los resultados, facilidad de limpieza y prevención al desgaste. Un chorro de concreto lanzado desgastaría un espesor de 3 mm. De punta de boquilla de acero en un día mientras que una punta de hule durará por espacio de una semana a más.

Lanzadoras de mezcla seca

El sistema original de lanzadoras de cemento se ha desarrollado, pero actualmente existen otros tipos que están en uso; sus mecanismos son diferentes pero el principio básico es el mismo.

El cual es: alimentar mezcla seca a una cámara en la cual el aire a alta presión la lanza a través de una manguera.

Por sencillez estos diversos tipos se han reducido a cuatro sistemas típicos. Existen otros equipos pero son principalmente invenciones de compañías que los usan exclusivamente para sí mismas, siendo un ejemplo de estos la lanzadora alimentada por medio de tornillos.

1. Tipo de rueda de alimentación
2. Tipo de alimentación directa por gravedad
3. Tipo de tambor rotatorio
4. Tipo de rueda alimentadora adaptada "boulder"

Un tipo recién llegado a este campo es la lanzadora de aspas de la Caledonian Mining Company esta es una lanzadora de baja presión pero altamente adaptable especialmente apropiado para la producción de compuestos con fibra de acero, aunque no produce concreto lanzado a alta velocidad.

Tipo de rueda de alimentación (lanzadora de cemento).^{2/}

Esta es una maquina de doble cámara. Un ejemplo de ella se ilustra en la figura 2.7 y la secuencia de operación se explica en las figuras 2.8, 2.9 y 2.10 la cámara superior actúa como un cierre neumático para alimentar material a la cámara inferior en la cual se mantiene una presión elevada de aire. El proceso de transferir material de la cámara superior a la cámara inferior se conoce como conmutación y debe efectuarse en tal forma que no se presenten fluctuaciones de presión en el suministro. Una conmutación eficiente depende de la limpieza de la válvula de campana inferior y de la habilidad del operador que la atienda y alimente la lanzadora y opere las válvulas.

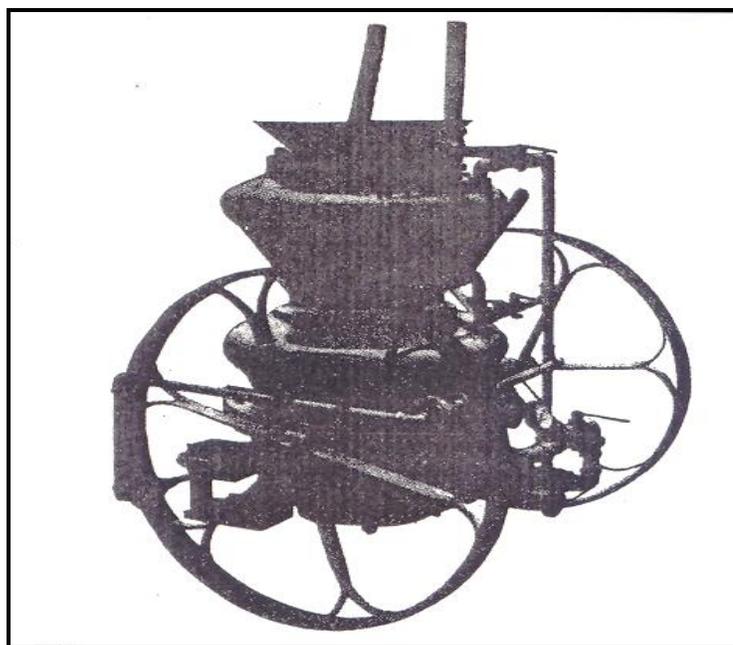


Figura 2.7 –Máquina sobre ruedas, alimentadora de la lanzadora de cemento.^{2/}

^{2/} / Fuente: “ Guide to shotcrete”. ACI 506R-90.

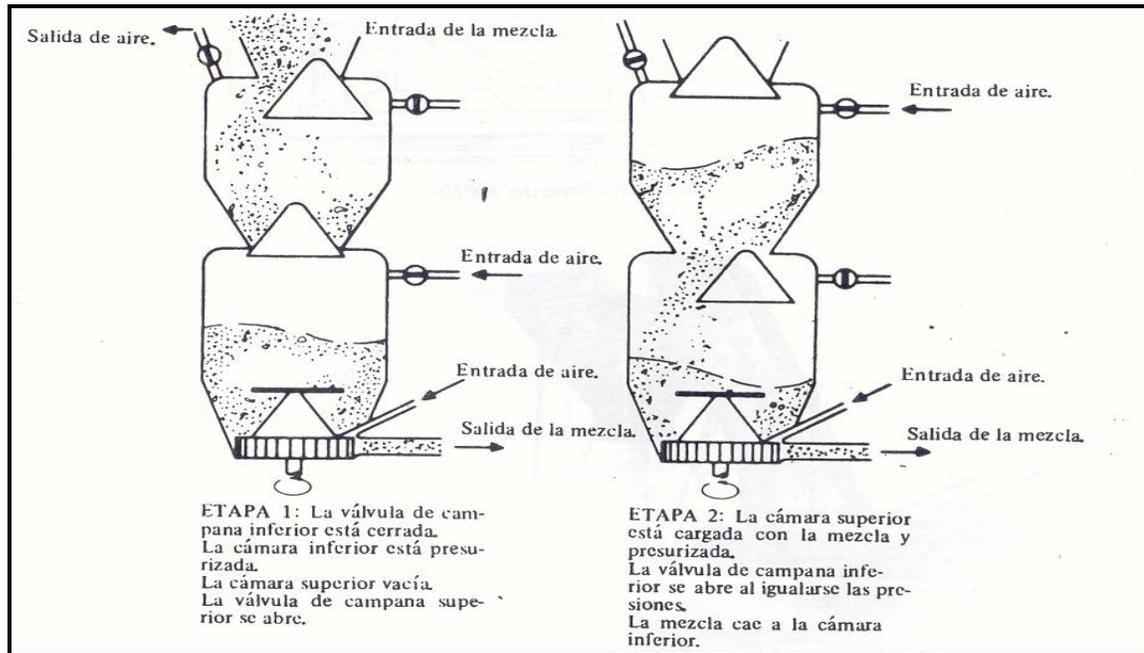


Figura 2.8 –Secuencia básica de operaciones en una máquina sobre ruedas de alimentación de doble cámara².

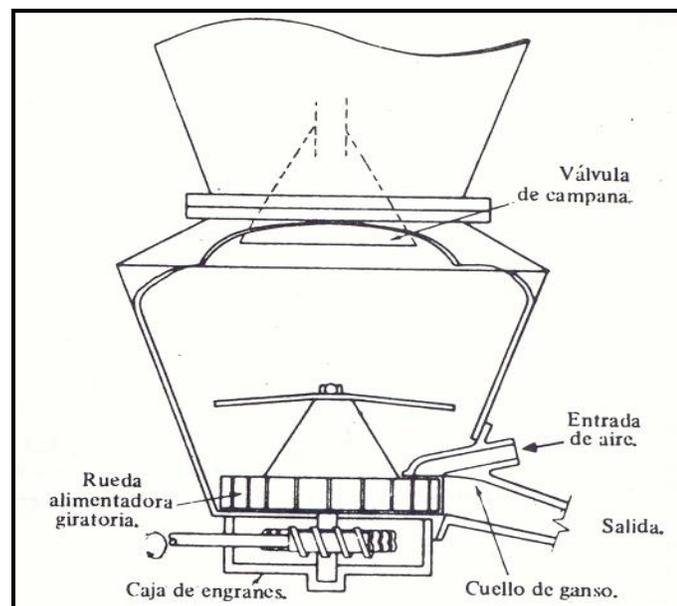


Figura 2.9 –Lanzadora sobre ruedas de alimentación, (la cámara inferior).

² / Fuente: " Guide to shotcrete". ACI 506R-90.

El material en la cámara inferior cae alrededor de la rueda de alimentación giratoria, la cual mueve porciones de material alrededor de sus rayos hasta que cada una de ellas se encuentra frente a sus salidas. En este punto la porción de material esta dentro de la cavidad de la rueda y libre por dos partes como se indica en la figura 2.10²; está abierta al flujo de aire que llega a través del aditamento de cuello de ganso a elevada presión y abierta también a la cámara. Entonces esta porción de material es soplada a la salida por medio de la corriente de aire y conducida por esta misma a la boquilla.

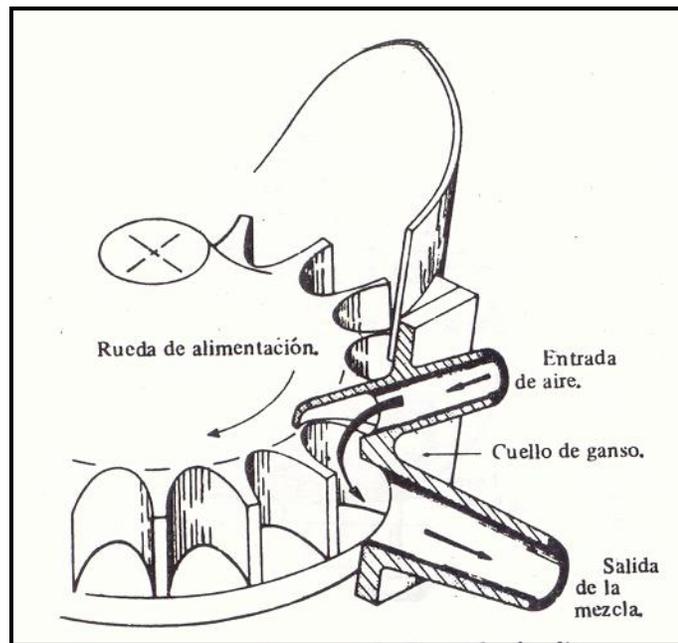


Figura 2.10 –Operación básica de la rueda de alimentación.

² / Fuente: " Guide to shotcrete". ACI 506R-90.

Tipo de alimentación directa

La lanzadoras alimentadas en forma directa tienen una variación de diseño pero se fundan básicamente en los principios que se muestran en la figura 2.11 son maquinas de cámara doble y sencillas, el material en la cámara baja se mantienen en movimiento por las aspas de un agitador y cae hacia el estrechamiento del cono invertido como en un reloj de arena. En el estrechamiento esta un conducto por el cual penetra el aire a presión elevada sopla a través de la caída del material y lo empuja hacia la salida. Ambos tipos de maquina, tanto la de alimentación directa como la de alimentación de rueda tienen controles de operación similares aunque el tipo de alimentación de rueda puede ajustarse con mayor sensibilidad.

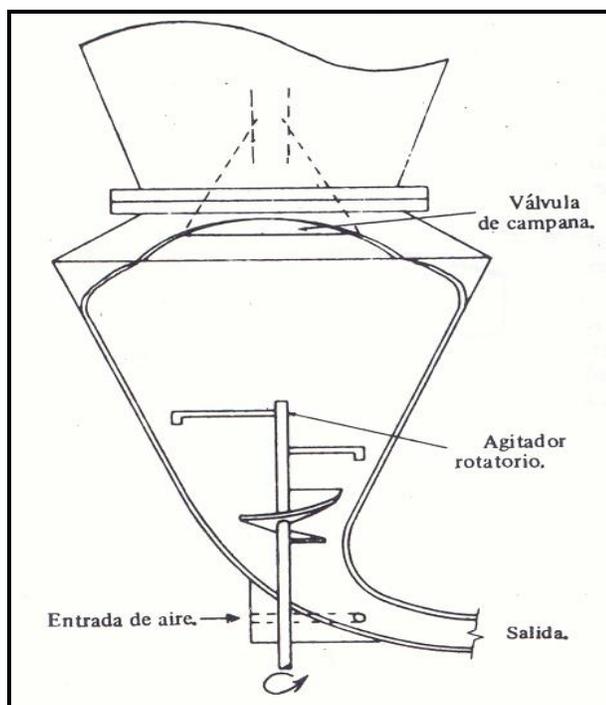


Figura 2.11 –Lanzadora alimentada por gravedad.

Las precauciones básicas que deben observarse con ambos tipos de máquinas son las siguientes:

1. Todas las válvulas deberán estar bien engrasadas para impedir desgaste y asegurar un uso rápido y eficiente. No se tolerarán las válvulas desgastadas.
2. El sistema de lubricación del motor deberá revisarse diariamente, así como la cantidad de aceite y grasa recomendado por el fabricante para mantener el sistema en optimas condiciones.
3. Las válvulas de campana deberán limpiarse escrupulosamente tratándolas con herramientas de metal suave o cepillos de alambre.
4. Las juntas deberán revisarse periódicamente y cambiarse en caso que estén defectuosas.
5. En el caso del tipo de alimentación de rueda la rueda deberá mantenerse limpia en la misma forma que las válvulas de campana.
6. Las salida deberá mantenerse escrupulosamente limpia, pulida de ser posible.

Tipo de Tambor Rotatorio

Las máquinas de tambor rotatorio (figura 2.12) rompen los diseños tradicionales y ofrecen ciertas ventajas, aunque su costo de operación tiende a ser más elevado debido a la mayor cantidad de superficies de desgaste.

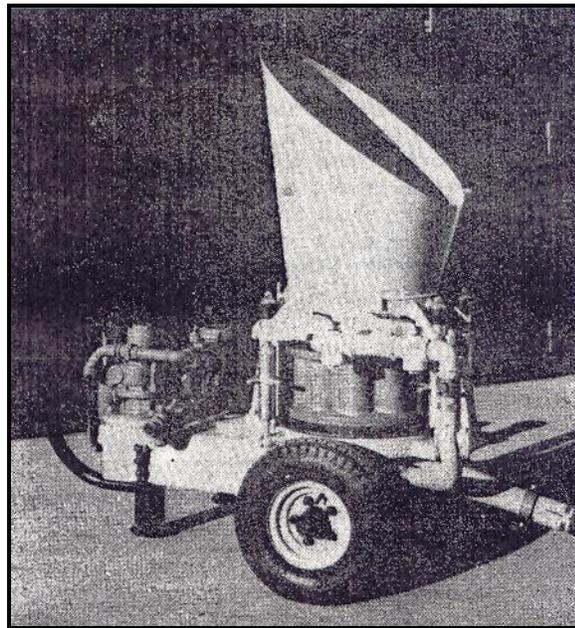


Figura 2.12–Maquina de tambor rotatorio Aliva.^{1/}

La operación se describe en términos generales en la figura 2.13; el barril consta de un número de cámaras cilíndricas colocadas entre dos placas perfectamente planas y paralelas. Al girar el tambor, cada cámara, a su vez, se carga con material que cae desde arriba, es sellada al pasar por un área aislada y se descarga al ponerse bajo la presión de aire de arriba que forza al material hacia la salida, en donde otros suministros de aire soplan la mezcla dentro de la

manguera. Después se limpia la cámara pasando por una salida de escape y regresa al área de carga para repetir el ciclo.

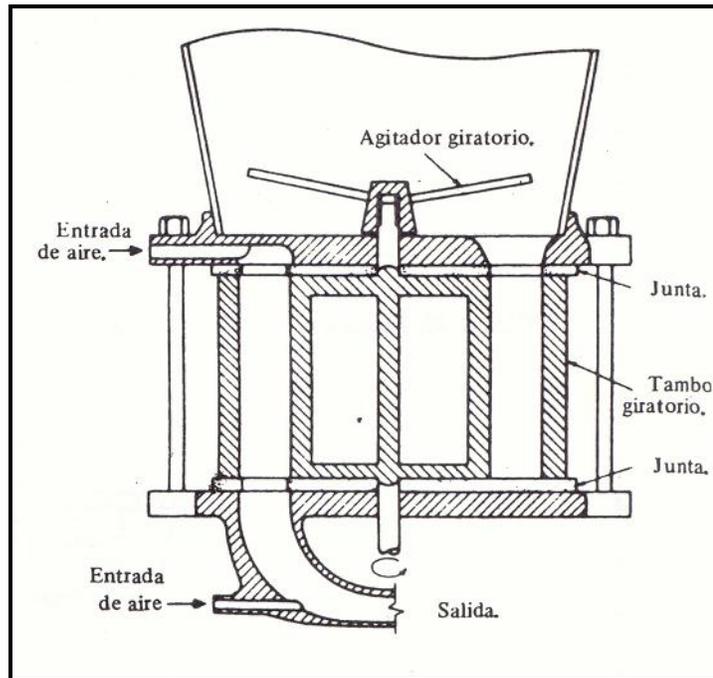


Figura 2.13 –Lanzadora de tambor giratorio (detalle del tambor).

La máquina de tambor giratorio es muy robusta y más portátil que los otros tipos. Esta se proyecta para obtener rendimientos mayores y no se recomienda para ser usada con materiales finos o para producir concreto lanzado a alta velocidad.

El problema principal es el mantener un sello adecuado entre el tambor y las plataformas fijas, superior e inferior. Esto se efectúa por medio del uso de

placas de juntas gruesas de hule duro con respaldo de acero, que se desgastan conforme avanza el trabajo y tienen que reponerse a menudo.

La mayor ventaja de estas máquinas es que necesitan un mínimo de atención mientras trabajan; pueden ajustarse con una alimentación regulada y se deja que funcionen sin atención. Esta cualidad hace pensar en los sistemas de alimentación automática. En este sistema se pueden emplear agregados gruesos sin temor a daño por acuñamiento de ellos.

Las precauciones necesarias son: tener válvulas limpias, bien engrasadas; un correcto nivel de aceite del motor; las paredes de los cilindros escrupulosamente limpias; salidas pulidas. Es imprescindible la ausencia de muescas en las placas del tambor; y es deseable que no existan en las de las juntas². Los orificios de escape deben mantenerse limpios y libres de acumulaciones durante el funcionamiento.

Sistema de alimentación de rueda adaptada al tipo Boulder "H".

Esta máquina (figura 2.14) se diferencia básicamente de la lanzadora de alimentación de rueda normal, en que la rueda solamente necesita suministrar, parcialmente, la mezcla contenida en el alimentador del material a la boquilla.

² / Fuente: " Guide to shotcrete". ACI 506R-90.

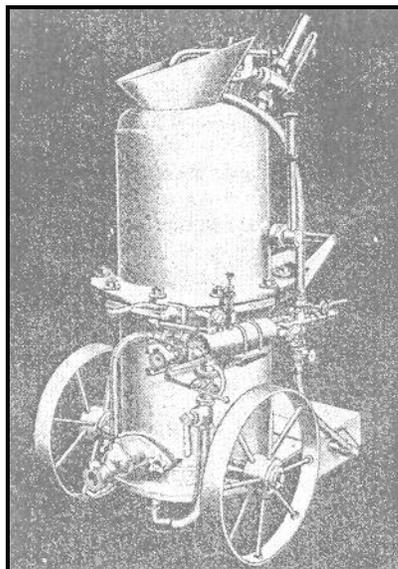


Figura 2.14 –Maquina tipo Boulder “H”.

Lanzadoras de mezcla húmeda¹

La figura 2.2 nos muestra una lanzadora típica de mezcla húmeda. Este es el único tipo de sistema de mezcla húmeda que ha producido hasta la fecha algo parecido al concreto lanzado; es un sistema de aire presurizado con alimentación de aire adicional a la línea de alimentación a la salida de la maquina². La velocidad en la boquilla es comparable con la de los lanzadores de mezclas secas y es posible dispararla a los plafones con cuidado, pero la mezcla necesita "lubricación" para poderla mover por la manguera, teniendo el producto un revenimiento de 20 a 50 mm en contraste con la mezcla seca de

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

² / Fuente: “ Guide to shotcrete”. ACI 506R-90.

concreto lanzado que tiene cero de revenimiento. Se produce rebote, y, en general, se aplican los conceptos básicos de las técnicas del mezclado seco.

Todos los otros tipos de sistemas de aspersión de concreto de mezcla húmeda son adaptaciones de desplazamiento positivo de maquinarias. Los resultados son deficientes y las máquinas rara vez pueden emplearse para una superficie vertical.

Los sistemas de mezcla húmeda no se usan generalmente con agregados ligeros, excepto en usos de pequeña escala, tales como aplanados de muros con material lanzado.

Bombeo

Vale la pena recordar que el equipo de concreto lanzado puede usarse como una bomba de concreto capaz de proporcionar hasta 10 toneladas de mezcla por hora a lugares hasta 100 m arriba de la lanzadora. Se usan dispositivos especiales para disminuir la velocidad en la boquilla, para producir concreto que contenga agregados hasta de 20 mm a una velocidad normal para concreto bombeado.

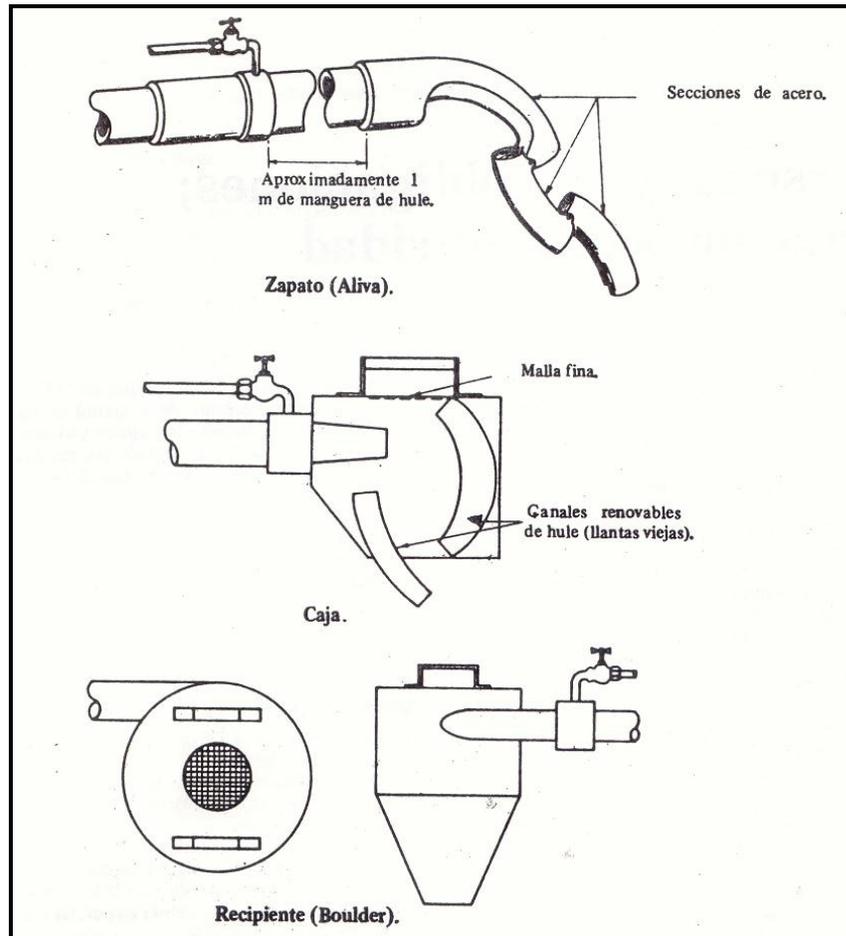


Figura 2.15 –Equipo de colocación.

Para colocaciones a largas distancias y a niveles elevados existe una ventaja adicional: la mezcla no tiene que ser "Lubricada" para introducirlo a la manguera. Por esto es posible usar una relación agua/ cemento baja, como en una bomba convencional.

2.1.6 El personal

La cuadrilla de lanzado¹

Debido a que la calidad del concreto lanzado depende básicamente de los operadores, es necesario que estos se sujeten a un aprendizaje y reciban instrucciones precisas para operar las máquinas. El sobrestante de una cuadrilla debe tener experiencia de cuando menos dos años como lanzador, y su lanzador deberá haber trabajado como aprendiz cuando menos por espacio de seis meses, con experiencia en trabajos de naturaleza semejante al trabajo que vaya a desarrollar.

La experiencia del lanzador deberá demostrarse probando su habilidad recubriendo tableros de prueba como parte del programa de prueba antes de darle el visto bueno para hacerse cargo de algún trabajo.

La cuadrilla consiste en:

- 1 lanzador.
- 1 operador del chiflón (aprendiz de lanzador).
- 1 operador del lanzador.
- 1 operador de mezcladora.
- 1 sobrestante.
- varios peones que ayuden al movimiento de la manguera, colocar andamios, mezclado, etc.

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

FUNCIONES DEL PERSONAL

Lanzador¹

1. Asegurarse que la boquilla este en perfectas condiciones de funcionamiento, el forro fijo y sin desgaste, que los chorros de agua estén libres y no tengan obstrucciones, que las mangueras no tengan incrustaciones y estén colocadas correctamente y que sus conexiones estén hechas en forma adecuada.
2. Asegurarse que la superficie que va a recibir el concreto lanzado este limpia, libre de polvo, lechada, grasa etc., (con excepción de las cimbras que se hayan recubierto con aceite para moldes).
3. Asegurarse que se recibe el chorro de mezcla en un flujo regular a la presión correcta y uniforme requerida.
4. Regular el control del agua para asegurar una compactación adecuada del concreto lanzado, bajo porcentaje de rebote y ausencia de revenimiento.
5. Deberá mantener la boquilla en tal forma que el concreto lanzado se proyecte lo mas directamente que sea posible sobre las superficies,

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

según lo permitan las condiciones. Esto asegurara una compactación adecuada y un bajo porcentaje de rebote.

6. Dirigir el chorro del concreto lanzado hacia las esquinas en una secuencia sensible, para tener la seguridad de que se llenen los rincones con concreto sano y que todo el refuerzo este embebido en él sin formación de bolsas de arena.
7. Dirigir al operador de la lanzadora de acuerdo con sus necesidades y detener el trabajo cuando se presente alguna deficiencia en el abastecimiento.
8. Eliminar cualquier bolsa de arena que se forme y cualquier área que tenga corrimientos de concreto o depresiones.
9. Disparar el concreto con el espesor, alineamiento y superficie requeridos.

Operador del "Chiflón"

1. Ayudar al lanzador con el tubo de "Chiflón" de aproximadamente 1.2 m de longitud y cuando menos de 20 mm de diámetro. equipado con una válvula para eliminar por medio de soplado los rebotes de la superficie del trabajo, que están atrás del refuerzo y en los rincones¹.
2. Ayudar al lanzador en cualquier otra forma, por ejemplo, en el caso de que deban cambiarse las mangueras de lugar, eliminar las bolsas de arena, aplanar la superficie del concreto lanzado, eliminar el material del rebote, cuidar de que no se presenten problemas tales como fugas, bloqueos, movimiento de las reglas maestras, etc.. y actuar como mensajero y emisor de señales.

Operador de Lanzador.

1. Asegurarse que la lanzadora está en excelente condiciones de trabajo.
2. Regular el suministro de la mezcla de la lanzadora de acuerdo con las necesidades del boquillero en cuanto a presión y volumen.

¹ / Fuente: " Concreto Lanzado". Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

3. Asegurarse que el suministro de la mezcla no tenga pulsaciones o que en alguna forma deje de ser regular.
4. Asegurarse, revisando cuidadosamente todas las conexiones, que no se pierda aire en las mangueras o en la lanzadora.
5. Dirigir al operador de la mezcladora de acuerdo con sus necesidades y rechazar cualquier material que se haya dejado por más de dos horas sin utilizar o cualquier otra mezcla que considere no satisfactoria.
6. Sopletear todas las mangueras de material al detenerse el trabajo y vaciar el lanzador si la interrupción dura más de una hora.

Operador de la mezcladora¹

1. Asegurarse que la mezcladora este limpia y en condición mecánica de primer orden, esta deberá limpiarse diariamente.
2. Mezclar el cemento y la arena en las proporciones previamente calculadas.
3. Mezclar por lo menos durante un minuto, ya sea que se use una mezcladora de tambor o de olla.

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

4. Rechazar cualquier cemento insano, que esté mal graduado, de mala calidad o arena con un contenido de humedad mayor del 10 por ciento.
5. Por medio de un cribado cuidadoso, tener la seguridad de que no existen agregados grandes, pedazos de costales de cemento, escamas de cemento o cualquier otro material que pudiera bloquear la manguera si se deja entrar a la lanzadora ya sea de la revolvedora o de los montones de material mezclado.
6. Asegurarse que el cemento este almacenado cerca y a la mano de la máquina. sobre una tarima que tenga cuando menos 150 mm arriba del nivel del piso y bajo techo.
7. Asegurarse que la arena se almacene bajo techo y bajo lonas. de tal manera que pueda drenarse libremente.

Sobrestante

El sobrestante o el maestro de la obra, tiene la responsabilidad de la terminación satisfactoria del trabajo y actuar como coordinador y director¹.

¹ / Fuente: “ Concreto Lanzado”. Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

Organización del trabajo

Para la obtención de una buena organización en el concreto lanzado, se requiere una organización correcta del trabajo, siendo esto responsabilidad del sobrestante, quien debe programar el trabajo de acuerdo con las necesidades y asegurarse que todo el equipo trabaje sin dificultades, tomando las precauciones necesarias y previendo las eventualidades.

Es un caso frecuente que, debido al ruido del compresor, al retumbar de la boquilla, o simplemente a la distancia, es imposible comunicarse por medio de la voz; por lo que se hace necesario comunicarse mediante señales. En la fig. 2.16 se muestra un sistema de señales manuales: estas son señales del lanzador; el operador de lanzadora solamente necesita hacer señales al lanzador para prevenirlo cuando va a proporcionar la presión o cuando va a detenerse la lanzadora por cierto tiempo¹.

Cuando la cuadrilla de lanzamiento no pueda ver al lanzador, deberá usarse un aparato de radio bi-direccional, silbidos o un individuo de señales. en cuyo caso deberá acordarse una clave: normalmente dos silbatazos cortos significan "BIEN" y un silbatazo largo significa "PARE". Rara vez se usan otras señales; un lanzador con experiencia puede darse cuenta de muchas cosas por el comportamiento o el "sonido" de la lanzadora.

¹ / Fuente: " Concreto Lanzado". Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

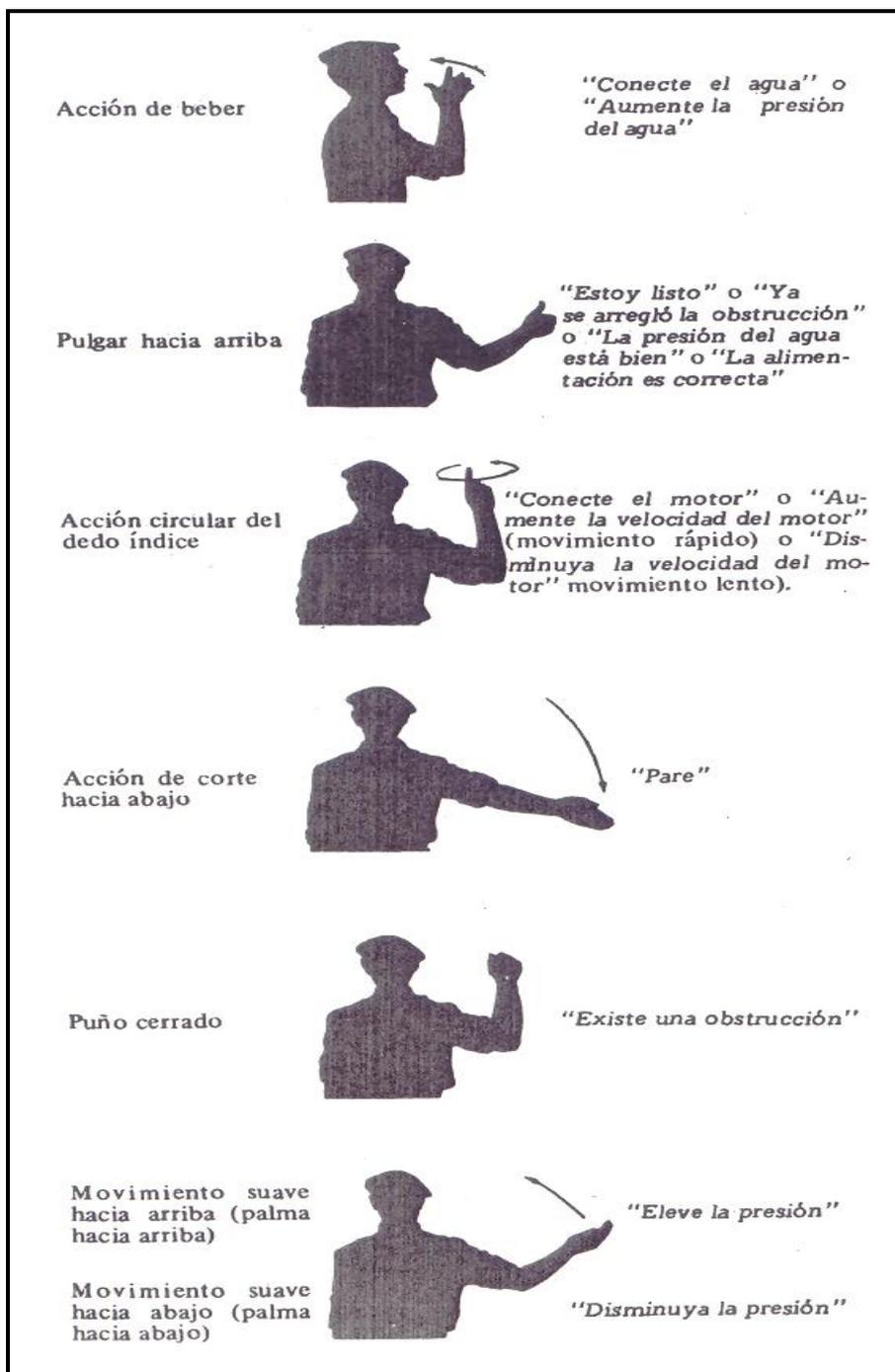


Figura 2.16 –Señales del lanzador¹.

¹ / Fuente: " Concreto Lanzado". Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

Precauciones de seguridad.

Equipo protector¹²

El lanzador necesita protegerse de los rebotes y de las nubes de polvo de cemento. Las piezas individuales de rebote pueden pegar al boquillero a velocidades de 150 km/h o más, por lo que es muy importante que el lanzador use anteojos de seguridad para proteger sus ojos.

El tipo de anteojos más popular son los de plástico que se amarran alrededor, desechables. Debido a que se recubren eventualmente con concreto lanzado o con lechada de cemento y es antieconómico limpiarlos. Resulta más conveniente considerar que se usarán cuando menos un par de anteojos al día, por lanzador.

Los anteojos de vidrio tienen una mayor duración si se limpian con frecuencia pero proporcionan una visión borrosa debido a que se opacan por medio de las partículas que se adhieren. Los anteojos de vidrio no son recomendables a menos que se compruebe que sus cristales son antichoque y que no se empañan en el interior.

¹ / Fuente: " Concreto Lanzado". Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

² / Fuente: " Guide to shotcrete". ACI 506R-90.

En ambientes interiores y cerrados se requiere ventilación para la salud y comodidad del lanzador. Ocasionalmente es suficiente un pañuelo húmedo sobre la nariz y boca. pero tan pronto el polvo se convierte en un problema, deberán suministrarse respiradores, Los protectores de respiración contra atomizadores de pintura son adecuados, pero es necesario cambiar frecuentemente los filtros. Una solución mejor que se emplea con ventajas en cualquier trabajo desarrollado en un ambiente cerrado (túneles, chimeneas, homos) es llevar una línea ligera de aire a través de un equipo especial de cabeza (fig. 2.17a).

Se recomiendan guantes impermeables de ajuste flojo; también un casco protector bien ajustado, tanto para proteger la cabeza como para evitar que el cemento caiga al cabello¹². El mejor uniforme es un traje de calderero, que se ajuste firmemente al cuello y con pantalones de ajuste flojo que caigan sobre las botas de hule (fig. 2.17b).

¹ / Fuente: " Concreto Lanzado". Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

² / Fuente: " Guide to shotcrete". ACI 506R-90.



Figura 2.17 –Vestimenta protectora.

Solamente el lanzador y el operador del chiflón necesitan equipo protector. Pero vale la pena recordar que los granos de arena y las partículas que se encuentran en cualquier corriente de aire son tan dañinas como aquellas que salen de la boquilla; por lo tanto, se recomienda que también el operador de lanzadora use un par de anteojos.

Viento

Es imposible producir un buen concreto lanzado en lugares expuestos al viento o a corrientes fuertes de aire¹². Si existe alguna posibilidad de que se presenten vientos, aunque sean moderados, deberán tomarse precauciones para proteger la boquilla, el chorro y la superficie que vaya a tratarse, para impedir que el cemento y los finos sean sacados por el aire fuerte del chorro. A la intemperie, a veces puede ser suficiente un codo de metal ligero colocado sobre la punta de la boquilla en su extremo.

Los vientos y las corrientes también originan fisuras por contracción debido al rápido enfriamiento del concreto fresco lanzado; a este respecto, los vientos son tan perjudiciales como los rayos solares directos.

¹ / Fuente: " Concreto Lanzado". Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

² / Fuente: " Guide to shotcrete". ACI 506R-90.

Lluvia

El concreto fresco lanzado en lugares expuestos debe protegerse contra la lluvia. Como el concreto lanzado tiene una relación agua-cemento baja, es muy absorbente del agua cuando esta fresco; por ello, cuando se precipite una fuerte lluvia sobre el concreto fresco lanzado, puede ocasionar deslizamientos o escurrimientos o, cuando menos, reducirá su esfuerzo final. Frecuentemente es necesario colocar pantallas y una protección eficiente para eliminar el viento y la lluvia en lugares expuestos.

Polvo

Puede crearse una gran cantidad¹ de polvo con el proceso del concreto lanzado; por esta razón, no deberá dejarse descubierta ninguna maquinaria delicada en las cercanías, o bien deberá sacarse fuera del área de trabajo cualquier maquinaria que se localice cercana a la obra.¹² Deben tomarse precauciones para eliminar el polvo y los pedazos volátiles de rebote. No deberá usarse el concreto lanzado sin la debida protección en lugares que tengan transito intenso.

¹ / Fuente: " Concreto Lanzado". Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

¹ / Fuente: " Concreto Lanzado". Autor: T. F. Ryan/ Nueva Serie/ IMCYC/ 10

² / Fuente: " Guide to shotcrete". ACI 506R-90.

2.2 TALUDES

2.2.1 GENERALIDADES

Se conoce con el nombre genérico de taludes cualesquier superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierra. Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación terrea natural en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.

Definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como él poder decir en un instante dado cual será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén, y teniendo en cuenta los criterios técnicos: casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Aquí radica la esencia del problema y la razón de su estudio, lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista; por lo tanto los taludes son estructuras que en general se deben proyectar y construir con una motivación esencialmente económica.

2.2.2 INFLUENCIA DEL TIPO DE MATERIAL EN LOS TALUDES.³

La naturaleza intrínseca del material mantiene una estrecha relación con el tipo de inestabilidad que puede producirse, condicionando y pudiendo estimarse de antemano la susceptibilidad de cada material, a que se desarrolle un movimiento determinado; Los terrenos en los que se producen los movimientos, pueden dividirse en tres grupos:

- Macizos rocosos.
- Suelos
- Materiales de relleno

MEDIOS ROCOSOS

La distinta naturaleza de las rocas que forman los macizos rocosos implica una problemática determinada en su comportamiento ante la estabilidad de los taludes. El comportamiento de un macizo rocoso generalmente depende de las características de las discontinuidades (estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidad, líneas de debilidad, etc.) que presenta, así como de la litología de la roca matriz y su historia evolutiva. En las discontinuidades ha de considerarse el tipo y origen, distribución espacial, tamaño y continuidad, espacio, rigurosidad, naturaleza del relleno, presencia de agua.

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

De la roca matriz ha de conocerse su naturaleza, características resistentes, meteorización, alterabilidad, etc. Generalmente los diferentes tipos de rotura que se producen en los medios rocosos siguen superficies preexistentes, aunque cuando los macizos están fuertemente fracturados pueden desarrollarse nuevas superficies de corte, similares a las producidas en suelos.

SUELOS

Las diferencias de comportamiento que presentan estos materiales frente a los rocosos, se deducen de su definición como: conjunto de partículas sólidas, sueltas o poco cementadas, más o menos consolidadas, de naturaleza mineral, fragmentos de rocas, materia orgánica, etc., con fluido intersticial rellenando huecos y que han podido subir transporte o desarrollarse (in situ)

El comportamiento de las masas de suelo se asemeja al de un medio continuo y homogéneo, las superficies de rotura se desarrollan en su interior, sin seguir una dirección preexistente; básicamente suelen diferenciarse estos materiales atendiendo a su génesis:

- ✓ Transportados: coluviones, aluviales, glaciales, etc.
- ✓ Desarrollados in situ: eluviales.

La dinámica de estos materiales depende de las propiedades y características de sus agregados, habrá que considerar:

- ✓ Tamaño, forma y grado de redondez de las partículas más gruesas.
- ✓ Proporción del contenido en arenas y/o arcilla.
- ✓ Contenido en agua del suelo y situación del nivel freático, etc.

RELLENOS

Se agrupan bajo esta denominación todos aquellos depósitos artificiales, realizados por la demanda ciertas actividades, como construcción de obra civil (terraplenes, presas de tierra, vertederos, etc.) o bien como acumulación de materiales de desecho, sobrantes, estériles, etc. Las consideraciones técnicas del comportamiento de estos rellenos tienen una gran semejanza con los materiales tipo suelo.

Dicho comportamiento puede modificarse en determinados casos, cuando las características de los materiales en contacto difieran considerablemente. Tal es el caso de los terraplenes a media ladera, en los que pueden producirse movimientos en el contacto de los materiales que constituyen el núcleo y cimiento del terraplén respectivamente.

También pueden existir movimientos condicionados por materiales de distintas características, en el caso de presas de tierra con núcleos inclinados, vertederos no controlados, etc.

2.2.3 TIPOS DE MOVIMIENTOS O FALLAS.³

La inestabilidad de taludes se traduce en una serie de movimientos, que pueden ser clasificados sobre la base de distintos criterios. Por lo tanto se recogen los tipos de movimientos que se originan con mayor frecuencia, de acuerdo con los mecanismos que se producen en diferentes materiales y los intervalos de tiempo en que tienen lugar.

Cuando los movimientos producidos son complejos y combinación de varios tipos, pueden conjugarse los términos más sencillos para su completa definición. La frase de reconocimiento y clasificación del tipo de movimiento es de una gran importancia ya que puede condicionar el análisis y conclusiones de control y estabilización del mismo.

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

DESPRENDIMIENTOS

Se define como desprendimiento, una masa separada de un talud (desmonte, acantilado, etc.) mediante una superficie de corte normalmente pequeña y cuyo recorrido se realiza en gran parte, a través del aire (ver fig. 2.18).

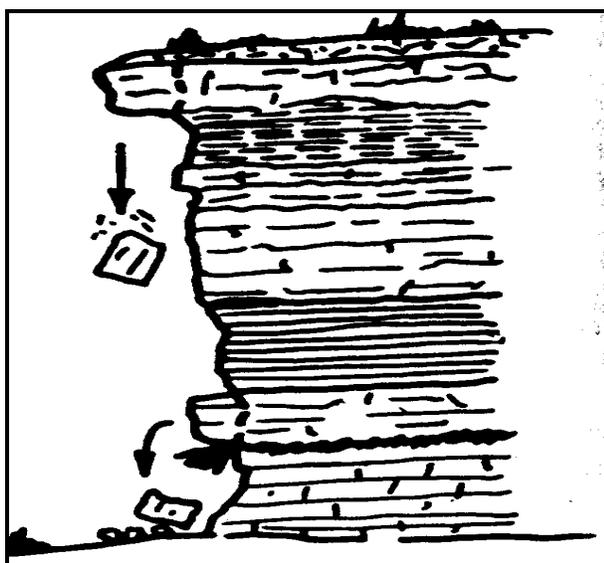


figura 2.18- Desprendimiento.

Frecuentemente estas inestabilidades afectan a bloques aislados, aunque también a masas rocosas, originando en este caso movimientos de terreno con resultados catastróficos.

Estos fenómenos suelen producirse en zonas constituidas geológicamente por alternancias sedimentarias de capas resistentes y débiles. Los mecanismos que pueden conducir a estas inestabilidades,

generalmente sucesivos y complementarios, son: meteorización o extrusión de capas blandas, concentración de presiones en el borde y rotura por flexotracción.

VUELCOS

Estos movimientos implican una rotación de unidades con forma de columna o bloque sobre una base, bajo la acción de la gravedad y fuerzas ejercidas por unidades adyacentes o por inclusión de agua en las discontinuidades. Este tipo de movimientos puede culminar en otros tipos, desprendimientos, deslizamientos, etc. dependiendo de los aspectos geométricos del material involucrado según la distribución de las discontinuidades.

Los vuelcos se pueden considerar exclusivos de medios rocosos, condicionados por la disposición estructural de los estragos, hacia el interior del talud, y un sistema de discontinuidades bien desarrollado. Existen variedades de estos movimientos como:

➤ **VUELCO POR FLEXION.**

Tiene determinadas características que le confieren cierta singularidad entre los vuelcos. Se desarrolla bajo un mecanismo compuesto por flexiones pseudo continuas del material, individualizado en columnas, debido a una serie

de movimientos acumulados a lo largo de las discontinuidades, así como se muestra en la figura 2.19

Cuando se desencadena el movimiento, por transmisión de la carga en el pie del talud, el mecanismo progresa hacia el interior del macizo rocoso, originando grietas de tracción con profundidad y anchura variables.

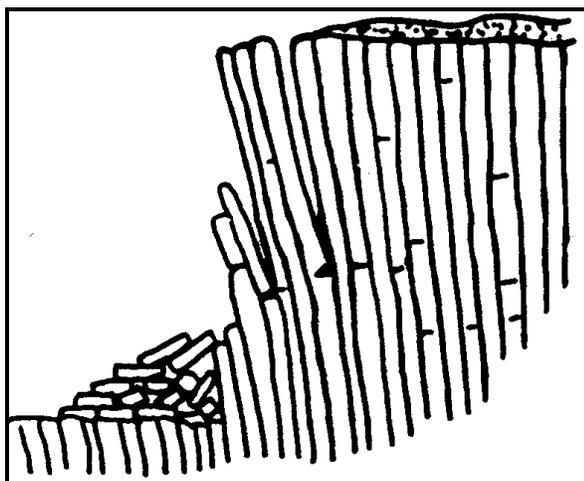


figura 2.19 - Vuelco por flexión³

➤ **VUELCOS DE BLOQUES.**

Es característico de aquellos macizos rocosos que contienen sistemas de discontinuidades ortogonales, dando lugar a una geometría de columnas divididas en bloques, ver figura 2.20

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

El empuje sobre los bloques inferiores origina su desplazamiento una vez producido, el movimiento progresa hacia la parte superior del talud. Cuando las columnas menos esbeltas son desplazadas hacia fuera del talud por la carga que efectúan las ya giradas.

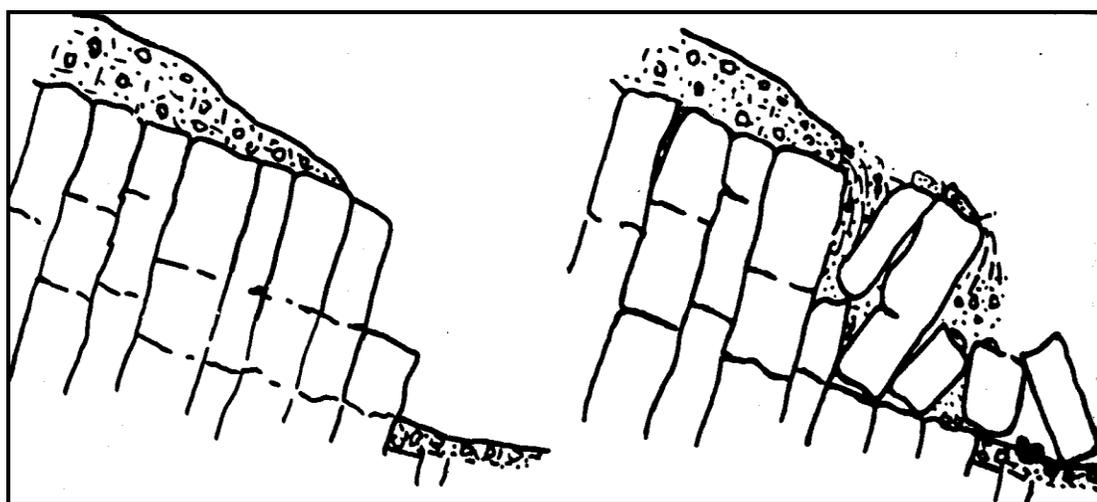


figura 2.20 – vuelco de bloques.³

DESLIZAMIENTOS

Son movimientos que se producen al superarse la resistencia al corte del material y tienen lugar a lo largo de una o varias superficies o a través de una franja relativamente estrecha del material; generalmente las superficies de deslizamientos son visibles o pueden deducirse razonablemente; la velocidad con que se desarrollan estos movimientos es variable, dependiendo de la clase de material involucrado en el mismo.

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

El movimiento puede ser progresivo, produciéndose inicialmente una rotura local, que puede no coincidir con la superficie de rotura general, causada por una propagación de la primera.

La masa desplazada puede deslizar a una distancia variable de la superficie original de rotura, solapándose con el terreno natural y marcando éste una superficie de separación bien determinada; sobre los flancos y superficie sobre la que se produce el movimiento se originan estrías indicativas de la dirección del movimiento. Existen varios tipos de deslizamientos entre los cuales tenemos:

➤ **DESLIZAMIENTOS ROTACIONALES³**

Tiene lugar a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular y cóncava; el movimiento tiene una naturaleza más o menos rotacional, alrededor de un eje dispuesto paralelamente al talud según se muestra en la figura 2.21

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

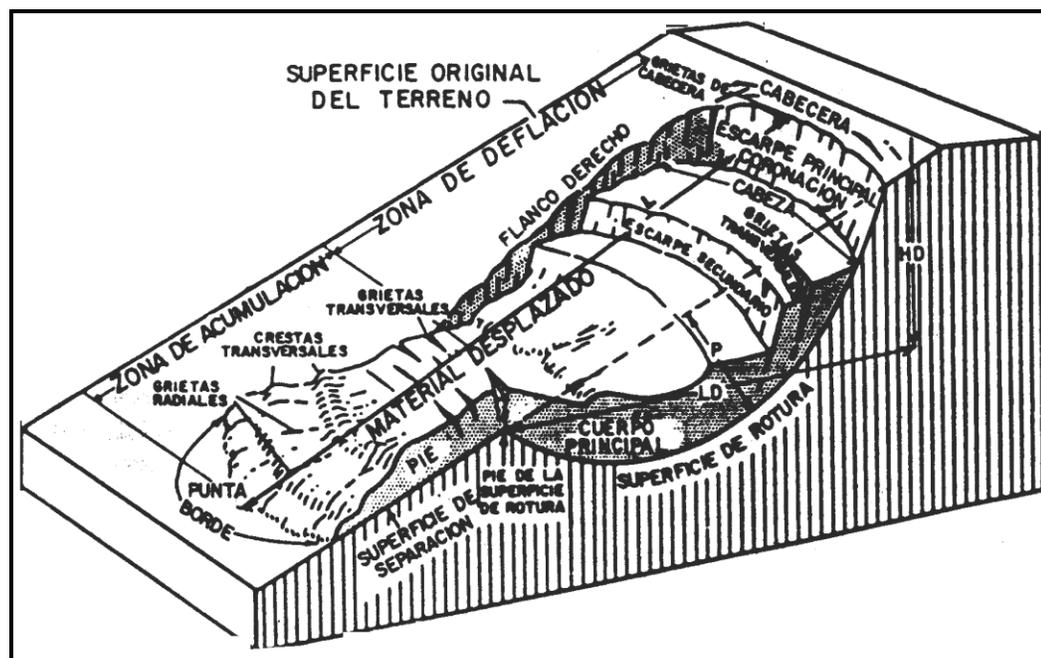


figura 2.21 – esquema de falla rotacional³.

La salida de las superficies circulares sobre las que se produce la rotura puede originarse en tres partes diferentes del talud, según las características resistentes del material, altura e inclinación del talud, etc.

Si la superficie de rotura corta el talud por encima de su pie, se denomina superficie de rotura de talud. Cuando la salida se produce por el pie del talud y queda por encima de la base de dicho talud, recibe el nombre de superficie de rotura de pie de talud.

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

Si la superficie de rotura pasa bajo el pie de talud con salida en la base del mismo y alejada del pie, se denomina superficie de rotura de base de talud.

En la superficie del terreno suelen aparecer grietas concéntricas y cóncavas hacia la dirección del movimiento, con un escarpe en su parte alta, tanto más acusado cuando mayor desplazamiento sufra la masa deslizada (figura 2.22).

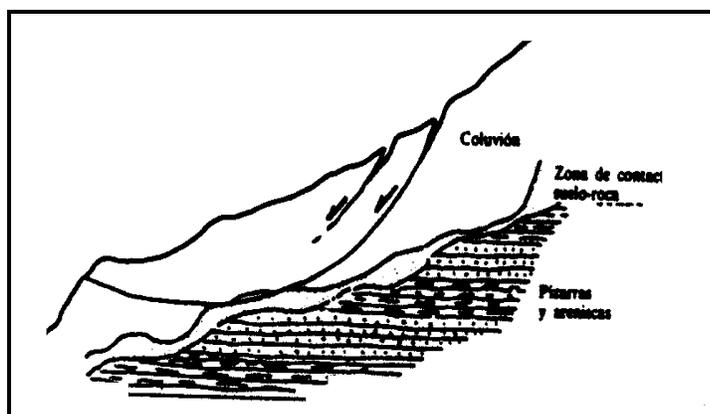


figura 2.22 - Deslizamiento rotacional en un suelo³

La velocidad de estos movimientos varía de lenta a moderada, teniendo gran influencia la inclinación de la superficie de rotura en el pie de deslizamiento, si el perfil de la superficie deslizada se inclina hacia el monte, se mejora el equilibrio en la masa inestable, decreciendo el momento inductor y pudiéndose llegar a detener el deslizamiento

³ / Fuente: " Manual de Ingeniería de Taludes". Instituto Tecnológico Geominero de España.

➤ **DESLIZAMIENTOS TRASLACIONALES³**

En este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia fuera y abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada, incluyendo pequeños movimientos de rotacionales (ver fig. 2.23 y 2.24)

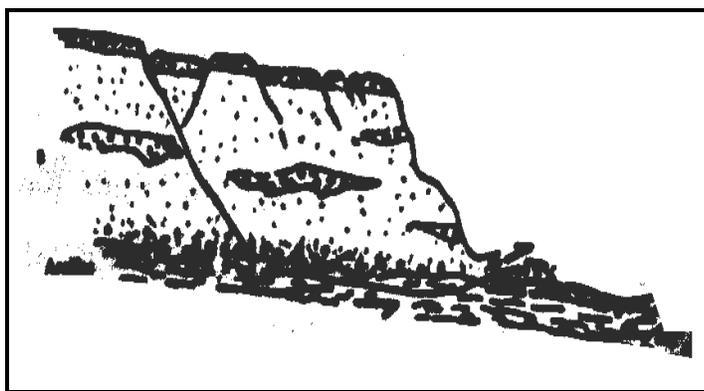


figura 2.23 - Deslizamiento traslacional en un suelo

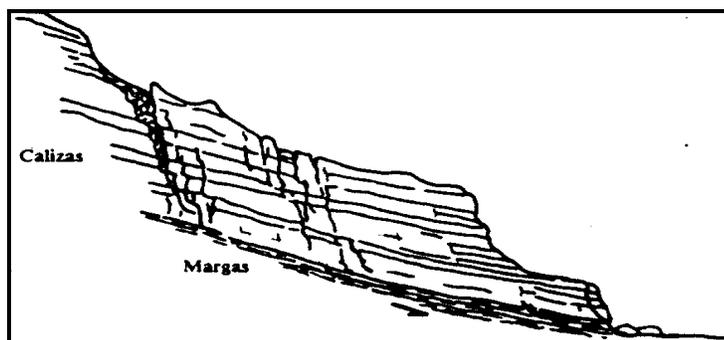


figura 2.24 - Deslizamiento traslacional en un macizo rocoso.

Comúnmente el movimiento de la masa deslizada hace que esta quede sobre la superficie original del terreno; los deslizamientos traslacionales están

³ / Fuente: " Manual de Ingeniería de Taludes". Instituto Tecnológico Geominero de España.

controlados por discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasa, fallas, etc.), influyendo la variación de la resistencia al corte entre estratos de diferente naturaleza, diferente grado de meteorización, distintos tipos de relleno en discontinuidades, etc. (Generalmente se desarrollan en macizos rocosos, con discontinuidades bien marcadas).

El progreso de estos deslizamientos tiende a ser indefinido, siempre que la inclinación de la superficie de deslizamiento sea lo suficientemente grande, y la resistencia al corte inferior a las fuerzas desestabilizadoras.

Dentro de un deslizamiento traslacional pueden existir varias unidades pseudo-independientes, denominándose entonces deslizamientos quebrado. Cuando la masa deslizada consta de una unidad no muy deformada o varias unidades estrechamente relacionadas, se denomina tipo bloque.

Existen deslizamientos traslacionales de gran variedad en su tamaño, formados por la intersección de dos discontinuidades o superficie de debilidad; si ambas superficies se inclinan en sentido diferente, se denomina cuñas directas. Cuando la inclinación es hacia el mismo sentido reciben el nombre de cuñas inversas. El deslizamiento se produce a lo largo de la línea de intersección de las superficies, cuando se inclina a favor del talud y con menor pendiente que este.

Cuando coinciden una serie de condiciones estructurales y geométricas determinadas, en un macizo rocoso, pueden aparecer deslizamientos peculiares denominados pandeos³. Este fenómeno aparece cuando la estratificación es subvertical y existe gran diferencia, entre al menos dos de las tres dimensiones que definen geoméricamente la estructura. Si existe una serie de diaclasas pseudo-ortogonales a la estratificación, pueden producirse pandeos por flexión de placas fracturadas (ver figura 2.25); Generalmente en los deslizamientos de tipo traslacional el movimiento se produce de forma rápida.

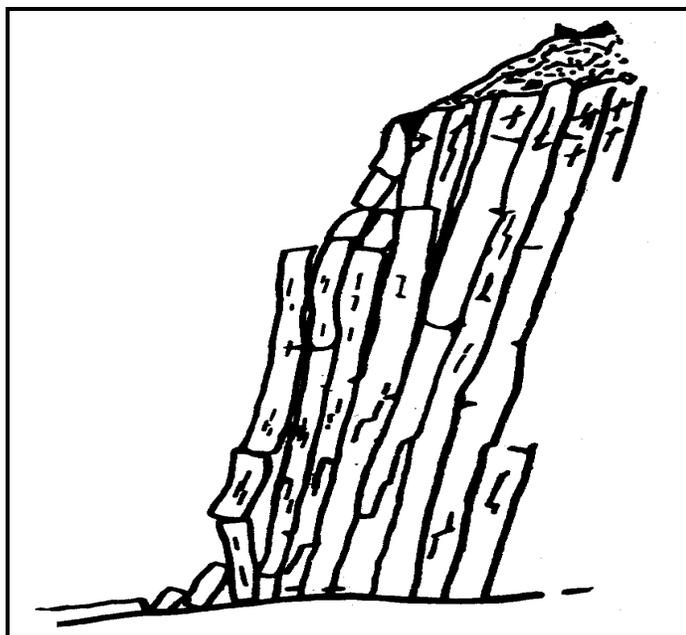


figura 2.25 - Pandeo por flexión de placas fracturadas

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

2.2.4 MORFOLOGÍA Y PARTES DE UN DESLIZAMIENTO.³

Algunas de las clasificaciones de movimientos existentes se basan en la interrelación de términos descriptivos relacionados con el tamaño, forma y morfología de los deslizamiento. Por otra parte, se ha comprobado a través de diferentes y numerosos estudios que existe una estrecha relación entre la morfología de un determinado tipo de deslizamiento y su génesis.

En un deslizamiento se suelen distinguir varias partes, aunque no todas se desarrollan de igual forma en los diferentes tipos. Incluso existen ciertas peculiaridades morfológicas propias de cada tipología en la figura 21 se muestra un tipo de deslizamiento rotacional con las diferentes partes y su nomenclatura usual, los términos empleados son:

- ✓ Escarpe Principal: Superficie que se forma sobre el terreno no deslizado en la periferia del deslizamiento. Se desarrolla a causa del movimiento del material deslizado hacia abajo y adentro respecto del material intacto.
- ✓ Escarpe Secundario: superficie escarpada que se forma dentro del material desplazado debido a movimientos diferenciales del mismo.
- ✓ Cabeza: parte superior del material deslizado.

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

- ✓ Coronación: Lugar geométrico de los puntos más altos del contacto entre el material desplazado y el escarpe principal.
- ✓ Pie de la superficie de rotura: intersección de la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
- ✓ Borde del material desplazado: Límite del material desplazado más alejado del escarpe principal.
- ✓ Punta: extremo del borde más distante de la coronación.
- ✓ Pie: porción de material desplazado, que se apoya sobre el terreno original a partir del pie de la superficie de rotura.
- ✓ Cuerpo Principal: porción del material desplazado apoyado sobre la superficie de rotura entre su pie y el escarpe principal.
- ✓ Flancos: Laterales del deslizamiento (derecho e izquierdo).
- ✓ Cabecera: Material prácticamente (in situ), adyacente a la parte superior del escarpe principal.
- ✓ Superficie original del terreno: Talud existente antes de ocurrir el movimiento. Puede considerarse como tal la superficie de un antiguo deslizamiento estabilizado³.
- ✓ Superficie de rotura: superficie a través de la cual tiene lugar el movimiento.
- ✓ Superficie de separación: Superficie que limita el material desplazado del terreno original.

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

- ✓ Material desplazado: masa de material movida hacia fuera del talud, desde su posición original en el mismo. Puede encontrarse en un estado deformado.
- ✓ Zona de deflación; área dentro de la cual, el material desplazado se encuentra por debajo de la superficie original del terreno.
- ✓ Zona de acumulación: área en la que el material desplazado se dispone por encima de la superficie original del terreno.
- ✓ P : Máxima profundidad del deslizamiento medida perpendicularmente al plano del talud³.
- ✓ L : máxima longitud del deslizamiento medida en el plano del talud.
- ✓ HD : altura del deslizamiento medida entre la cabecera y el pie, en una misma sección.
- ✓ LD : distancia horizontal desde el pie a la cabecera, medida en una sección longitudinal del deslizamiento.

Los diferentes tipos de movimientos presentan ciertos rasgos morfológicos que ayudan a su identificación y que viene condicionados por la clase de material y disposición del mismo.

- Los desprendimientos son frecuentes en materiales rocosos de distinta competencia sobre los que se da una erosión diferencial, quedando zonas

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

en voladizo susceptibles de caer. Forman depósitos, en los que el tamaño de sus componentes depende la trayectoria seguida en su caída.

- Los vuelcos sobre medios rocosos con un desarrollo de discontinuidades bien marcado, suelen originar acumulaciones de bloques de forma columnar dejando un perfil aproximadamente dentado.
- Los deslizamientos rotacionales suelen tener una morfología típica de cuchara o concha, no obstante si el deslizamiento es de gran extensión según el sentido longitudinal del talud, pueden asemejarse a una superficie cilíndrica de eje paralelo al talud.
- En los deslizamientos de tipo traslacional en roca existen las denominadas cuñas cuyo rasgo morfológico más característico son los huecos de forma tetraédrica que dejan en el talud al deslizar.
- También los fenómenos de pandeo se caracterizan por abondamientos de placas sobre el talud con derrubios de similar geometría.
- Las coladas originadas en suelo presentan una cicatriz dentada o en forma de “V” que se adelgaza hacia la cabeza.

2.2.5 FACTORES CONDICONANTES Y DESENCADENANTES.^{3/}

En el análisis de los movimientos es de primordial importancia el reconocimiento de los factores que condicionan la estabilidad de los taludes y aquellos otros que actúan como desencadenantes de los movimientos. La susceptibilidad de que se produzcan movimientos en los taludes esta condicionada por la estructura geológica, la litología, las condiciones hidrogeológicas y la morfología propia de un área determinada.

Una variación de algunos de los condicionantes mencionados, producida por causas naturales o debido a la actividad humana, puede traducirse en un incremento o disminución del esfuerzo de corte cuyo efecto inmediato desencadena la inestabilidad de una masa de terreno. Se describen a continuación algunos de los factores más importantes que influyen en la estabilidad de los taludes.

FACTORES NATURALES³

Fundamentalmente constituyen factores condicionantes cuando se trata de agentes que integran la meteorización, siendo los agentes erosivos los que tienen una mayor incidencia como factores desencadenantes, así como los fenómenos de carácter tectónico que influyen en la corteza terrestre.

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

EL AGUA³.

Constituye el agente natural de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidades; dadas las diversas formas con que se presenta en la naturaleza, se describen los efectos que produce según su procedencia:

a. RIOS Y OLEAJE.

Las corrientes de agua con su poder erosivo y de transporte constituyen un gran factor desencadenante; pueden actuar de forma continua con desigual importancia, según la intensidad de la corriente, produciendo socavaciones en el pie de los taludes, que disminuyen o eliminan su soporte en la base e incrementan el esfuerzo de corte en los materiales.

b. AGUA SUBTERRÁNEAS.

Se consideran como tales, las corrientes y niveles subterráneos y el agua distribuida en el interior de la red de fracturación de un macizo rocoso o de forma intersticial en los suelos, que condicionan la estabilidad de los mismos. Ejercen una serie de disoluciones y otros cambios físico-químicos en el terreno, que disminuyen las características resistentes del mismo.

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

c. LLUVIA.

Constituye un factor desencadenante de inestabilidades, contribuyendo a aumentar la acción de diversos factores condicionantes; meteorización, acción de las aguas subterráneas, etc. El impacto de las gotas de lluvia sobre los suelos produce salpicaduras que levantan y dejan caer las partículas, tendiendo a transportarlas hacia niveles inferiores de la vertiente.

SISMICIDAD Y VULCANISMO³

Constituyen factores desencadenantes de grandes deslizamientos, pudiendo ocasionar daños graves. Cuando ocurre un sismo se generan una serie de vibraciones, que se propagan como ondas de diferente frecuencia; la aceleración, vertical y horizontal asociada a esas ondas, origina una fluctuación del estado de esfuerzos en el interior del terreno afectando al equilibrio de los taludes. Así se puede producir una perturbación del trabazón intergranular de los materiales, disminuyendo su cohesión.

Esta acción sísmica es compleja y origina unos fenómenos deformacionales que pueden ser de tipo sismo-tectónico o sismo-gravitacional.

El primer tipo es manifestación de los movimientos que se producen en la corteza, a lo largo de fallas, plegamientos, etc., producidos durante terremotos de intensidad mayor de 6.5 (Escala de Mercalli).

³ / Fuente: “ Manual de Ingeniería de Taludes”. Instituto Tecnológico Geominero de España.

Los fenómenos deformativos de tipo sismo-gravitacional tienen una dinámica específica. Los materiales movilizados se extienden sobre áreas mucho mayores que los movimientos debidos a la gravedad, particularmente si ha habido vibraciones de larga duración.

En las regiones sísmicamente activas, los terremotos son la causa predominantes de los movimientos de los taludes; los volcanes en actividad llevan asociados movimientos sísmicos de características específicas en cuanto a su intensidad, frecuencia, etc. originan modificaciones en las laderas; dichos fenómenos alteran el equilibrio de los taludes , produciendo generalmente fallas y colapsos.

ACTIVIDAD HUMANA

El desarrollo de los países incluye un conjunto de actuaciones adecuadas a crear una infraestructura que permita el progreso de los mismos; destacan los sectores dirigidos a procurar los recursos naturales y aquellos que permitan los servicios necesarios para su transformación y distribución; la actividad humana que se deriva constituye una de las causas con mayor incidencia en los movimientos de taludes.

Aunque estos generalmente tienen consecuencia de menor entidad que los producidos por causas naturales, a veces producen daños de mayor cuantía.

2.2.6 ESTABILIZACION DE TALUDES POR MEDIO DE ANCLAJES

Los anclajes son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados desde el talud y cementadas. Se emplea como medida estabilizadora de taludes tanto en roca como en terreno suelto. Son elementos que trabajan a tracción y que colaboraran a la estabilidad del talud de dos formas ver fig. 2.26

1. Proporcionan una fuerza contraria al movimiento de la masa deslizante.
2. Producen un incremento de las tensiones normales en la existente o potencial superficie de rotura, lo que provoca un aumento de la resistencia al deslizamiento en la superficie de talud

$$(\tau \approx C' + \sigma' \operatorname{tg} \phi')$$

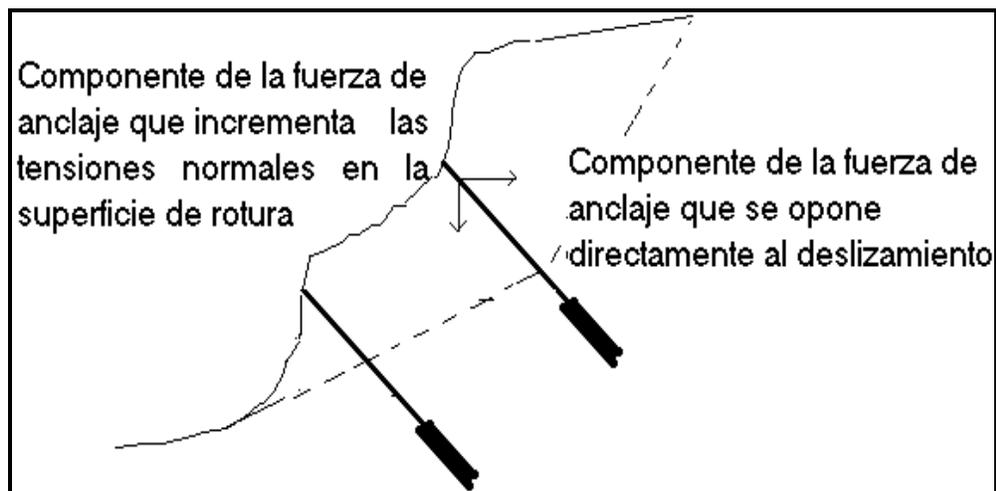


figura 2.26 - Efecto estabilizador de un anclaje.

La longitud de los anclajes suele oscilar entre 10 y 100 m y el diámetro de perforación entre 75 y 125 mm; y se pueden clasificar según diversos conceptos.

- **En función del tiempo de servicio se pueden distinguir los tipos siguientes :**

Anclajes provisionales. Tienen carácter de medio auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad al talud durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que los sustituyan.

Anclajes Permanentes. Se instalan con carácter de medida definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar proyectados y ejecutados para hacer frente a los peligros de corrosión.

- **En función de su forma de trabajar se pueden clasificar en:**

Anclajes Pasivos. No se pretensa la armadura después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse el movimiento del terreno.

Anclajes Activos. Una vez instalado se pretensa la armadura hasta llegar a su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza.

Anclajes mixtos. La armadura se pretensa con una inferior a la admisible, quedando una parte de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

La carga admisible de una armadura es igual al producto de la sección de acero por su límite elástico, multiplicado por un coeficiente de seguridad (0.6 para anclajes permanentes y 0.75 para anclajes provisionales). Los materiales empleados como armadura o miembro de tracción son los siguientes:

- ✓ Alambres de acero de alta resistencia.
- ✓ Cordones Constituidos por alambres de alta resistencia
- ✓ Barras de acero especial.

Los alambres normalmente utilizados tienen un diámetro entre 5 y 8 mm. El acero tiene una resistencia a tracción de 160 a 190 Kg./mm.² y un límite elástico convencional de 145 a 170 Kg./mm.², la armadura de los anclajes se compone de una serie de alambres paralelos cuyo número suele oscilar entre seis y cincuenta y cuatro en total.

Alambres con diámetros (entre 2 y 4 mm) sirven para la fabricación de cordones de alambres trenzados. Los más frecuentes son los cordones de 7 y 19 alambres. Los cordones se emplean aisladamente o en grupos de hasta 39 cordones.

Las barras de acero especial tienen normalmente diámetros comprendidos entre 16 y 40 mm, con resistencia a tracción del orden de 60 a 85 Kg./mm.² y límite elástico convencional entre 50 y 70 Kg./mm.² En todos los casos los aceros empleados han de ser dúctiles, con alargamientos de rotura superiores al 4%.

Las barras de acero empleadas en los anclajes se denominan bulones o pernos de anclaje; el anclaje mediante cordones o grupos de cordones se denomina anclaje por cables. La distribución entre bulones y cables por consideraciones constructivas, los bulones no suelen usarse para anclajes de más de 15 m de longitud por lo que su uso esta limitado a anclajes superficiales.

Se emplean generalmente en taludes de roca con objeto de minimizar los desprendimientos. Los bulones suelen utilizarse como anclajes de baja capacidad, tanto activos como pasivos; su capacidad o carga admisible, suele oscilar entre 5 y 50 ton por bulón.

Los anclajes por cable tienen una longitud mucho mayor, en ocasiones superior a los 100 m y una capacidad de carga también superior, generalmente

entre 20 y 200 ton/anclaje. Los anclajes por cable se emplean para estabilizar grandes masas deslizantes con superficies de rotura profundas.

LAS PARTES DE UN ANCLAJE

a) ZONA DE ANCLAJE.

Existen diferentes maneras de constituir la Zona de anclaje, en la que la armadura queda fijada al terreno. El dispositivo más elemental y de más fácil instalación es el casquillo expansivo (Fig. 2.27), esta concebido para anclar en roca sana o bloques de hormigón dado su carácter puntual; se utiliza generalmente en bulones de poca capacidad resistente (menos de 20 ton por bulón.)

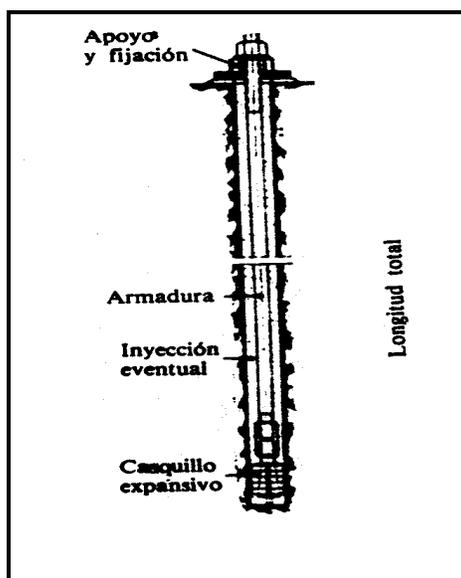


figura 2.27 – Perno de casquillo expansivo.

En la mayoría de los casos, la zona de anclajes se efectúa mediante inyecciones de lechada, generalmente a base de cemento con relaciones cemento/agua entre 1.5 y 2 también se emplean, en ocasiones, inyecciones de mortero de cemento. La inyección se realiza a través de tuberías de PVC y es frecuente inyectar a presión. Alcanzándose valores de hasta 30 kg/cm² en este caso es necesario independizar la zona de anclaje de la zona libre y evitar que esta se cimente con la lechada⁴; puede ser útil emplear aditivos que aceleren el fraguado y disminuyan la retracción. En el caso de bulones de roca es frecuente la utilización de resinas para la formación de la zona de anclaje. La adherencia resina-roca es 2 o 3 veces la de la lechada de cemento siempre que se utilice en un medio seco.

Se llama bulbo de anclaje al material (cemento, mortero o resina) que recubre a la armadura y que lo solidariza con el terreno que la rodea según la figura 2.28

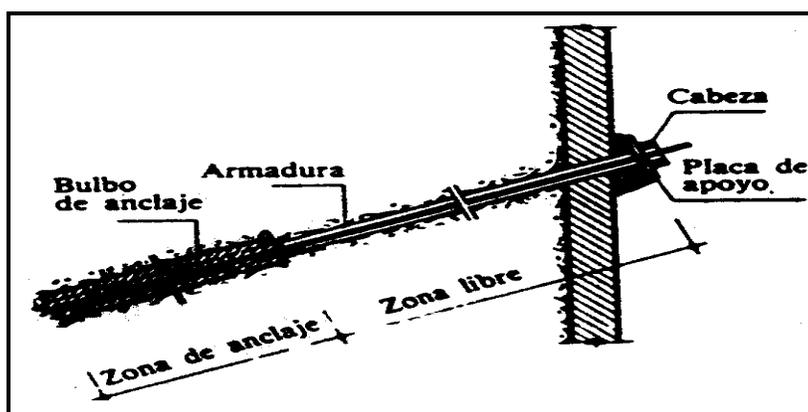


figura 2.28 – Esquema de anclaje

⁴ / Fuente: "Lechadas Cementantes e Inyección de Lechadas". Autor: Steven H. Kosmatka.

Es importante obtener una buena materialización del bulbo de anclaje operación más delicada cuando se trata de terrenos sueltos. La resistencia de la zona de anclaje viene determinada, en primer lugar por la adherencia entre lechada y acero y en segundo lugar por la adherencia entre el bulbo de anclaje y el terreno que la rodea lo que determina la resistencia.

Cuando la zona de anclaje se sitúa en terreno suelto, se obtiene secciones mayores e irregulares bien por que el terreno sea permeable a la lechada, bien porque se compacte o bien porque el terreno rompa debido a la presión de inyección.

Por ello, la resistencia mediante al deslizamiento en la zona de anclaje se determina generalmente mediante (ensayos de adecuación) conocida dicha resistencia se calcula la longitud de anclaje necesaria para resistir la carga admisible de la armadura, multiplicada por un coeficiente de seguridad (1.75 a 2 para anclajes provisionales y de 2.5 a 3 para los permanentes).

Los valores obtenidos son evidentemente muy variables, aunque es frecuente utilizar valores de la longitud de anclaje del orden de los 6 m.

TABLA 2.4 - Resistencia media al deslizamiento de bulbos inyectados.

Tipo de terreno	Resistencia media al deslizamiento (kg/cm ²)
Rocas duras (granito, gneis, caliza)	10 a 25
Roca floja	3 a 10
Gravas y arena gruesas	7 a 10
Arena medias y finas	3 a 6
Arcillas con resistencia a compresión simple:	
>= 4 kg/cm ²	>8
1 a 4 kg/cm ²	4.0 a 8.0
0.5 a 1 kg/cm ²	2.5 a 4.0

Salvo que se efectúen ensayos al respecto, no es aconsejable la realización de bulbos de anclaje en suelos arcillosos con índice de fluidez superior a 0.6 debido a los fenómenos de deformación viscosa que puede experimentar la zona de anclaje.

La transferencia de esfuerzos de la armadura al terreno por medio de la lechada de inyección puede realizarse directamente, o indirectamente a través de tuberías metálicas o de otros materiales, en los que va alojada la armadura.

b) ZONA LIBRE.

La zona libre, cuando el terreno de la perforación puede desprenderse, queda independizado del mismo mediante camisas de PVC o metálicas. En cualquier caso debe protegerse de la corrosión mediante rellenos de productos protectores, si se emplea como es frecuente, mortero o lechada de cemento la inyección se ha de hacer después de la puesta en tensión de la armadura. Por razones constructivas, la zona libre debe tener una longitud mínima de 5 metros con objeto de controlar adecuadamente la puesta en tensión y aminorar la influencia de los movimientos de la cabeza.

c) CABEZA Y PLACA DE APOYO

El sistema de abroche de la armadura a la placa de apoyo puede estar constituido por tuercas en el caso de barras roscadas o bien remachados o como macho-hembra para alambres y cordones. El abroche puede ser común al conjunto de la armadura o independiente para uno o varios elementos. La placa de apoyo suele situarse, a su vez, sobre un bloque de hormigón armado que transmite los esfuerzos a la superficie del terreno.

La puesta en tensión de los cables se efectúa normalmente mediante gatos hidráulicos o, si la cabeza dispone de rosca (barra), mediante llave dinamométrica. En este último caso se conoce solo aproximadamente la tensión realmente dada al anclaje, existen sistemas en los que, además de tensar

simultáneamente todos los alambres, se puede comprobar la tensión y efectuar el retensado posterior sin dañar los alambres.

ANCLAJES ACTIVOS Y ANCLAJES PASIVOS

Los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo momento de su puesta en tensión; los anclajes pasivos entran en acción, oponiéndose al deslizamiento, cuando la masa deslizante ha comenzado a moverse⁵.

De aquí se deducen dos importantes ventajas de los anclajes activos sobre los pasivos. Los primeros permiten aprovechar la resistencia intacta del terreno, pues el movimiento de la masa produce una disminución de las propiedades resistentes. Por otra parte, dicho movimiento puede provocar la rotura del revestimiento protector contra la corrosión, precisamente en el momento en el que la resistencia del anclaje es más necesaria.

Los anclajes pasivos entran en tracción al oponerse a la expansión o dilatación que se produce en las juntas de la roca cuando comienza o producirse un deslizamiento a lo largo de las mismas. El movimiento de la masa produce un aumento de volumen (dilatación) que está relacionado con la existencia de rugosidades en la misma, la efectividad de un anclaje pasivo está

⁵ / Fuente: “ Manual de Cimentaciones Profundas”. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

relacionada directamente con la magnitud de la dilatación, la cual depende del tamaño y la dureza de las rugosidades. Por consiguiente en taludes en suelos o rocas blandas con juntas relativamente lisas los anclajes pasivos son menos efectivos.

La resistencia proporcionada por los anclajes activos está mucho más definida, proporcionan una fuerza resistente casi constante y para un mismo peso de acero su acción de soporte es más segura y eficaz; los anclajes pasivos, por otra parte, tienen una instalación más simple, barata y rápida, por lo que su uso puede estar indicado en algunos casos.

PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

La vida útil de un anclaje está limitada por los efectos de la corrosión, un anclaje sin ningún tipo de protección puede tener una duración de pocos meses; un anclaje sometido a tensiones relativamente altas puede producirse la denominada corrosión bajo tensión, que aparece incluso si el anclaje se encuentra en un ambiente neutro. El problema se manifiesta por la formación de zonas frágiles en el anclaje a lo que sigue una rotura repentina.

En este tipo de corrosión el aumento de sección de acero no constituye un remedio eficaz, la única medida efectiva es recubrir el anclaje en toda su longitud:

En la zona de anclaje, el mortero o lechada de cemento es muy útil para evitar la corrosión, necesitándose un recubrimiento mínimo de 2 cm. Si el anclaje es permanente, es frecuente adoptar dos protecciones independientes: resina epoxica más inyección de cemento o grasa en tubo de acero más inyección de cemento, alojándose la armadura dentro de dicho tubo.

La zona libre se puede proteger rellenando el espacio entre la armadura y el límite de la perforación con la lechada de cemento, siempre después de la puesta en tensión de la armadura. Otro método, más caro, es revestir individualmente las barras o cordones con tubos de polietileno rellenos de grasa. Lo cual está especialmente indicado si son previsibles movimientos posteriores a la puesta en tensión, pues podría producirse la rotura del revestimiento de lechada.

2.2.7 EQUIPO⁵

Los métodos de perforación que se utilizan incluyen mecanismos de rotación, percusión o percusión-rotación, y a veces métodos vibratorios de perforación. Rara vez se usan brocas de corona de diamante para los barrenos de anclaje por sus altos costos y por la posible reducción de adherencia debido a lo liso del barreno perforado, idealmente, el método de perforación debe

⁵ / Fuente: “ Manual de Cimentaciones Profundas”. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

alterar lo mínimo posible en suelo circundante. También se debe tener mucho cuidado con la estabilidad de los barrenos para asegurar que la perforación o el lavado no alojen el suelo. Después de que los barrenos se han perforado, se deben probar en cuanto a su impermeabilidad midiendo la velocidad de la pérdida o ganancia de agua en el barreno perforado. Esto será útil al analizar la magnitud de la posible pérdida de mortero o lechas⁴. Si la pérdida de agua es mayor a tres litros por minuto por atmósfera medida durante 10 minutos, se debe realizar una aplicación de mortero o lechada previa.

PERFORADORAS.

Son máquinas para hacer barrenos en el suelo, por rotación o por percusión; en el caso de las rotatorias, la torsión se transmite por medio de una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance tal como una broca, un brote cortador, una hélice. La barra se hace girar con algún mecanismo, o bien se levanta y se deja caer sobre el fondo de la perforación, lo cual da lugar a que las perforadoras sean rotatorias o de percusión, respectivamente.

✓ **Perforadoras rotatorias⁵.**

Para la construcción de cimentaciones profundas, se emplean generalmente dos tipos de perforaciones con sistema rotatorio:

⁴ / Fuente: "Lechadas Cementantes e Inyección de Lechadas". Autor: Steven H. Kosmatka.

⁵ / Fuente: "Manual de Cimentaciones Profundas". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Con barrenos de perforación; ya sea montadas sobre orugas, grúas o camiones. En este caso, el barreno puede ser de una sola pieza o bien telescópico de varias secciones, con el cual se extrae de manera intermitente el suelo perforado (figura 2.29)

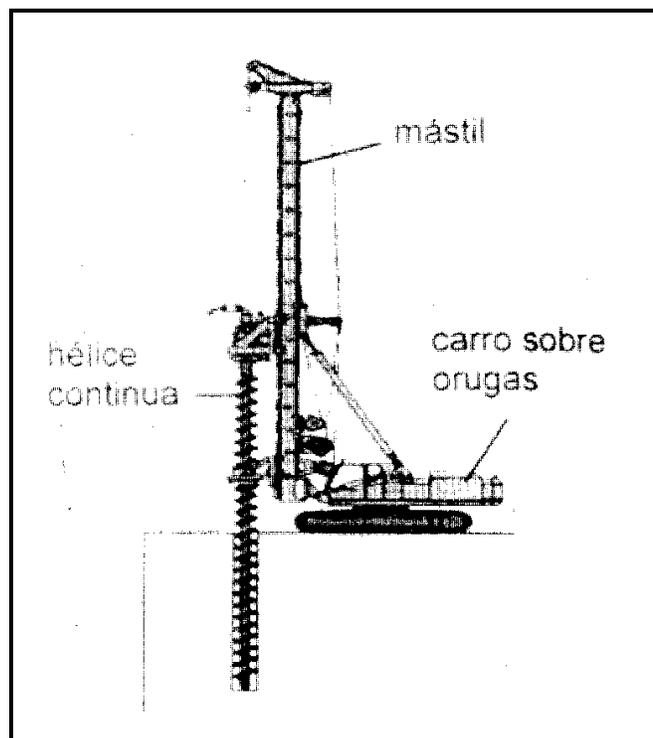


figura 2.29 - Perforadora rotatoria.

La selección de la perforadora³ más adecuada para un proyecto dado, dependerá de las características que presenten los materiales del lugar, así como del diámetro y profundidad⁴ de las perforaciones por realizar, el uso de ademes metálicos o lodos bentoníticos, entre otros.

³ / Fuente: "Manual de Ingeniería de Taludes". Instituto Tecnológico Geominero de España.

⁴ / Fuente: "Lechadas Cementantes e Inyección de Lechadas". Autor: Steven H. Kosmatka.

✓ **Perforadoras por percusión**

Las perforadoras por percusión, a través de un sistema, que puede ser mecánico neumático o hidráulico⁵ transmiten una serie rítmica de impactos al material por perforar, por medio de un elemento de corte o ataque, llamado martillo de fondo. Su aplicación principal es en rocas, ya que en suelos se reduce su eficiencia.

2.3 REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.3.1 GENERALIDADES

Toda construcción tiene una vida útil. Con base en el estudio y análisis de una estructura determinada, puede determinarse que sus condiciones actuales no son satisfactorias para el uso que se le está dando; puede tener problemas estructurales, estéticos o una combinación de ambos. Mediante la reparación, se pretende alargar o adecuar su vida útil.

Las causas del deterioro pueden ser muchas y muy variadas: mal diseño, cambio de uso de la estructura, malos materiales, malas prácticas constructivas, exposición a medios agresivos, exceso de cargas, accidentes, etcétera.

⁵ / Fuente: “ Manual de Cimentaciones Profundas”. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Es necesario determinar las causas del deterioro antes de iniciar cualquier reparación, y evaluar si lo que ocasionó el daño sigue afectando a la estructura o ya no.

Después, se deben elegir los materiales adecuados a sí como los métodos y sistemas apropiados para la reparación, preparar la superficie de aplicación adecuadamente y ejecutar los trabajos para poner nuevamente en servicio la estructura.

2.3.2 IDENTIFICACION Y EVALUACION PRELIMINAR DE DAÑOS.¹⁷

El primer paso para la posible reparación de una estructura es el reconocimiento de daños existentes en ella. La información que con esto se pueda reunir servirá para desarrollar las actividades siguientes:

- i. Evaluación preliminar de la estructura, que permita definir si se requiere su demolición inmediata o si procede su reparación.

- ii. Determinar la estrategia y los detalles de rehabilitación temporal.

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

⁷ / Fuente: " Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto". Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

En esta primera etapa se deberá definir si se justifica la reparación o si por el peligro de un derrumbe inmediato que pueda afectar las construcciones o vías de circulación vecinas es necesaria la demolición

INSPECCION PRELIMINAR

Esta consiste en una revisión ocular de toda la estructura para lograr la identificación de los daños existentes, así como para poder comprender el sistema estructural y su comportamiento ante un sismo. Esta actividad deberá ser coordinada por un especialista en estructuras.

Durante la inspección deberán tomarse las medidas de seguridad elementales, procurando evitar las zonas de colapso inminente.

Para la correcta evaluación de daños y sus causas es necesario identificar el sistema estructural utilizado el edificio en estudio: Marcos rígidos con o sin contravientos, sistemas de pisos de vigas y losas o de losas planas sin vigas, macizas o aligeradas; muros de concreto reforzado, muros de mampostería con o sin contravientos; elementos precolados; o alguna combinación de los sistemas anteriores.

Es importante tomar nota del sistema de cimentación empleado: zapatas aisladas o corridas; sistemas reticulares; pilotes de fricción o de apoyo directo, o alguna combinación de estos sistemas. Para la realización de esta inspección preliminar es necesario el siguiente equipo mínimo requerido:

- ✓ Casco.
- ✓ Tabla de apoyo y formas de inspección.
- ✓ Cinta métrica.
- ✓ Plomada o nivel.
- ✓ Martillo y cincel o desarmador.
- ✓ Linterna.
- ✓ Grietó metro.
- ✓ Cámara fotográfica y binoculares.

DAÑOS ESTRUCTURALES MÁS COMUNES. ¹⁷

Los daños se han clasificado por el tipo de elemento estructural, indicándose también la causa principal de los mismos según la tabla 2.5

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

⁷ / Fuente: " Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto". Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

ELEMENTO ESTRUCTURAL	TIPO DE DAÑO ¹⁷	CAUSA
Columnas.	Grietas diagonales. Grietas verticales. Desprendimiento del recubrimiento Aplastamiento del concreto y pandeo de barras.	Cortante o torsión Flexo compresión Flexo compresión Flexo compresión
Vigas.	Grietas diagonales. Rotura de estribos. Grietas verticales. Rotura del refuerzo. Aplastamiento del concreto.	Cortante o torsión Cortante o torsión Flexión Flexión Flexión
Unión vigas-columna.	Grietas diagonales. Falla por adherencia del refuerzo de vigas.	Cortante. Flexión
Sistema de piso.	Grieta alrededor de columnas en losas o placas planas. Grietas Longitudinales.	Penetración. Flexión
Muros de Concreto.	Grietas diagonales. Grietas horizontales. Aplastamiento del concreto y pandeo de barras.	Cortante Flexo compresión Flexo compresión
Muros de Mampostería.	Grietas diagonales. Grietas verticales en las esquinas y centro. Grietas (placa perimetral apoyada).	Cortante Flexión y volteo. Flexión

TABLA 2.5. Resumen de Daños Estructurales más comunes.

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

^{7/} Fuente: "Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto". Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

2.3.3 REHABILITACION TEMPORAL¹⁷

El propósito de la rehabilitación temporal es proporcionar resistencia provisional a aquellos elementos y conexiones de los cuales depende la seguridad del sistema estructural total. Además, la protección temporal deberá incluir medidas que garanticen la seguridad de las personas en las zonas adyacentes al edificio dañado y de los trabajadores que realicen las labores de rehabilitación.

2.3.4 MATERIALES PARA REPARACION, REFUERZO Y PROTECCION

La reparación de estructuras de concreto y mampostería necesita materiales adecuados para el resane de grietas y sustitución de morteros y concretos dañados, que sean capaces de alcanzar rápidamente su resistencia y mantener su adherencia indefinidamente.

CONCRETO: El concreto de cemento Pórtland es el material tradicionalmente usado en reparaciones y refuerzos. En la gran mayoría de los casos requiere una dosificación que mejore algunas de sus características naturales.

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

^{7/} Fuente: " Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto". Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

El principal obstáculo que enfrenta el uso del concreto colado in-situ en reparaciones son la contracción y la falta de adherencia que producen la pérdida de contacto con el concreto viejo.

Existen en el mercado micro concretos y morteros industrializados, incluidos en este grupo el concreto lanzado, tanto vía seca como vía húmeda. Normalmente usan agregados gruesos de tamaño máximo característico igual a 9 mm, lo que en realidad los clasificaría como micro concretos o morteros lanzados.

MORTEROS POLIMÉRICOS: Son morteros a base de cemento Pórtland modificados con polímeros, que usan agregados con granulometría adecuada, generalmente continua atendiendo a las curvas de Bolomey, o discontinua, en el caso de alta resistencia a la abrasión, formulados especialmente con aditivos y adiciones que les confieren propiedades especiales.

INYECCIÓN DE LECHADA DE BASE DE CEMENTO: La lechada es un material fluido y autonivelable en estado recién mezclado, destinado a rellenar cavidades y consecuentemente tornarse adherente, resistente y sin contracción en el estado endurecido. Esta constituida a base de cemento Pórtland común u ordinario.

MORTEROS Y LECHADAS ORGÁNICOS: Son morteros y lechadas formulados con resinas orgánicas donde la unión y la resistencia del conjunto es dada por la reacción de polimerización y endurecimiento de los componentes de las resinas, en ausencia del agua.

PINTURAS ORGÁNICAS: Las Pinturas son dispersiones de pigmentos en aglutinantes, cuando son aplicadas en capas finas sobre una superficie, sufren un proceso de secado o curado y endurecimiento formando una película sólida, adherente al sustrato e impermeable.

SELLADORES: Son materiales usados en las juntas de dilatación e las estructuras de concreto, con el objetivo de impedir el paso de líquidos, gases, vapor o partículas sólidas para el interior de la estructuras.

PRODUCTOS PARA ANCLAJE Y REMEDIAR BARRAS DE ACERO:

Son productos para anclaje, en general de base polimérica, predominantemente poliéster bicomponente, o de base cemento, ambos de pegado rápido y ligeramente expansivos. Están disponibles para mezclar “in situ”, en la obra, o en forma de cartuchos con material ya dosificado.

2.3.5 RESTAURACION Y REFUERZO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES⁷

La necesidad de reparar o reforzar una determinada estructura, restaurando su seguridad y aumentando su durabilidad (vida útil), se ha convertido en una actividad cada vez más común por una serie de razones: estructuras cada vez más esbeltas, solicitaciones más intensas, ambientales más agresivos, mayor conciencia y conocimiento por parte de los responsables del mantenimiento de las estructuras, recuperación o aumento del valor del inmueble, dificultades para demoler y reconstruir, cambios en el uso de la obra y otros.

En el proyecto de reparación se podrá optar por intentar restaurar la resistencia original de los elementos estructurales, o bien por reforzarlos después de su restauración.

RESTAURACION

✓ Inyección de Grietas.

La inyección de resinas o lechadas en la grietas es un procedimiento adecuado para la restauración de elementos de concreto o mampostería con daños no muy severos. Ya que con este procedimiento se puede llegar a

⁷ / Fuente: “ Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto”. Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

recuperar la resistencia original, pero solamente del 70% al 80% de la rigidez, debido a la imposibilidad de inyectar la totalidad de las grietas.

En elementos de concreto se recurre a la inyección de las grietas cuando no se ha producido el aplastamiento del concreto¹⁷. En grietas de 0.5 mm de ancho se emplea la inyección de resinas. Para grietas de 0.5 a 5 mm de ancho es necesario mezclar las resinas con algún agregado.

Para efectuar la inyección se deberá proceder a limpiar de polvo las grietas con chorro de aire y sellar superficialmente con cinta adhesiva, con la finalidad de dejar ahogadas las boquillas metálica de 1.0 cm de diámetro espaciadas de 20 a 50 cm. El equipo de inyección, puede ser tan simple como una pistola de calafateo, o tan complejo como un sistema que efectúe la dosificación automática en el momento de la inyección.

En muros de mampostería con grietas entre 0.5 y 3 mm de ancho se puede recurrir a la inyección de resinas, aunque resulta más práctico el uso de lechadas de mortero cemento-arena.

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

^{7/} Fuente: "Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto". Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

✓ **Sustitución de materiales.**

Esta técnica de restauración se recomienda cuando se tienen daños severos; consiste en la reconstrucción del elemento, reemplazando los materiales dañados por otros en buen estado. La preparación de las superficies de unión entre los materiales nuevos y viejos requiere de una limpieza previa mediante chorro de arena o en su defecto cepillo de alambre y chorro de aire, a continuación de la cual, será necesaria la saturación con agua o la aplicación de lechada o de algún adhesivo a base de resinas.

REFUERZO DE COLUMNAS Y VIGAS

✓ **Encamisado con concreto reforzado para columnas.**

Este procedimiento de refuerzo de columnas consiste en envolverlas con barras y estribos adicionales o malla electro-soldada y añadir un nuevo recubrimiento de concreto lanzado o colado in-situ. Si sólo se encamisa la columna en el entrepiso (Fig.2.30) se obtiene un incremento en su resistencia ante carga axial y fuerza cortante, así como un comportamiento más dúctil, pero no se altera la resistencia a flexión original.

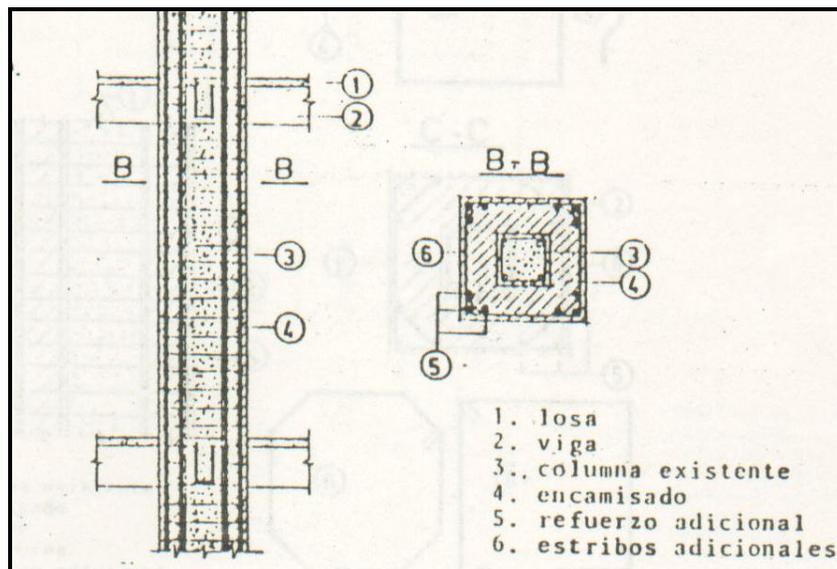


Fig. 2.30 Encamisado de columnas con concreto reforzado¹⁷.

✓ **Encamisado con concreto reforzado para vigas.**

De manera similar a lo descrito para columnas, también se pueden reforzar las vigas con este encamisado. Si sólo se requiere reforzar la resistencia a flexión, se puede recurrir al encamisado de la cara inferior, usando conectores soldados para unir el nuevo refuerzo al viejo, así como también estribos adicionales que también serán soldados a los originales.

Cuando se requiera reforzar tanto para flexión como para cortante, el encamisado se puede efectuar en 3 caras (Fig. 2.31) o en todo su rededor.

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

^{7/} Fuente: "Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto". Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

La perforación de la losa es necesaria tanto para pasar los estribos como para facilitar el colado.

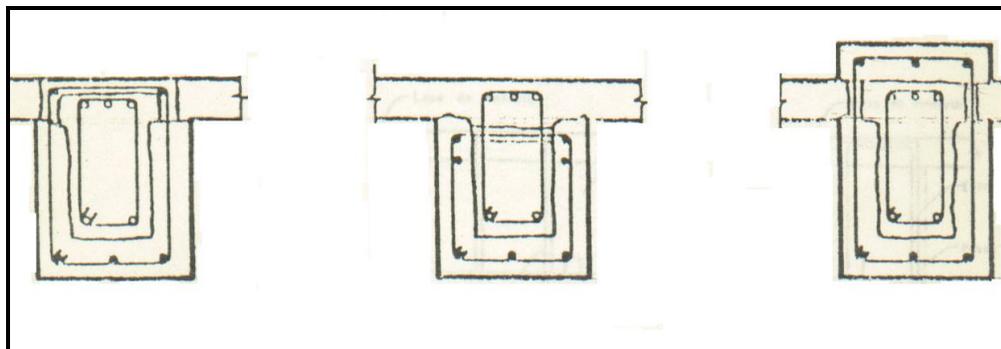


Fig. 2.31 Encamisado por flexión y cortante de vigas de concreto reforzado¹⁷.

✓ **Encamisados metálicos.**

El encamisado metálico puede hacerse mediante un esqueleto de perfiles unidos entre sí con soleras o varillas soldadas, o bien, con el recubrimiento total de la columna a base de placas. El recubrimiento final con concreto reforzado con malla electro-soldada, otorga cierta protección contra la corrosión y el fuego y constituye un buen acabado. Para el refuerzo de vigas por flexión o por cortante, se puede hacer uso de placas metálicas adheridas con resinas epóxicas y conectores mecánicos a las caras del elemento.

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

^{7/} Fuente: "Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto". Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

2.3.6 EL CONCRETO LANZADO COMO SISTEMA DE REPARACION⁸

- ✓ **Autopistas:** En Los Ángeles California, se vio después del sismo que muchas columnas de las autopistas no tenían el refuerzo adecuado, por lo que se procedió a colocar un armado de acero de refuerzo e incrementar su espesor mediante la colocación de concreto lanzado.

- ✓ **Puentes:**
 - El puente histórico en Allentown, Pensilvania, EUA.
 - Un puente construido en 1920 en Massachusetts, EUA.
 - El Golden Gate en San Francisco, California, EUA.

- ✓ **Presas:**
 - Presa La Gudiña, en Colombia.
 - Presa Urdiceto en los Pirineos, España.
 - Presa Freagolgia en Italia.

- ✓ **Túneles, drenajes y tuberías:** Túneles ferroviarios en Suiza: la mayor parte de los túneles ferroviarios de Suiza datan de principios de siglo, por lo que fue necesario reconstruirlos y adecuarlos a las necesidades actuales.

- ✓ **Chimeneas:** Concreto refractario en chimeneas de la industria cementera y metalúrgica.

⁸ / Fuente: "www.imcyc.com"

- ✓ **Muelles:** Refuerzo de los pilares de madera en Newport Beach, California, con un recubrimiento de 3 pulgadas de espesor.
- ✓ **Edificios históricos:** Iglesia de Nuestra Señora de las Nieves en Belleville, Illinois, EUA.

REFORZAMIENTO Y REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO⁷

Si una estructura de acero se ha vuelto defectuosa por corrosión o desgaste, debe determinarse primero que cantidad de acero se ha perdido por la erosión y entonces determinar qué tanto refuerzo se necesita y dónde deberá colocarse (Figura 2.32).

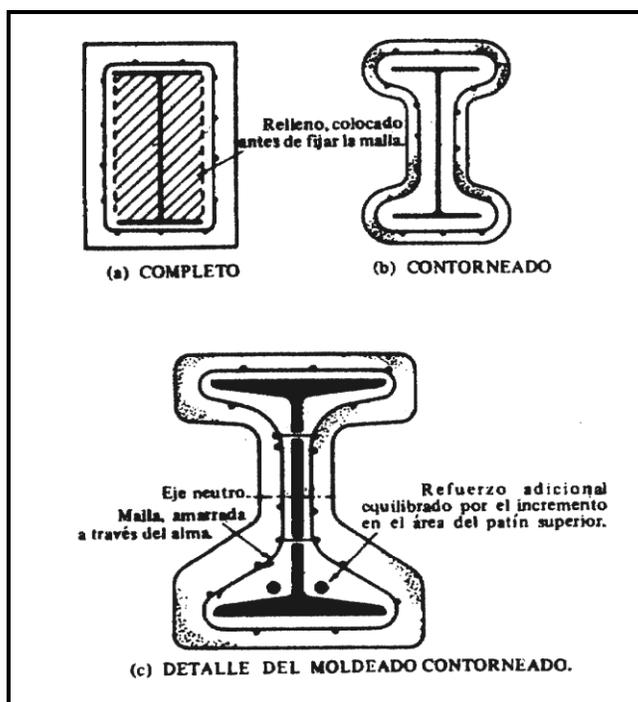


Fig. 2.32 – Moldeado de concreto lanzado.

⁷ / Fuente: “ Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto”. Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

COLUMNAS¹⁷

Cuando un poste de acero se corroe, generalmente es suficiente encajar el poste con el concreto lanzado reforzado con malla para restaurar el área de compresión de la sección. El concreto lanzado que cubrirá puede ser completo o de contorno (ver figura 2.33).

TENSORES

Cuando un tensor de acero se corroe, el área de la sección necesaria de acero se añade al tensor en forma de varilla. Se coloca tan cerca de la línea de centro de tensión como sea posible y se extiende en todo lo largo del tensor. El refuerzo adicional puede soldarse con puntos de soldadura o amarrada con alambre al tensor; en estas condiciones se recubre con concreto lanzado para proporcionar adherencia.

VIGAS

Cuando una viga se corroe, deberán tomarse medidas separadas de la erosión en los patines y así como el alma. Esto es especialmente importante en la parte de los apoyos o en cualquier área corroída que reciben grandes esfuerzos como en los puntos de aplicación de carga. El refuerzo deberá

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

^{7/} Fuente: "Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto". Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

diseñarse no solo para compensar la pérdida de área debida a la corrosión, sino para compensar el peso del recubrimiento.

Si la viga debe ser reforzada más allá de su valor original, el área de compresión del patín superior deberá equilibrar cualquier tensión adicional del acero a que se sujete el patín inferior, con el objeto de mantener el eje neutro en su posición. Si el acero que va a recubrirse con concreto lanzado esta muy corroído, deberá limpiarse perfectamente por medio de martillo y cepillo de alambre.

No es necesario que se empareje la superficie si al eliminar todo el oxido suelto, se presenta granulada, o bien con puntos sobresalientes brillantes como acero (ver figura 2.34)¹⁷.

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

⁷ / Fuente: " Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto". Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

REFORZAMIENTO Y REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

REFORZADO

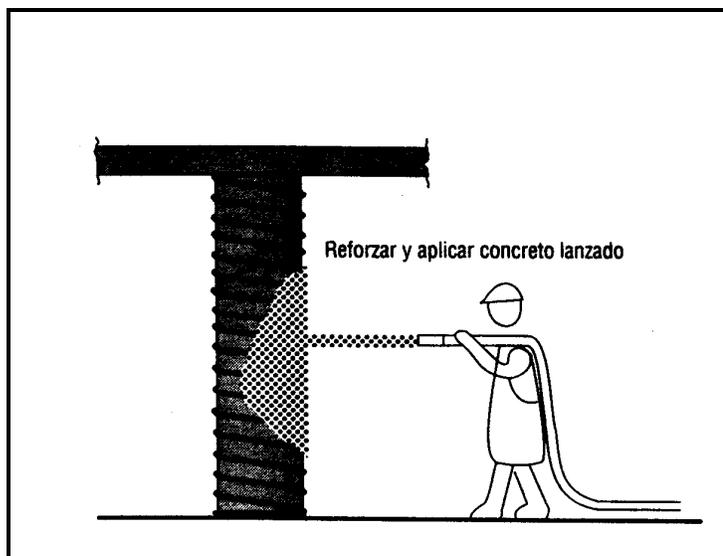


Fig. 2.33 Revestimiento de columna con concreto lanzado^{1/}.

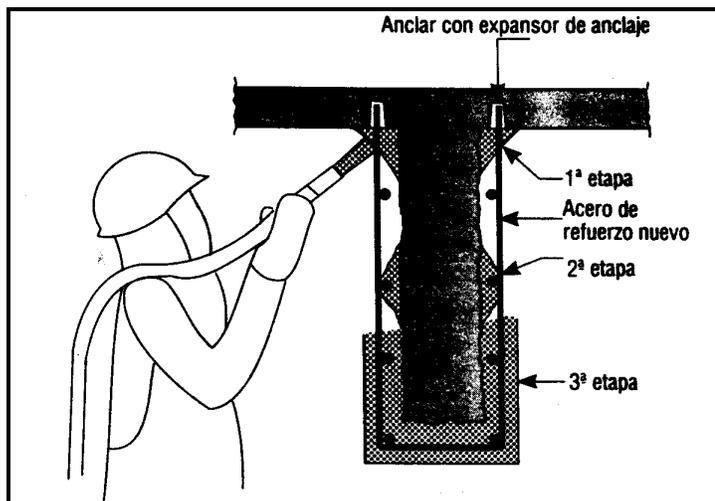


Fig. 2.34 Revestimiento de viga con concreto lanzado.

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

Cuando una estructura de concreto reforzado se ha deteriorado por corrosión de su acero de refuerzo, es necesario eliminar todo el concreto que se muestre señales de descascaramiento a lo largo de la línea del refuerzo; las grietas finas, una línea de decoloración, un sonido hueco se oye al golpear son indicaciones suficientes de descascaramiento inminente.

El acero expuesto deberá examinarse con cuidado; si esta poco dañado, será suficiente colocar una capa de concreto lanzado reforzado sobre el área para restaurar la estructura¹⁷. Si la corrosión del acero es grave, deberá colocarse acero adicional en la zona dañada, proporcionando las longitudes normales de traslape en cada lado de la parte dañada. Si el daño es grave, la estructura deberá apuntalarse adecuadamente.

Cuando la corrosión ha sido severa solamente en un tramo corto, deben examinarse todas las razones posibles acerca de la severidad del ataque. Puede ser necesario proporcionar una cubierta adicional o usar cementos especiales. Para reforzar estructura de concreto, se aplican los mismos principios que para las estructuras de acero; concreto lanzado adicional para la compresión, acero recubierto con concreto lanzado para la tensión.

^{1/} Fuente: "Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones". Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

^{7/} Fuente: "Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto". Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

Cuando se repare concreto en estructuras de panel, este deberá eliminarse por completo, picando el concreto hasta llegar a un material perfectamente sano antes de reparar el área con concreto lanzado.

REPARACIÓN DEL CONCRETO DAÑADO POR EL FUEGO

El concreto lanzado es un material ideal para la reparación de estructuras de concreto dañadas por el fuego.¹⁷ El daño superficial al concreto se manifiesta arriba de 300 °C por una coloración rosada, fácilmente reconocible si se está familiarizado por ello; arriba de esta temperatura, el concreto se agrieta y se descascara hasta que finalmente se calcina; a temperaturas superiores a 450 °C, el acero de refuerzo comienza a perder resistencia.

Suponiendo⁸ que se pueda verificar todavía que el concreto este en posibilidades de trabajar (por ejemplo en compresión), y no haya sufrido daño de importancia, la reparación consiste simplemente en romper todas las zonas quemadas y picarlo hasta que se encuentre el material sano ó sea a unos 12 mm de la capa de coloración, antes de hacer la unión con concreto lanzado para restaurar la forma del miembro y el recubrimiento del acero.

^{1/} Fuente: “Reparación de Daños por Sismo en Estructuras de Concreto, Mampostería, Muros, Taludes y Cimentaciones”. Expositores: Dr. Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. M.S. Enrique Melara.

^{7/} Fuente: “ Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de Estructuras de concreto”. Autor: Dr. Ing. Paulo R. do Lago Helene..

^{8/} Fuente: “www.imcyc.com”

CAPITULO III

PRUEBAS DE LABORATORIO

Y

DISEÑO DE MEZCLA

CAPITULO III

PRUEBAS DE LABORATORIO

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se detallará el desarrollo de las pruebas realizadas a algunos de los componentes del concreto, especialmente a los materiales pétreos, ya que son tomados de canteras y bancos de materiales que se utilizan actualmente para la elaboración de concretos normales que garantizan su buena calidad para ser utilizados en este tipo de concreto; considerando que los componentes pétreos constituyen aproximadamente el 75 % del volumen total del concreto. Para lo cual se muestran los resultados en forma de gráficos o tablas.

Con el propósito de garantizar la calidad del concreto lanzado, se realiza la investigación de la calidad e los agregados, dosificación, comportamiento del concreto fresco y endurecido y la resistencia del concreto lanzado, se realizaron las pruebas de laboratorio siguientes:

- ✓ Análisis Granulométrico del agregado grueso y fino (ASTM C-136)
- ✓ Impurezas orgánicas del agregado fino (ASTM C-40)
- ✓ Gravedad específica y absorción (ASTM C-128)
- ✓ Determinación del peso volumétrico (ASTM C-29)

- ✓ Contenido de humedad de las arenas (ASTM C-566)
- ✓ Sanidad de los agregados (ASTM C- 88)
- ✓ Resistencia al desgaste del agregado grueso. Ensaye de máquina de Los Ángeles (ASTM C-131).
- ✓ Prueba de revenimiento (ASTM C-143)
- ✓ Método de hechura y curado de especímenes de prueba en laboratorio (ASTM C-192)
- ✓ Método de ensayo estándar para resistencia a la compresión a la compresión de cilindros de concreto (ASTM C-39)
- ✓ Método de ensayo estándar a la Flexión de viguetas de concreto (ASTM C-78)
- ✓ Método de ensayo estándar para obtención y ensayo de núcleos taladrados de concreto (ASTM C-42)

3.2 PRUEBAS A LOS COMPONENTES.

3.2.1 CEMENTO.

En la elaboración del concreto se utilizará cemento fabricado en el país, cemento Pórtland Modificado Tipo I (PM); el cual se encuentra regulado por la Norma ASTM C-595, traducida recientemente y adoptada en El Salvador oficialmente a través del CONACYT. El fabricante (CESSA) garantiza que el producto supera lo establecido por las normas antes mencionadas (ASTM

C-595). Razón por la cual no se le realizaron pruebas por presentarse garantías de fábrica, tomándose la gravedad específica que el fabricante proporciona, la cual es de 3.1, siendo esta la necesaria para el diseño de mezclas.

El cemento utilizado posee las propiedades ya conocidas del cemento Pórtland TIPO I, tales como: Aminorar riesgos de fisuración, calor de hidratación, mayor durabilidad ante aguas agresivas, sulfatos, etc., aumenta la impermeabilidad y la elasticidad del cemento a largo plazo, esto es si se compara con el cemento Pórtland Tipo I ASTM C-150.

3.2.2 AGREGADO FINO

El agregado fino utilizado proviene de la cantera ubicada en Aguilares, Dpto. de San Salvador. Banco utilizado por la empresa “CONCRETERA SALVADOREÑA S.A. de C.V”

La arena que se utilizará en las pruebas de materiales y en las dosificación se extrajo en la época de verano, por lo que algunos resultados puedan variar con respecto a la época lluviosa; además se considera que este banco no se encuentra contaminada, por lo tanto se puede confiar con el agregado fino que se extrae de éste, lo que se verificará más adelante cuando se realicen las pruebas de impurezas orgánicas.

Para las pruebas de laboratorio de agregado fino, se tomaron muestras representativas, se cuartearon las muestras en el cuarteador mecánico según ASTM C-702. Las pruebas realizadas al agregado fino, proporcionaran buenos parámetros para la obtención de la mezcla de concreto, estas son: Análisis Granulométrico (ASTM C-136), Impurezas Orgánicas (ASTM C-128), Sanidad de agregado fino (ASTM C -88), Gravedad específica y absorción de los agregados finos (ASTM C-128) y Contenido de Humedad (ASTM C-566); en resumen estas son las necesarias.

3.2.2.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM C – 136)

Este método cubre la determinación de la distribución de los tamaños de partículas de agregados gruesos y finos utilizando el método mecánico por cribado. Para separar por tamaños se utilizan las mallas ó tamices de diferentes aberturas las cuales proporcionan el tamaño máximo del agregado en cada una de ellas; en la práctica los pesos de cada tamaño se expresan como porcentajes retenidos en cada malla con respecto al total de la muestra. Estos porcentajes se calculan tanto parciales como acumulados, en cada malla, ya que con estos últimos se procede a trazar la grafica de valores del material. Los límites que da la Norma ASTM C-33 con respecto al tamaño de las mallas se indican en la tabla 3.1

MALLAS	PORCENTAJES	
	PASANDO	RETENIDO
3/8" (9.52 mm)	100	0
Nº 4 (4.75 mm)	95-100	0-5
Nº 8 (2.36 mm)	80-100	0-20
Nº 16 (1.18 mm)	50-85	15-50
Nº 30 (0.6 mm)	25-60	40-75
Nº 50 (0.3 mm)	10-30	70-90
Nº 100 (0.15 mm)	2-10	90-98

TABLA 3.1 LÍMITES DEL AGREGADO FINO.

Cuando una granulometría no es aceptable se puede mejorar los resultados por dos métodos: el primero consiste en la corrección mediante la selección de material al cribarlo por determinadas mallas, este procedimiento resulta costoso y poco práctico.

El segundo método consiste en estabilizar la deficiente granulometría empleando otro material con el cual se hace una mezcla en proporciones adecuadas (tanteos) hasta corregir la deficiencia. En nuestro caso es mantener las condiciones iniciales de los componentes del concreto, por lo que se mantendrá las condiciones iniciales de la granulometría realizada sea este resultado aceptable o no, dándose únicamente las recomendaciones pertinentes respecto a los agregados a utilizar.

a) GRAFICA E INDICADORES.

La información obtenida del análisis granulométrico se presenta en forma gráfica de una curva, donde el porcentaje que pasa es graficado en las ordenadas y el diámetro de las partículas en las abscisas. A partir de la curva anterior se pueden obtener diámetros característicos tales como: D_{10} , D_{30} , D_{60} .

El D se refiere al tamaño de grano, o diámetro aparente de la partícula y el subíndice (10, 30, 60) denota el porcentaje del material fino; un indicador de la variación del tamaño de los granos presentes en la muestra es el coeficiente de uniformidad (C_u), definido como:

$$C_u \approx \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Un valor grande de C_u indica que los diámetros D_{60} y D_{10} difieren en tamaño apreciable. También existe otro parámetro y es el coeficiente de curvatura (C_c), el cual es una medida de la forma de la curva entre D_{60} y D_{10} y se define como:

$$C_c \approx \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

b) MÓDULO DE FINURA

El módulo de finura, es otra medida del grosor o tamaño del agregado fino, el cual se puede definir como un índice de su valor lubricante de la mezcla; este índice define la proporción de finos y gruesos que se tienen de las partículas que la constituyen.

El cálculo del módulo de finura (MF) de una arena se obtiene sumando los porcentajes retenidos acumulados por las mallas N° 4, 8, 16, 30, 50 y 100; dividiendo la sumatoria entre cien. Los valores límites son presentados en la tabla 3.2 que se muestra a continuación.

ARENA	M.F.
MUY FINA	< 2.0
FINA	2.0-2.3
MEDIO FINA	2.3-2.6
MEDIA	2.6-2.9
MEDIO GRUESA	2.9-3.2
GRUESA	3.2-3.5
MUY GRUESA	> 3.5

Tabla 3.2 Clasificación de las arenas por módulo de finura.

El Módulo de Finura en la arena está comprendido entre 2.3 a 3.2, además no debe tener más del 45% retenido entre 2 mallas consecutivas.

MATERIALES Y EQUIPO

- Balanza con capacidad de 1 Kg. y 0.1 g. de precisión.
- Juego de mallas N° 4, 8, 16, 30, 50 y 100, tapa y fondo.
- Charolas.
- 500 grs. de arena cuarteada.
- Brocha de 4" y 1".
- Agitador mecánico de mallas (rop-tap).

PROCEDIMIENTO

1. Se coloca una muestra de aproximadamente unos 10 kgs. de arena en una charola y se deja por un espacio de 24 horas al aire libre o hasta que el agregado pierda humedad.
2. Se cuartea la muestra hasta obtener un peso aproximado de 500 g. Según la norma ASTM C-702 de arena seca.
3. Se ensamblan las malla según el siguiente orden, malla N° 4, 8, 16, 30, 50, 100 y fondo.
4. Los 500 g de muestra se colocan en el juego de mallas previamente ensamblados, luego se coloca la tapadera y se agitan por espacio de 10 a 15 minutos, en el agitador mecánico de malla.

5. Después del tiempo de agitado, se deja reposar un tiempo prudencial, para permitir que los finos se asienten.
6. Colocar las porciones retenidas de cada malla en charolas y pesar dichas cantidades retenidas, se verifica que los tamices se encuentren limpios.
7. Registrar los datos en la tabla de resultados.
8. Calcular el porcentaje de error de la prueba y verificar que no sea mayor del 0.5%.
9. Efectuar los cálculos.
10. Hacer el gráfico % pasa Log. D
11. Hacer análisis de resultados.

CÁLCULOS

- ✓ Porcentaje de error:

$$\% \text{ ERROR} \approx \frac{(W_O - W_F)}{W_F} \times 100 \% \leq 0.5 \% \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

W_o : Peso inicial de la muestra

W_F : Peso final de la muestra

$$\% \text{ Retenido Particial} \approx \frac{(\text{Peso retenido en cada malla})}{W_o} \times 100 \% \text{ Ec 3.4}$$

- ✓ %Retenido Acumulado = %Retenido acumulado de malla anterior + %Retenido parcial dicha malla. (Ecuación 3.5)
- ✓ % Acumulado que pasa: Para malla No. X = 100 % - % Retenido acumulado de malla No. X. (Ecuación 3.6)
- ✓ Hacer gráfica en papel semi-logarítmico: malla vrs. % Acumulado que pasa malla.
- ✓ El Cálculo de C_U y C_C se hace a partir de la curva granulométrica.

IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

El análisis granulométrico es de gran importancia, ya que por medio de él se obtiene la distribución por tamaño de las partículas de un agregado, especificación ASTM C-33; además se obtiene la graduación y el módulo de finura de un determinado tipo de agregado fino.

El procedimiento del análisis granulométrico descrito anteriormente está regido por la Norma ASTM C-136, el módulo de finura por la ASTM C-125 y los límites de graduación por la ASTM C-33. Esta última define los requisitos de graduación y calidad de los agregados finos y gruesos (excepto agregados ligeros o agregados pesados), empleados en la fabricación del concreto. Cabe mencionar que la composición granulométrica del agregado fino suele identificarse por su módulo de finura.

Para el análisis granulométrico se realizó una prueba con las arenas del banco de Aguilares, las cuales cumplen con las especificaciones establecidas en la Norma ASTM C-33, estas son mostradas en las tablas 3.3, 3.4 y 3.5 con sus respectivos gráficos.

Los resultados de esta prueba se darán en el Capítulo IV de “Análisis de Resultados”, por lo que solo nos limitaremos a mostrar los resultados obtenidos en el trabajo realizado a los componentes del concreto.



FOTO N° 3.1 Agregado Fino.



FOTO N° 3.2 Cuarteo de Agregado Fino.

P. BRUTO: <u>2889.00</u> (Grs.) TARA: <u>1889.00</u> (Grs.) P. NETO: <u>1000.00</u> (Grs.)						
MALLA (Pulg.)	PESO RET. (Grs.)	RETENIDO PARCIAL(%)	RET. PARC. APROX. (%)	RETENIDO ACUM. (%)	% QUE PASA	NORMA % PASA
3/8	0.00				100%	100.00%
Nº 4	4.40	0.85%	1%	1%	99%	95% - 100%
Nº 8	29.30	5.68%	6%	7%	93%	80% - 100%
Nº 16	74.60	14.46%	14%	21%	79%	50% - 85%
Nº 30	125.30	24.28%	24%	45%	55%	25% - 60%
Nº 50	156.10	30.25%	30%	75%	25%	10% - 30%
Nº 100	90.30	17.50%	18%	93%	7%	2% -10%
FONDO	36.00	6.98%	7%	100%		
SUMAS	516.00	100.00%	100.00%			MF: 2.42

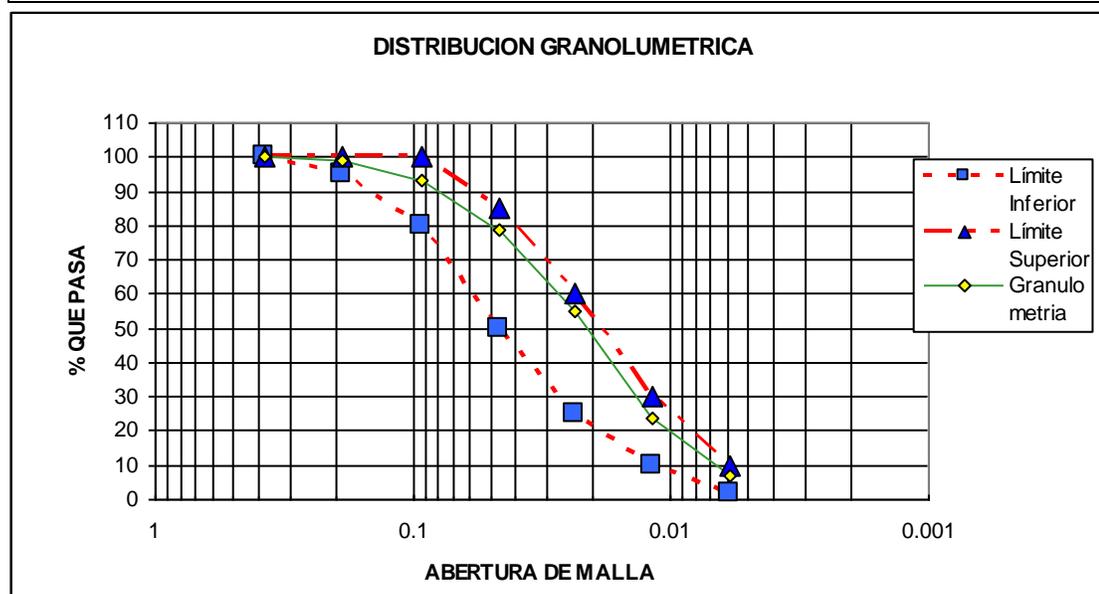


Tabla 3.3 Granulometría de agregado fino (prueba 1)

P. BRUTO: <u>2889.00</u> (Grs.) TARA: <u>1889.00</u> (Grs.) P. NETO: <u>1000.00</u> (Grs.)						
MALLA (Pulg.)	PESO RET. (Grs.)	RETENIDO PARCIAL(%)	RET. PARC. APROX. (%)	RETENIDO ACUM. (%)	% QUE PASA	NORMA % PASA
3/8	0.00				100%	100.00%
Nº 4	1.90	0.38%	0%	0%	100%	95% - 100%
Nº 8	21.60	4.29%	4%	4%	96%	80% - 100%
Nº 16	53.50	10.62%	11%	15%	85%	50% - 85%
Nº 30	112.40	22.30%	23%	38%	62%	25% - 60%
Nº 50	171.50	34.03%	34%	72%	28%	10% - 30%
Nº 100	101.20	20.08%	20%	92%	8%	2% -10%
FONDO	41.90	8.31%	8%	100%		
SUMAS	504.00	100.00%	100.00%			MF: 2.21

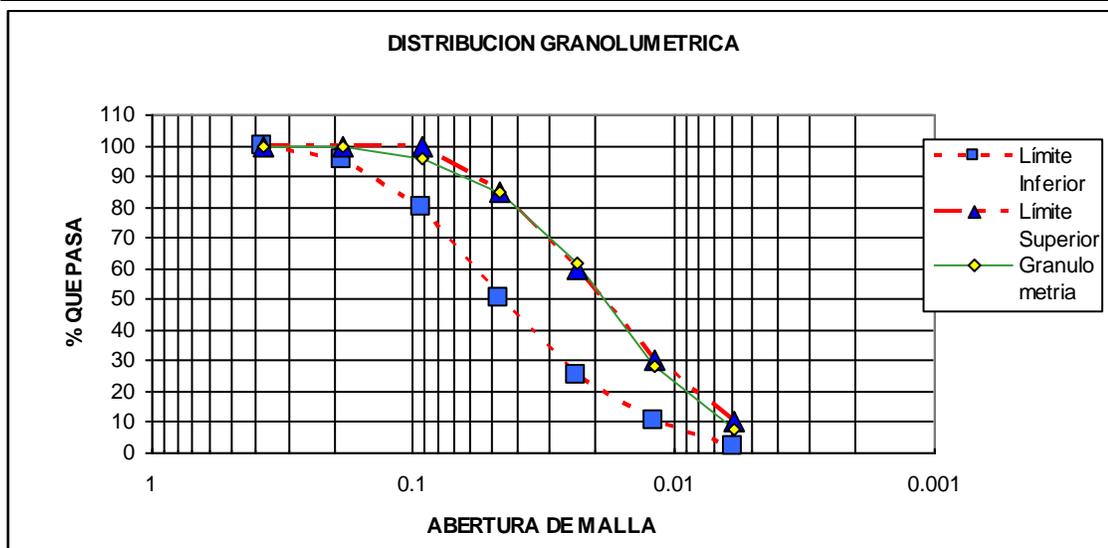


Tabla 3.4 Granulometría de agregado fino (prueba 2)

(Grs.) P.						
P. BRUTO: <u>2889.00</u> (Grs.)		TARA: <u>1889.00</u>		NETO: <u>1000.00</u> (Grs.)		
MALLA	PESO RET.	RETENIDO	RET. PARC.	RETENIDO	% QUE PASA	NORMA
(Pulg.)	(Grs.)	PARCIAL(%)	APROX. (%)	ACUM. (%)	PASA	% PASA
3/8	0.00				100%	100.00%
Nº 4	2.20	0.44%	0%	0%	100%	95% - 100%
Nº 8	20.30	4.02%	4%	4%	96%	80% - 100%
Nº 16	57.40	11.36%	12%	16%	84%	50% - 85%
Nº 30	114.60	22.67%	23%	39%	61%	25% - 60%
Nº 50	167.70	33.18%	33%	72%	28%	10% - 30%
Nº 100	101.30	20.04%	20%	92%	8%	2% -10%
FONDO	42.00	8.31%	8%	100%		
SUMAS	505.50	100.00%	100.00%			MF: 2.23

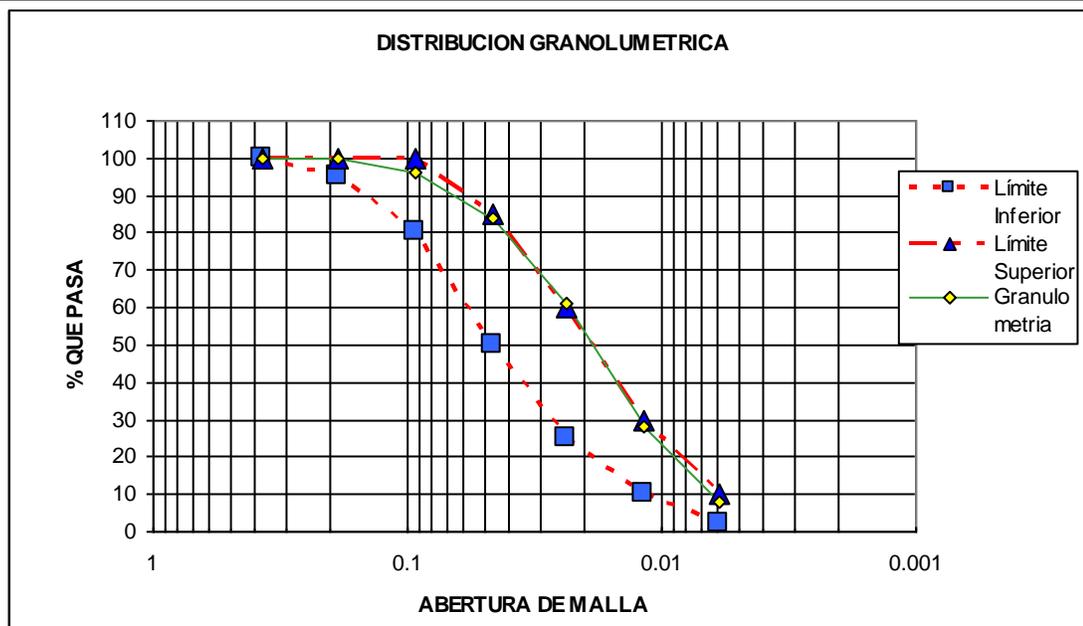


Tabla 3.5 Granulometría de agregado fino (prueba 3)

3.2.2.2 PRUEBA DE IMPUREZAS ÓRGANICAS PARA AGREGAD FINO (ASTM C-40)

Esta prueba sirve para determinar en forma aproximada la presencia de compuestos orgánicos perjudiciales en agregados finos que serán usados en morteros o concretos; esta se realizada en forma preliminar para la aceptación del agregado fino; por lo que debe realizarse antes que cualquier otra prueba.

La prueba en si no necesita de valores numéricos, la determinación de precisión y error no es necesaria, ya que como se menciona, es una forma aproximada para determinar la presencia de compuestos orgánicos en el agregado fino. Para la determinación de impurezas orgánicas se realizaron 2 pruebas.

MATERIAL Y EQUIPO

- Botellas transparentes (2)
- Hidróxido de Sodio ($N_a OH$)
- Agua
- Cartilla de Colores de Impurezas Orgánicas.

PROCEDIMIENTO

Se coloca una muestra de arena de 130 ml en una botella transparente en una solución al 3% de Hidróxido de Sodio en agua (Na OH) durante 24 horas según lo especifica la norma.

Después de 24 horas, se compara el color de la solución de las muestras con la "Tabla de Colores" de referencia. Luego de la comparación se concluye el grado de impurezas o contaminantes que posee el agregado fino, así como su adecuado uso o no como componente del concreto.

3.2.2.3 GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN (ASTM C-127 y ASTM C-128)

Se conoce por peso específico relativo, llamado comúnmente gravedad específica, a la relación del peso en aire de una unidad de volumen de un material al peso de un volumen igual de agua en un mismo estado de temperatura. Según la condición en que se encuentre el material, así se determinan distintos tipos de peso específico:

a) **Peso específico relativo en masa.**

Es la relación del peso en aire de una unidad de volumen de agregado (incluyendo los huecos dentro de las partículas permeables e impermeables, pero no incluyendo los vacíos entre las partículas) al peso de aire en un

volumen igual de agua destilada libre de gas en un mismo estado de temperatura. Es utilizado para cálculos cuando el agregado se encuentra seco o se asume que lo esta.

b) Peso específico relativo en masa, en base a la condición de superficie seca saturada.

Es la relación del peso en aire de una unidad de volumen de agregado, incluyendo el peso de agua que llena los huecos (condición que se consigue sumergiendo el agregado en agua durante aproximadamente 24 hrs. No incluyendo los huecos entre partículas). Al peso en aire de un volumen igual de agua destilada libre de gas en un mismo estado de temperatura.

El peso específico determinado en base a la superficie seca saturada (SSS), es utilizado si el agregado está mojado (el material debe haber estado sumergido durante aproximadamente 24 hrs.). Esto implica que la absorción ha sido satisfecha.

c) Peso específico relativo aparente.

Es la relación del peso en aire de una cantidad de material de una porción impermeable de agregado al peso de un volumen igual de agua destilada libre de gas en un mismo estado de temperatura.

El peso específico aparente atañe a la densidad relativa del material sólido, haciendo de caso que las partículas constituyentes no incluyen espacios porosos, dentro de sí misma ni entre ellas, a los que el agua es accesible. Ese valor no es muy usado en la tecnología de los agregados para el concreto.

Se define “**ABSORCIÓN**” como el incremento en el peso del agregado debido al agua en los poros del material (no incluyendo el agua adherida en la superficie externa de las partículas), expresada como un porcentaje del peso seco. El agregado es considerado “seco” cuando ha sido mantenido a una temperatura de 110 ± 5 ° C durante tiempo suficiente para eliminar toda el agua no combinada (generalmente de 18 a 24 hrs.) o presente un peso constante.

Para calcular la absorción es necesario que el agregado se encuentre en contacto con el agua por tiempo suficiente como para satisfacer en su mayoría el potencial absorbente. La absorción estándar en el laboratorio es aquella que se obtiene después de sumergir los agregados secos por espacio de 24 hrs. Para agregados de peso normal.

MATERIAL Y EQUIPO

- Arena sumergida en agua por espacio de 24 hrs.
- Balanza de 1 Kg. de capacidad ± 0.1 g de precisión.
- Matraz calibrado para gravedad específica.
- Termómetro.
- Un piso metálico.
- Charolas.
- Horno.
- Cucharas de albañil.
- Placas de material no absorbente.
- Una probeta.
- Un embudo
- Agua destilada.

PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA DE ABSORCIÓN.

1. se obtiene una muestra de arena, se introduce en agua para su saturación por un periodo de 24 horas.
2. Decantar el exceso de agua, extender la muestra sobre una superficie plana, no absorbente y exponerla a temperatura ambiente, remover frecuentemente para asegurar que el secado sea homogéneo.
3. para determinar que el material se encuentre en estado “saturado superficialmente seco” (SSS), se realiza la prueba del cono truncado, esta se efectúa de forma continua para encontrar el estado SSS.

4. después de determinar el estado saturado superficialmente seco se pesa la muestra, luego se deja en el horno por un tiempo de 18 a 24 horas a una temperatura de 110 ± 5 ° C.
5. se saca del horno, se deja enfriar hasta que el material se encuentra a temperatura ambiente, posteriormente se pesa y se determina el contenido de humedad.

$$\% Abs \approx \frac{(W_{a(sss)} - W_{as})}{W_{as}} \times 100 \% Ec. \quad 3.7$$

Donde:

% Abs: Porcentaje de Absorción.

$W_{a(sss)}$: Peso de arena en condición SSS (grs.).

W_{as} : Peso de arena seca (grs.)

PROCEDIMIENTO PARA GRAVEDAD ESPECÍFICA

- 1) Pesar el matraz calibrado más agua parcialmente lleno (W_{map}).
- 2) Pesar el matraz más arena seca más agua parcialmente lleno (W_{maap}).
- 3) Se llena el matraz con agua hasta el cuello, posteriormente se hace el baño de maría, hasta desairar totalmente la muestra.

- 4) Dejar enfriar hasta obtener temperatura ambiente; posteriormente se hace llegar al nivel de aforo.
- 5) Se pesa (W_{maac}), luego se toma la temperatura, con esta se encuentra el peso (W_{mac}) según carta de calibración.

$$W_a \approx W_{maap} - W_{map} \quad Ec. \quad 3.8$$

$$G_s \approx \frac{W_a}{W_{mac} + W_a - W_{maac}} \times 100 \% \quad Ec. \quad 3.9$$

Donde:

G_s : Gravedad Específica.

W_a : Peso de Arena (grs.)

w_{map} : Peso matraz más agua parcial(grs.)

w_{maap} : Peso matraz más agua más arena parcial(grs.)

w_{mac} : Peso matraz más agua completa (tabla de calibración) (grs.)

W_{maac} : Peso matraz más arena más agua completa (grs.)

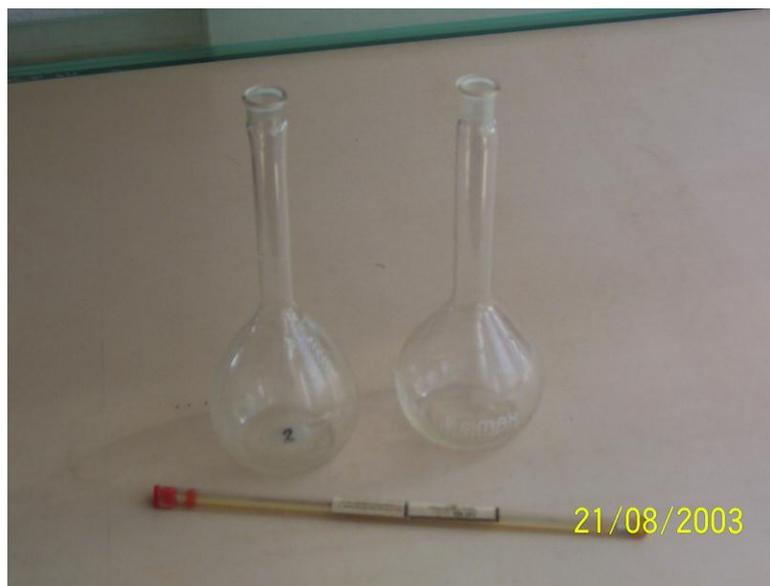


FOTO N° 3.3 Equipo para Gravedad Específica de la arena.



FOTO N° 3.4 Equipo para Absorción de arena.

CÁLCULOS

Datos para la absorción		
Descripción	Prueba N° 1	Prueba N° 2
Wa(sss) en grs.	85.04	98.22
Was	82.04	95.02

TABLA No. 3.6 Datos para la absorción de agregado fino.

$$\% ABS_1 \approx \frac{(85.04 - 82.04)}{85.04} \times 100 \% \approx 3.6 \%$$

$$\% ABS_2 \approx \frac{(98.22 - 95.02)}{98.22} \times 100 \% \approx 3.4 \%$$

$$\% \overline{ABS} \approx \frac{3.6 + 3.4}{2} \approx 3.5 \%$$

Gravedad Específica			
Descripción	Prueba Nº 1	Prueba Nº 2	Prueba Nº 3
Wmap	361,20	456,80	437,60
Wmaap	487,50	590,20	544,10
Wmac	631,20	674,10	672,85
Wmaac	707,40	755,60	738,40
Temperatura (°C)	29,00	31,00	38,00

TABLA 3.7 Datos para la Gravedad Específica de agregado fino.

$$W_{a1} \approx 487.5 - 361.2 \approx 126.3$$

$$W_{a2} \approx 590.2 - 456.8 \approx 133.4$$

$$W_{a3} \approx 544.1 - 437.6 \approx 106.5$$

$$G_{S1} \approx \frac{126.3}{631.2 + 126.3 - 707.4} \approx 2.52$$

$$G_{S2} \approx \frac{133.4}{674.1 + 133.4 - 755.6} \approx 2.57$$

$$G_{S3} \approx \frac{106.5}{672.85 + 106.5 - 738.4} \approx 2.60$$

$$\overline{G_S} \approx \frac{2.52 + 2.57 + 2.60}{3} \approx 2.56$$

NOTA: todos los datos están destarados.

3.2.2.4 DETERMINACIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO (ASTM C-29)

Se denomina peso volumétrico a la relación que existe entre el peso del material y el volumen ocupado por el mismo, la cual viene dada generalmente en kg/m^3 . Cabe mencionar que el volumen involucrado en esta relación está constituido tanto por el que ocupa el material como los vacíos, pudiendo estar ocupados estos por agua y/o aire. El término anterior es aplicable a cementos, agregados (finos y gruesos), morteros y al concreto.

El valor del término peso volumétrico no es considerado como una medida de calidad del material que se ensaya, pero se ve involucrado en muchos otros cálculos como por ejemplo, en el diseño de las proporciones para el concreto, en la conversión de cantidades en peso a cantidades de volumen.

Es obvio que el peso volumétrico depende de que tan densamente se comprima el agregado y que para un material con una densidad determinada el peso volumétrico, dependa de la forma, tamaño y distribución de las partículas. En parte esta aseveración se puede explicar de la siguiente manera: las partículas más grandes de un agregado se pueden compactar hasta cierto límite, pero las más pequeñas pueden llenar los huecos existentes entre partículas de mayor tamaño, dependiendo de la forma, tamaño y distribución de las partículas, estas se acomodaran de tal manera que el peso volumétrico variara en función de los parámetros anteriores. De ahí que de acuerdo al

sistema de acomodamiento que haya tenido el material antes de la prueba (compactado o no), el peso volumétrico puede ser:

a) **Peso Volumétrico Suelto (PVS).**

Llamado así, cuando el material al iniciar la prueba no se compacta al acomodarlo. Este peso es usado para la dosificación del concreto, o sea para el cálculo de agregados necesarios para la elaboración del concreto.

b) **Peso Volumétrico Varillado (PV V).**

Se llama así, cuando al iniciar la prueba el material se compacta al acomodarlo. Es usado en materiales apilados y que se encuentren sujetos a acomodamientos o asentamientos sobre ellos o por el transcurso del tiempo. Según la norma ASTM C-29 los materiales utilizados en el cálculo de los pesos volumétricos sueltos y varillados, tienen que ser secados a la intemperie.

MATERIAL Y EQUIPO

- Arena secada a la intemperie.
- Recipientes cilíndricos de acero de 0.0028 m^3
- Bascula de 100 Kg. De capacidad $\pm 0.1 \text{ Kg}$. De precisión.
- 2 Cucharones.
- 2 palas.

- Varilla de 16 mm (5/8") con punta de bala y de 60 cm de longitud.
- Rasero.
- Charolas.
- Cinta métrica.

PROCEDIMIENTO

a) **Determinación del peso volumétrico suelto.**

1. Determinar el volumen del recipiente.
2. Llenar la medida desde una altura aproximada de 50 mm del borde de este, dejando caer el agregado fino libre hasta que se forme un cono cuyos taludes lleguen al borde de la medida.
3. Recorrer con el rasero los bordes de la medida de tal manera de dejar una superficie plana, tratando de evitar los movimientos bruscos y las vibraciones.
4. Pesar la medida con su contenido de arena y anotar su peso (W_{mm_s})

b) **Determinación del peso volumétrico varillado.**

1. Llenar la medida en tres capas iguales aproximadamente. Cada capa será compactada o varillado con 25 golpes consecutivos, con una varilla de \varnothing 5/8", tratando de distribuirlos sobre toda la superficie de la muestra. Evitar penetrar la varilla un espesor mayor que el que sé esta trabajando.

2. Recorrer los bordes con el rasero tantas veces como sea necesario, de tal manera que se obtenga una superficie plana. De deberá evitar los movimientos bruscos y las vibraciones.
3. Pesarse la medida con su contenido y anotar su peso (W_{mmv})

CÁLCULOS

Los cálculos se realizarán en base a las siguientes ecuaciones, estas son aplicables tanto a gravas como a arenas.

1. Peso volumétrico suelto (PVS)

$$PVS \approx \frac{(W_{mms} - W_m)}{V} \quad Ec. 3.10$$

2. Peso volumétrico varillado (PVV)

$$PVV \approx \frac{(W_{mmv} - W_m)}{V} \quad Ec. 3.11$$

Donde:

W_m : Peso de molde (Kg.)

W_{mms} : Peso de molde más el material suelto, (Kg.)

W_{mmv} : Peso de la medida más el material varillado, en Kg.

V : Volumen del molde en m^3

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES"

PESO VOLUMÉTRICO SUELTO Y VARILLADO DE AGREGADO FINO.

Prueba N° 1

Fecha : 12 DE ABRIL DEL 2003

Para usarse en: Revestimiento de Taludes.

VOLUMEN DEL MOLDE (W_{mo}) = 0.0028 M³

PESO DEL MOLDE (W_{mo})= 5.34 KG.

PRUEBA	PESOS VOLUMÉTRICO SUELTO (KG/M ³)			
	1	2	3	4
W (arena + molde)	9.32	9.37	9.32	9.30
W (molde)	5.34	5.34	5.34	5.34
W(arena)	3.98	4.03	3.98	3.96
V(molde)	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028
PVS	1421	1439	1421	1414
PROMEDIO.	1424.00			

PRUEBA	PESOS VOLUMÉTRICO VARILLADO (KG/M ³)			
	1	2	3	4
W (arena + molde)	9.61	9.62	9.60	9.63
W (molde)	5.34	5.34	5.34	5.34
W(arena)	4.27	4.28	4.26	4.29
V(molde)	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028
PVS	1525	1529	1521	1532
PROMEDIO.	1527.00			

Donde:

V: Volumen.

W: Pesos.

Tabla 3.8 Peso Volumétrico suelto y varillado de la arena

3.2.2.5 CONTENIDO DE HUMEDAD DE ARENAS (ASTM C-566)

La determinación del contenido de humedad es un ensayo rutinario de laboratorio y representa la cantidad de agua existente en una cantidad dada de un agregado en relación a su peso seco, esto se puede expresar de la siguiente forma.

$$W\% \approx \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \text{Ec. 3.12}$$

Donde:

Ww: Peso del agua presente en el agregado.

Ws: Peso seco de la muestra.

W (%): Contenido de Humedad en porcentajes.

El contenido de humedad de un agregado, es usado tanto para la dosificación del concreto, como en un suelo, para determinar otras propiedades como la plasticidad, el estado de compactación, etc.

Para la determinación del concreto de humedad sea lo más confiable posible se recomienda usar las siguientes cantidades mínimas de muestra húmeda (ver tabla 3.9)

Tamaño máximo de la muestra	Peso mínimo recomendado de la muestra (grs)
0.42 mm	10 a 50
4.75 mm	100
12.5 mm	300
50 mm	1000

TABLA No. 3.9 Peso mínimo recomendado para determinación de contenido de humedad.

Este contenido de humedad es utilizado para las correcciones de mezclas, por lo tanto debe realizarse con frecuencia, si es posible a diario, ya que el contenido de humedad es muy variable.

En el presente estudio se obtuvieron varios valores de contenido de humedad. Un modelo de cálculo es el que se presenta a continuación en la tabla 3.10

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES"

TABLA N° 3.10

PRUEBA PARA CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM C-566

MUESTRA: Arena Banco de Aguilares.

PROCEDENCIA: Concretera Salvadoreña S.A. de C.V.

FECHA DE PRUEBA: 12 Abril del 2003.

Peso Húmedo + Tara grs.	Peso Seco + Tara grs.	Tara grs.	Humedad %
272.5	263.9	158	8.12
243.8	235.4	132.2	8.14
261.6	252.4	140.1	8.19
% HUMEDAD PROMEDIO.			8.15

3.2.2.6 SANIDAD DE AGREGADOS MEDIANTE EL USO DE SULFATO DE SODIO. (ASTM C-88)

ALCANCE

Este método comprende el ensayo de agregados para la determinación de la Sanidad, cuando estos estarán sometidos a la acción del intemperismo en concreto hidráulico u otras aplicaciones.

DOCUMENTOS AFINES: Estandares ASTM; (D-75 muestreo de agregados; C-33 Especificaciones de agregado para concreto).

RESUMEN DEL MÉTODO

Una muestra de agregados con granulometría y peso conocido, se somete a cinco (5) ciclos repetitivos de inmersión-secado, (solución saturada de sulfato de sodio y de secado al horno por 24 h). La sal precipitada en los poros permeables es deshidratada total o parcialmente por el periodo de secado. La fuerza de expansión interna, se origina en la rehidratación de la sal, producida por la re-inmersión de la muestra de agregados, en la solución de sulfato de sodio, de esta forma se logra simular la expansión del agua durante su congelamiento.

SIGNIFICADO Y USO

Este ensayo permite obtener la información necesaria para evaluar la Sanidad de agregados cuando otro tipo de información pertinente no esta disponible en los registros de el material expuesto a las condiciones actuales de intemperismo. Por lo tanto este método de ensayo provee un procedimiento para obtener una estimación preliminar de la Sanidad de agregados para ser usado en concreto hidráulico. El valor obtenido puede ser comparado con las especificaciones para agregados en Concreto Hidráulico, ASTM C-33, las cuales se utilizan para indicar la conveniencia en el uso de tales agregados. La precisión de este método es pobre y puede no resultar conveniente para emitir un juicio de rechazo completo de los mismo, hasta no contar con información proveniente de ensayar los mismos agregados bajo otros métodos de ensayo afines a los propósitos de utilización de estos.

Los valores para el porcentaje de pérdida permisibles mediante este método de ensayo son usualmente diferentes para agregado fino y agregado grueso, más aun cuando los resultados provienen del uso de sales diferentes, por lo que se deberá ser cuidadoso al fijar los límites propios en cada especificación a utilizar. El ensayo es usualmente más severo cuando se usa sulfato de magnesio en lugar de sulfato de sodio, es decir que el límite de pérdida permisible al ensayar con sulfato de magnesio es usualmente mayor que cuando se ensaya con sulfato de sodio.

EQUIPO Y HERRAMIENTAS

Mallas

Para agregado fino : Nos. 100, 50, 30, 16, 8 y 4

Para agregado grueso : 2 ½", 2", 1 ½", 1 ¼", 1", ¾", 5/8" 1/2", 3/8", y 5/16",

Recipientes para saturación de la muestra y para preparación de solución.

Pueden utilizarse recipientes plásticos con capacidad de 3 lt c/u, los cuales deben permitir drenar la solución sin que se produzcan pérdidas de agregados. Serán necesarios 7 de estos recipientes. Para la elaboración de la solución de sulfato de sodio se necesita un recipiente de vidrio con capacidad para 5 a 6 lt. Debe contener tapadera no metálica. Se deben adaptar cedazos de alambre de abertura adecuada a los recipientes plásticos mencionados, para evitar la pérdida de agregados durante el vaciado de la solución al final de cada ciclo de inmersión.

Balanzas

Una balanza de 2610 g de capacidad con 0.1 g de aprox. y una de 20 Kg. de capacidad con 1.0 g de aprox.

Horno eléctrico con capacidad para $110 \pm 5^{\circ}$ C.

Misceláneo

Espátula con hoja de 6", charolas, guantes de hule, bandejas de aluminio, mascarilla.

PROCEDIMIENTO (SOLUCIÓN DE SULFATO DE SODIO REQUERIDA)

Se prepara la solución de sulfato de sodio (Na_2SO_4), para la inmersión de la muestra de agregados, 48 h antes de su utilización, periodos durante el cual debe mantenerse a una temperatura de 22 °C.

La preparación de la solución para la inmersión de la muestra de ensayo debe ser suficiente para lograr los cinco (5) ciclos de inmersión requeridos durante el ensayo. La temperatura del agua para la preparación de esta solución debe ser entre 25 a 30° . Para su preparación se añade suficiente sulfato de sodio hasta lograr la saturación de la misma, esto se producirá cuando se presenten cristales de la sal (sulfato de sodio) agregada en exceso. Durante la adición de la sal, deberá existir un agitado vigoroso y a intervalos continuos.

Normalmente 215 g de sulfato de sodio por litro de agua son suficientes para lograr la saturación de la solución. Para reducir la evaporación y prevenir la contaminación, se debe guardar la solución con una cubierta cerrada antes de su utilización y por el periodo ya mencionado. Inmediatamente antes de usarse, esta debe agitarse vigorosamente. La solución usada deberá tener una Gravedad Especifica no menos de 1.151 y no mayor de 1.174.

PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS

Las muestras de ensayo deberán estar limpias (lavada por la malla No. 100), seca a peso constante, ser representativa y cumplir con los requisitos granulométricos antes planteados. Además se debe conocer previamente la granulometría natural del material a ensayar según ASTM C 136.

El agregado fino para el ensayo, deberá ser tamizado a través de la malla 3/8", la muestra así tamizada deberá ser de un tamaño suficiente para obtener no menos cien gramos (100 g) de cada uno de los siguientes tamaños:

PASA LA MALLA	SE RETIENE EN LA MALLA	MATERIAL A PONER EN SOLUCION (grs.)
3/8"	No. 4	100.0
No. 4	No. 8	100.0
No. 8	No. 16	100.0
No. 16	No. 30	100.0
No. 30	No. 50	100.0

TABLA No. 3.11 Peso de la muestra para saturación de acuerdo al tamaño del agregado retenido en cada malla.

Nota: si en la granulometría original del agregado fino, hay algún porcentaje de retenido parcial menor del 5% no se ensayara y se le considerara una pérdida por intemperismo.

Muestra de agregado grueso

La muestra de agregado grueso no deberá contener material mas fino que la malla No. 4, debiendo estar formada por los siguientes tamaños:

Tamaño del agregado entre		Peso, grs.
a.	3/8 " a No. 4	300 ± 5
b.	3/4" a 3/8"	1000 ± 10
Consistente en: 1/2" a 3/8"		330 ± 5
	3/4" a 1/2"	670 ± 10
c.	1 1/2 " a 3/4"	1500 ± 50
Consistente en: 1" a 3/4"		500 ± 30
	1 1/2" a 1"	1000 ± 50
d.	2 1/2" a 1 1/2"	5000 ± 300
Consistente en: 2" a 1 1/2"		2000 ± 200
	2 1/2" a 2"	3000 ± 300

Cuando el agregado a ensayar contiene apreciable cantidad de finos y gruesos, en cuya granulometría se reporta más del 0% en peso de material retenido en la malla 3/8" y más del 10% de material que pasa la malla No. 4, se deberán ensayar separadamente las fracciones sobre y bajo la malla No. 4, según los procedimientos respectivos para gruesos y finos.

Nota: si en la granulometría original del agregado grueso, hay algún porcentaje de retenido parcial menor del 5% no se ensayara y se le considerara una pérdida por intemperismo.

Almacenamiento de la muestra de ensayo dentro de la solución

Se introduce la muestra de ensayo en la solución preparada de sulfato de sodio o de magnesio durante un periodo de tiempo no menor de 16 h, y no mayor de 18h. La muestra debe permanecer cubierta totalmente por la solución, se cubre el recipiente para reducir la evaporación y prevenir que la solución se contamine con sustancias extrañas. La temperatura de la inmersión deberá ser de 21 ± 1 ° C.

Secado de la muestra después de la inmersión

Después del periodo de la inmersión, se remueve la muestra de agregados de la solución, permitiéndole que drene durante 15 ± 5 min. con el propósito de introducirla a secado dentro del horno en las condiciones descritas adelante. La temperatura del horno deberá ser de 110 ± 5 ° C. La muestra deberá secarse hasta obtener peso constante, para lo cual saben chequearse los pesos cada 2 o 4 h. Se acepta como peso constante, cuando la diferencia entre dos pesadas sucesivas es menor del 0.1% del peso seco de la muestra total de agregados. Al final del periodo de secado, se enfría la muestra a

temperatura ambiente, para luego introducirla en otra porción nueva de solución.

NOTA: El proceso antes descrito se repite hasta cumplir cinco (5) ciclos completos de inmersión- secado.

Examen cuantitativo

Una vez terminados los 5 ciclos de saturación- secado y con la muestra a temperatura ambiente, se procede a lavarla hasta dejarla libre de solución de sulfato de sodio. El lavado debe efectuarse con agua circulante continuo a una temperatura de 43 ± 6 ° C con las muestras en sus recipientes. Esto puede lograrse colocando cada recipiente dentro de un tanque de lavado, y haciendo que el agua con la temperatura indicada, llene este y luego se derrame sobre el mismo.

Después que el sulfato de sodio a sido removido, se seca cada fracción de la muestra de ensayo hasta peso constante, dentro de un horno a una temperatura de 110 ± 5 °C, se tamiza cada porción del agregado fino sobre la misma malla sobre la cual esta fue retenida antes de iniciar el ensayo y el agregado grueso sobre las mallas indicadas abajo, según el tamaño apropiado de las partículas. Para agregado fino, el método y duración del tamizado podrá ser el mismo que se usa durante la preparación de la muestra de ensayo, es decir 15 min. Para agregado grueso, el tamizado deberá ser manual, con agitación suficiente para asegurar que todos los tamaños han tenido la

oportunidad de estar en contacto con la malla en donde se encuentran. No se debe manipular de forma brusca para romper las partículas u obligarlas a que pasen cualquiera de las mallas.

Tamaño del agregado	Malla para determinar la pérdida.
2 1/2" a 1 1/2"	1 1/4"
1 1/2" a 3/4"	5/8"
3/4" a 3/4"	5/16"
3/8" a No. 4	No. 5 (4.0 mm).

Se pesa el material retenido sobre cada malla y se registra cada cantidad. La pérdida producida en cada malla (porcentaje que pasó cada malla después del ensayo), se expresa como un porcentaje de la gradación original en cada malla del material ensayado. La pérdida total se expresa como la suma total de las pérdidas parciales producidas en cada una de las mallas utilizadas.

Examen Cualitativo

Para realizar el examen cuantitativo de la muestra gruesa (mayor de la malla 3/4"), ensayada se separan las partículas de cada muestra de ensayo en grupos de acuerdo a la acción producida por el ensayo y se registra el número de partículas que muestran señales de degradación en cada porción obtenida.

CÁLCULOS

Este ensayo contiene los cálculos relativos a la granulometría de un material, es decir el cálculo de los Porcentajes Retenidos Parciales, Porcentajes Acumulados Parciales y los Porcentajes que pasan cada malla.

Los cálculos relativos al porcentaje de pérdida para cada malla utilizada se realizan a través de la siguiente Ecuación 3.13

$$\% \text{ Pérdida} \approx \% \text{ Retenido original} \times \frac{\text{Pérdida}}{\text{Peso original por malla}} \quad \text{Ec. 3.13}$$

Tamaño de la Malla	Granulometría de la Muestra Original (% R.P.)	Peso de las Fracciones antes de la Prueba (grs)	Porcentaje que pasa las mallas designadas, después de la prueba.	Porcentaje que pérdida en cinco ciclos.
Nº 30 a Nº 50	30	100	2.25	$30 \times (2.25/100) = 0.68$
Nº 16 a Nº 30	24	100	3.2	$24 \times (3.2/100) = 0.77$
Nº 8 a Nº 16	14	100	2.67	$14 \times (2.67/100) = 0.37$
Nº 4 a Nº 8	6	100	1.21	$6 \times (1.21/100) = 0.07$
3/8" a Nº 4	1	***	3.4	$1 \times (3.4 \times 1) = 0.03$
TOTAL	100			1.92

Tabla 3.12 Datos para la prueba de Sanidad de Agregado Fino

Tabla 3.13 Datos para la prueba de Sanidad de Agregado Grueso

Tamaño de la Malla	Granulometría de la Muestra Original (% R.P.)	Peso de las Fracciones antes de la Prueba (grs)	Porcentaje que pasa las mallas designadas, después de la prueba.	Porcentaje que pérdida en cinco ciclos.
Nº 30 a Nº 50	0	***	***	0
Nº 16 a Nº 30	0	***	***	0
Nº 8 a Nº 16	0	***	***	0
Nº 4 a Nº 8	4	***	***	0
3/8" a Nº 4	96	302.0	10.30	$96 \times (10.3/302) = 3.3$
TOTAL	100			3.3

INFORME

Además de la información general relativa a la identificación de la muestra ensayada el informe debe incluir lo siguiente:

- ✓ La granulometría original del material ensayado.
- ✓ El peso de cada fracción de cada muestra antes del ensayo
- ✓ El porcentaje pasante del material en cada malla fina, después del ensayo expresado como un porcentaje pasante original de cada fracción.
- ✓ El promedio calculado de pérdida de cada fracción, basado sobre la gradación original de la muestra de ensayo.

- ✓ En caso de materiales con cantidades apreciables de gruesos y finos, se deberá reportar por separado los resultados de pérdida obtenido del ensayo de cada una de las fracciones que separa la malla No. 4
- ✓ El valor porcentual que representa la Sanidad del material pétreo ensayado.

3.2.3 AGREGADO GRUESO

El agregado grueso utilizado proviene de la “CANTERA S.A. de C.V.” ubicada en San Diego, Dpto. de Libertad. Banco utilizado por la empresa “CONCRETERA SALVADOREÑA S.A. de C.V.”; Con el objeto de obtener resultados confiables que indiquen un adecuado uso de los agregados en el concreto, se mantendrán las granulometrías iniciales que presentan cada uno de los agregados a utilizar, para el caso del agregado grueso, el tamaño máximo nominal obtenido es de 9.52 mm (3/8”).

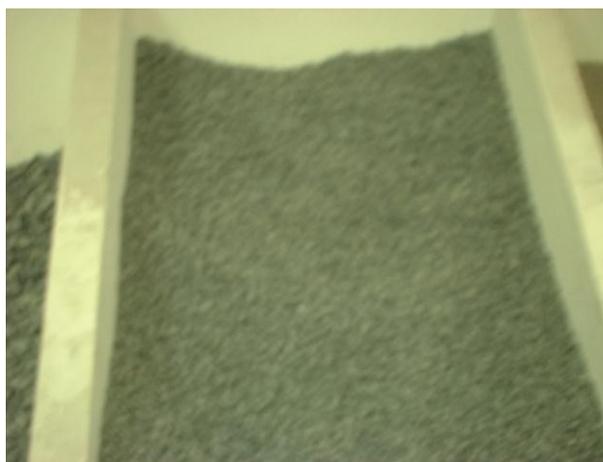


FOTO N° 3.5 Agregado Grueso

3.2.3.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM C-136)

Para el análisis granulométrico del agregado Grueso se realizó una prueba según la norma ASTM C-136. Los resultados se muestran en la tabla 3.15, 3.16 y 3.17.

Los límites establecidos de la Norma ASTM C-33 fueron determinados en base al tamaño máximo del agregado ($TMA \leq 9.52 \text{ mm}$); las tablas muestran las gráficas que como puede observarse el agregado grueso no cumple con las especificaciones ASTM C-33, ya que contiene pocas partículas gruesas en el que las condiciones se mantuvieron como originalmente se presentaron las muestras granulométricas obtenidas. Las mezclas de concreto se harán con los agregados inalterados en su granulometría, para conseguir así un resultado acorde a la situación original de los componentes del concreto.

Los requisitos mínimos para una granulometría con tamaño de agregado máximo nominal de 3/8 de pulgada son los que se muestran a continuación.

CANTIDADES MENORES QUE PASAN CADA MALLA DE LABORATORIO					
Tamaño Nominal	12.5 mm (1/2")	9.5 mm (3/8")	4.75 mm (Nº4)	2.36 mm (Nº8)	1.18 mm (Nº16)
9.5-4.75	100	85-100	10-30	0-10	0-5

TABLA No. 3.14 Requisitos mínimos para tamaños máximo nominal.

P. BRUTO: <u>518.80</u> (Grs.) TARA: _____ (Grs.) P. NETO: <u>518.80</u> (Grs.)						
MALLA (Pulg.)	PESO RET. (Grs.)	RETENIDO PARCIAL(%)	RET. PARC. APROX. (%)	RETENIDO ACUM. (%)	% QUE PASA	NORMA % PASA
3/8	0.00				100%	100.00%
Nº 4	496.80	95.76%	96%	96%	4%	95% - 100%
Nº 8	21.80	4.20%	4%	100%	0%	80% - 100%
Nº 16	0.20	0.04%	0%	100%	0%	50% - 85%
Nº 30	0.00	0.00%	0%	100%	0%	25% - 60%
Nº 50	0.00	0.00%	0%	100%	0%	10% - 30%
Nº 100	0.00	0.00%	0%	100%	0%	2% -10%
FONDO	0.00	0.00%	0%	100%		
SUMAS	518.80	100.00%	100.00%			

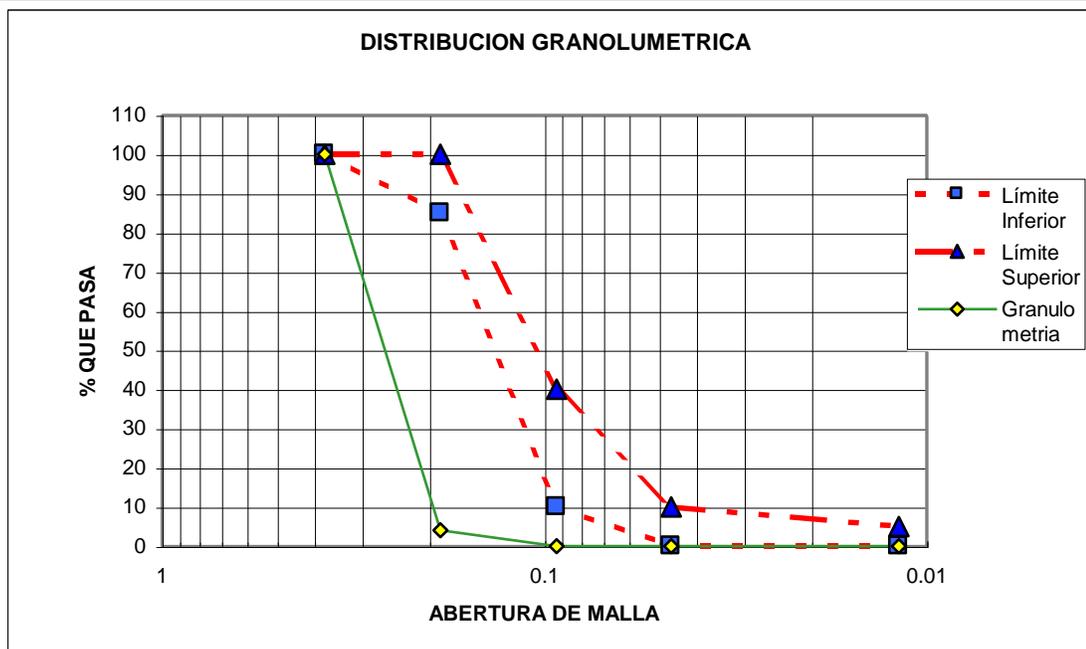


Tabla 3.15 Granulométrica de agregado grueso (prueba 1)

P. BRUTO: <u>519.20</u> (Grs.) TARA: _____ (Grs.) P. NETO: <u>519.20</u> (Grs.)						
MALLA (Pulg.)	PESO RET. (Grs.)	RETENIDO PARCIAL(%)	RET. PARC. APROX. (%)	RETENIDO ACUM. (%)	% QUE PASA	NORMA % PASA
3/8	0.00				100%	100.00%
Nº 4	497.80	95.88%	96%	96%	4%	95% - 100%
Nº 8	20.20	3.89%	4%	100%	0%	80% - 100%
Nº 16	1.10	0.21%	0%	100%	0%	50% - 85%
Nº 30	0.10	0.02%	0%	100%	0%	25% - 60%
Nº 50	0.00	0.00%	0%	100%	0%	10% - 30%
Nº 100	0.00	0.00%	0%	100%	0%	2% - 10%
FONDO	0.00	0.00%	0%	100%		
SUMAS	519.20	100.00%	100.00%			

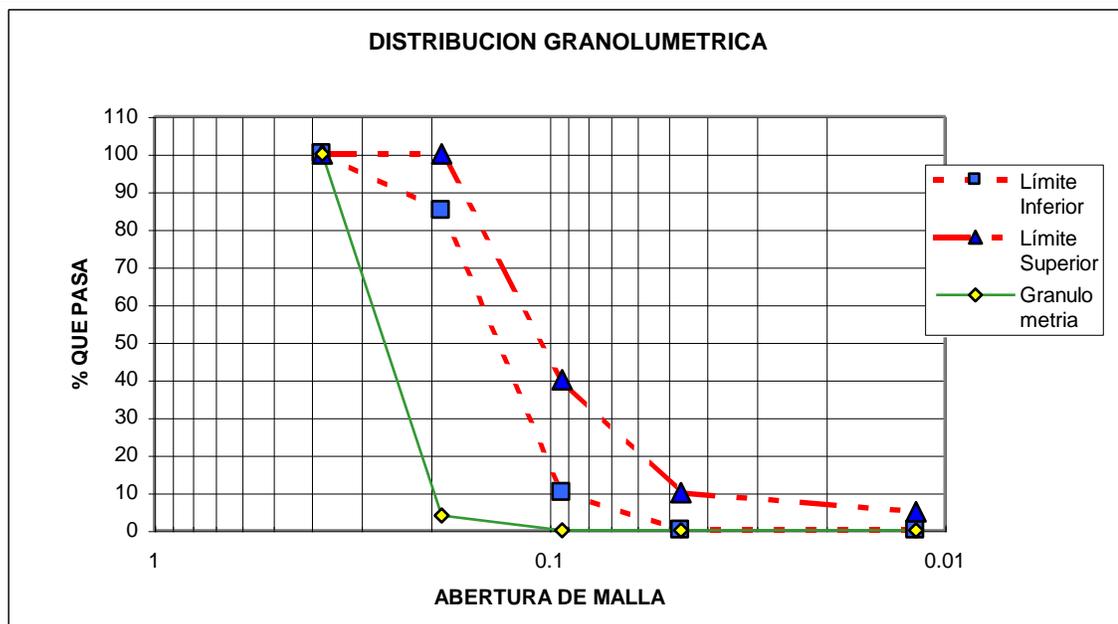


Tabla 3.16 Granulométrica de agregado grueso (prueba 2)

P. BRUTO: <u>513.50</u> (Grs.) TARA: _____ (Grs.) P. NETO: <u>513.50</u> (Grs.)						
MALLA (Pulg.)	PESO RET. (Grs.)	RETENIDO PARCIAL(%)	RET. PARC. APROX. (%)	RETENIDO ACUM. (%)	% QUE PASA	NORMA % PASA
3/8	0.00				100%	100.00%
Nº 4	497.20	96.83%	97%	97%	3%	95% - 100%
Nº 8	16.10	3.14%	3%	100%	0%	80% - 100%
Nº 16	0.20	0.04%	0%	100%	0%	50% - 85%
Nº 30	0.00	0.00%	0%	100%	0%	25% - 60%
Nº 50	0.00	0.00%	0%	100%	0%	10% - 30%
Nº 100	0.00	0.00%	0%	100%	0%	2% - 10%
FONDO	0.00	0.00%	0%	100%		
SUMAS	513.50	100.00%	100.00%			

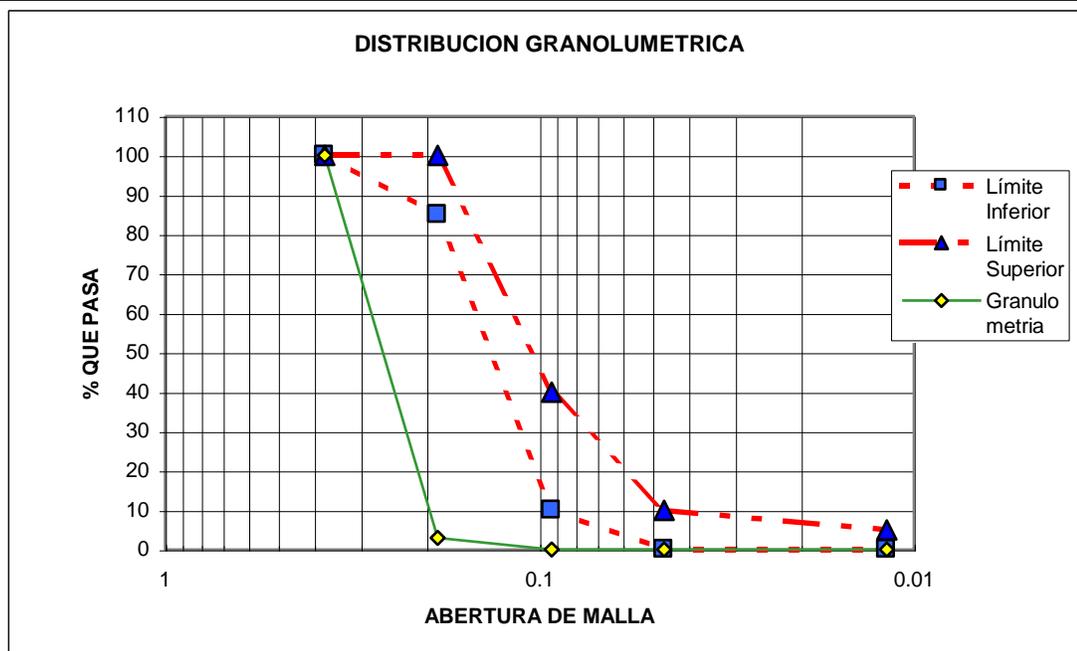


Tabla 3.17 Granulométrica de agregado grueso (prueba 3)

3.2.3.2 GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN (ASTM C-127 Y C-128)

Los conceptos teóricos de esta práctica son los mismos que los de la prueba de gravedad específica y absorción de los agregados gruesos.

MATERIAL Y EQUIPO

- Grava sumergida por 24 horas.
- Balanza de 5 kg de capacidad ± 0.5 g de precisión.
- Dispositivo contenedor de muestra (cesta de alambre No. 6)
- Tanque de agua o pila
- Horno
- Malla No. 4
- Franela o cualquier tela absorbente.

PROCEDIMIENTO

I Preparación de la Muestra

- 1.) Sacudir vigorosamente la muestra de agregado a través de la Malla No. 4, conservar lo que quede en ella y rechazar lo que pase esta tratando de obtener una muestra de 2.0 Kg

II Ensayo de la Muestra

- 1.) Rodar la grava en una tela grande absorbente hasta que todas las capas visibles de agua hayan sido removidas. Secar las partículas grandes por separado. Pesar 1 Kg. de las muestras en condición saturada con superficie seca, este peso es W_1 .
- 2.) Pesar el contenedor donde se colocara la muestra y anotar este valor como W_c .
- 3.) Colocar inmediatamente la muestra en el contenedor (canasta) y determinar su peso en agua. El contenedor debe estar sumergido a una profundidad conveniente de manera que la muestra esta totalmente cubierta por agua luego se pesa. Antes de pesar sacudir el contenedor con el objeto de remover todo el aire atrapado. Este peso es W_s .
- 4.) Secar la muestra de prueba en el horno a una temperatura de 110 ± 5 °C, enfriar al aire y pesar W_o .

CÁLCULOS

Los cálculos se realizaran en base a las siguientes ecuaciones:

- a) Peso especifico relativo aparente (PER_{ap})

$$PER_{AP} \approx \frac{W_o}{W_o - W_s} \quad EC. 3.14$$

- b) Porcentaje de absorción, (ABS %).

$$ABS (\%) \approx \frac{W_1 - W_0}{W_0} \times 100 \text{ Ec. 3.15}$$

Donde:

W₀: Peso en aire del espécimen secado, (g).

W₁: peso en aire de la muestra saturada superficialmente seca, (g).

W_s: peso en agua de la muestra saturada superficialmente seca, (g).

Datos para la Gravedad Especifica y Absorción		
Descripción	Prueba N° 1	Prueba N° 2
W ₀	1012.0	1025.0
W ₁	1033.2	1046.7
W _s	622.7	658.9
PER _{ap}	2.6	2.8
% ABS.	2.09	2.11

TABLA No. 3.18 Gravedad Especifica y Absorción de la grava

El Peso especifico relativo aparente promedio es de 2.7 y la Absorción promedio es de 2.10, respectivamente.

3.2.3.3 DETERMINACIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO (ASTM C-29)

El procedimiento es el mismo que para el peso volumétrico de los agregados finos excepto por unas ligeras variantes que a continuación se detallan:

MATERIAL Y EQUIPO

- Grava secada a la intemperie.
- Recipientes cilíndricos de acero de 2.8 cm³
- Bascula de 100 Kg. De capacidad ± 0.1 Kg. de precisión.
- 2 cucharones y 2 palas.
- Varilla de 16 mm (5/8") con punta de casquete esférico y de 60 cm.
- Rasero, Charolas, Cinta métrica.

PROCEDIMIENTO

Los dos pasos siguientes son comunes en el ensayo tanto para la grava como para la arena.

a) Determinación del peso volumétrico suelto.

- 1.) Llenar la medida desde una altura aproximada de 50 mm del borde de este, dejando caer el agregado libre hasta que se forme un cono cuyos taludes lleguen al borde de la medida.

- 2.) Recorrer con el rasero los bordes de la medida de tal manera de dejar una superficie plana, tratando de evitar los movimientos bruscos y las vibraciones.
- 3.) Pesarse la medida con su contenido de arena y anotar su peso (W_{mmv})

CÁLCULOS

Los cálculos se realizarán en base a las siguientes ecuaciones, estas son aplicables tanto a gravas como a arenas.

1. Peso volumétrico suelto (PVS)

$$PVS \approx \frac{(W_{mms} - W_m)}{V} \quad Ec. 3.16$$

2. Peso volumétrico varillado (PVV)

$$PVV \approx \frac{(W_{mmv} - W_m)}{V} \quad Ec. 3.17$$

Donde:

W_m : Peso de molde (Kg.)

W_{mms} : Peso de molde más el material suelto, (kg.)

W_{mmv} : Peso de la medida más el material varillado, en kg.

V : Volumen de la media en m^3

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES"

TABLA N° 3.19

PESO VOLUMÉTRICO SUELTO Y VARILLADO DE AGREGADO GRUESO.

Fecha : 12 DE ABRIL DEL 2003

Para usarse en: Revestimiento de Taludes.

VOLUMEN DEL MOLDE (Wmo)= 0.0028 M3

PESO DEL MOLDE (Wmo)= 5.34 KG.

PRUEBA	PESOS VOLUMÉTRICO SUELTO (KG/M3)			
	1	2	3	4
W (grava + molde)	9.05	8.99	8.95	8.88
W (molde)	5.34	5.34	5.34	5.34
W(grava)	3.71	3.65	3.61	3.54
V(molde)	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028
PVS	1325	1304	1289	1264
PROMEDIO.	1296.00			

PRUEBA	PESOS VOLUMÉTRICO VARILLADO (KG/M3)			
	1	2	3	4
W (grava + molde)	9.36	9.36	9.35	9.34
W (molde)	5.34	5.34	5.34	5.34
W(grava)	4.02	4.02	4.01	4.00
V(molde)	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028
PVS	1436	1436	1432	1429
PROMEDIO.	1433.00			

donde:

V: Volumen.

W: Pesos.

3.2.3.4 RESISTENCIA AL DESGASTE DEL AGREGADO GRUESO UTILIZANDO LA MÁQUINA DE LOS ANGELES (ASTM C-131)

El ensayo de los Ángeles ha sido usado extensamente como un indicador de la calidad relativa. Los resultados no permiten automáticamente una comparación válida para ser hecha entre fuentes distintas o diferentes en origen, composición o estructura. Los límites de la especificación basada en este ensayo pueden ser asignados con extremo cuidado en consideraciones del tipo de agregado disponible y la historia de su desempeño en usos específicos.

Esta es la prueba más común de resistencia al desgaste y al impacto, según la ASTM C-131; debido a que el tamaño máximo es de 9.52 mm (3/8") y esta tiene aplicación para agregados gruesos menores de 1 1/2", la granulometría resulto ser tipo "D". Los resultados son mostrados en la Tabla 3.20, 3.21, 3.22, los cuales reflejan una buena resistencia al desgaste.



FOTO Nº 3.6 Máquina de los Ángeles

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES"

TABLA N° 3.20

ENSAYO DE RESISTENCIA AL DESGASTE CON LA PRUEBA DE LOS ANGELES
(ASTM C - 131)

MATERIAL : GRAVA N° 0

PROCEDENCIA : CANTERA S.A. de C.V.

FECHA : 05/MAYO/2003

VELOCIDAD DE LA MÁQUINA: 33 Rev/min.

N° DE REVOLUCIONES : 500

N° DE ESFERAS : 6

PESO DE ESFERAS : 4584 + 25 grs.

GRANULOMETRÍA TIPO "D"		PESO DE LA MUESTRA (grs.)
RETENIDO EN MALLA	1/4" = 2500 + 10	2500
	N° 4 = 2500 + 10	2500
Peso total de la muestra (Pi)		5000
Peso final de la muestra (Pf) retenido en la malla N° 12		4205
% de desgaste = $((Pi - Pf)/Pi) \times 100$		15.9
% de desgaste según norma		50

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA
 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
 ESTRUCTURALES"

TABLA N° 3.21

ENSAYO DE RESISTENCIA AL DESGASTE CON LA PRUEBA DE LOS ANGELES
 (ASTM C – 131)

MATERIAL : GRAVA N° 0

PROCEDENCIA : CANTERA S.A de C.V.

FECHA : 16/JULIO/2003

VELOCIDAD DE LA MÁQUINA: 33 Rev/min.

N° DE REVOLUCIONES : 500

N° DE ESFERAS : 6

PESO DE ESFERAS : 4584 + 25 grs.

GRANULOMETRÍA TIPO "D"		PESO DE LA MUESTRA (grs.)
RETENIDO EN MALLA	1/4" = 2500 + 10	2509.8
	N°4 = 2500 + 10	2508.6
Peso total de la muestra (Pi)		5018.4
Peso final de la muestra (Pf) retenido en la malla N° 12		3911.6
% de desgaste = $((Pi - Pf)/Pi) \times 100$		22.1
% de desgaste según norma		50

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES"

TABLA N° 3.22

ENSAYO DE RESISTENCIA AL DESGASTE CON LA PRUEBA DE LOS ANGELES
(ASTM C - 131)

MATERIAL : GRAVA N° 0

PROCEDENCIA : CANTERA S.A de C.V.

FECHA : 16/JULIO/2003

VELOCIDAD DE LA MÁQUINA: 33 Rev/min.

N° DE REVOLUCIONES : 500

N° DE ESFERAS : 6

PESO DE ESFERAS : 4584 + 25 grs.

GRANULOMETRÍA TIPO "D"		PESO DE LA MUESTRA (grs.)
RETENIDO EN MALLA	1/4" = 2500 + 10	2508.2
	N°4 = 2500 + 10	2506.8
Peso total de la muestra (Pi)		5015
Peso final de la muestra (Pf) retenido en la malla N° 12		3893
% de desgaste = $((Pi - Pf)/Pi) \times 100$		22.4
% de desgaste según norma		50

3.3 DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO LANZADO²

3.3.1 GENERALIDADES

El concreto lanzado al igual que el concreto convencional necesita de una práctica adecuada para su dosificación, que satisfaga los requisitos de comportamiento bajo las condiciones particulares de uso.

El objeto de diseñar una mezcla de concreto consiste en determinar la combinación más práctica y económica de los materiales con los que se dispone.

Necesita también de un estricto control de calidad para asegurar que cumplirá la función para la que fue diseñada. Una de las formas de controlar la calidad del concreto lanzado es hacer pruebas que constaten su capacidad de servicio.

Debido a las dificultades que se presentan para realizar en este trabajo un estudio práctico sobre el diseño de mezclas de concreto lanzado, este diseño se enfoca en forma teórica, tomando como base lo especificado en el ACI 506R-95.

² Fuente: “Diseño de Mezclas y métodos de Colocación de Concreto Lanzado”. Autor: Rodolfo Isaac Torres, Milton Arriaga Guerra y José Castillo Ramos.

También el objetivo de las pruebas de laboratorio desarrolladas en este capítulo (Absorción, gravedad específica, resistencia a la compresión, etc.), es la obtención de parámetros de comparación entre el concreto lanzado y un mortero, que permitan deducir las ventajas de la forma de aplicación del concreto lanzado.

Además, a partir de la resistencia a la compresión², obtenida al probar el concreto lanzado, se determina la dosificación de un concreto convencional de similar resistencia que sirve posteriormente para una comparación de costos entre los dos concretos.

Antes de comenzar se necesita aclarar que: Una de las principales características de un concreto es su resistencia a la compresión, prueba que en el país generalmente se realiza en cilindros (ASTM C-39). Debido al tipo de colocación del concreto lanzado y consecuentemente al rebote que origina, los cilindros no resultan ser muestras adecuadas para las pruebas, siendo necesario recurrir a otras formas de obtención de muestras. Una alternativa para este fin es la extracción de núcleos de la estructura, procedimiento que puede ser indeseable por el daño que se le puede causar a la misma.

² Fuente: “Diseño de Mezclas y métodos de Colocación de Concreto Lanzado”. Autor: Rodolfo Isaac Torres, Milton Arriaga Guerra y José Castillo Ramos.

3.3.2 DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO LANZADO

Las bases para el diseño de mezclas aún no están muy claras y parecen ser puramente empíricas en la actualidad, por lo que hasta que se disponga de más datos se podrá proporcionar información más amplia al respecto.

Por otra parte muchos de los principios del concreto convencional para diseñar mezclas son aplicados al concreto lanzado; sin embargo, deben reconocerse las diferencias antes de dosificar las mezclas.

El concreto lanzado “in situ” tiene mayor contenido de cemento que la mezcla de diseño, debido al rebote, ya que este elimina en gran medida el agregado grueso, resultando un agregado más fino. Este efecto, además del hecho de que el contenido de cemento de las mezclas de concreto lanzado es usualmente más alto que el concreto convencional, incrementa la posibilidad de los problemas de contracción y el desarrollo de superficies agrietadas.

PROCESO DE MEZCLA HUMEDA²

El proporcionamiento puede hacerse básicamente de acuerdo al ACI 211.1. Como la mayor parte de las propiedades que se busca obtener en el concreto endurecido, depende fundamentalmente de la calidad de la pasta de cemento y los pasos para proporcionar una mezcla de concreto es como sigue.

Resistencia

La resistencia a la compresión especificada a los 28 días $f'c$, para una clase de concreto, es la resistencia que se espera sea igualada o sobrepasada por el promedio de cualquier conjunto de tres ensayos de la resistencia consecutivos, sin que ningún ensayo individual quede debajo de más de 35 Kg/cm^2 de la resistencia especificada.

Resistencia a la compresión especificada, $f'c$, Kg/cm^2	Resistencia a la compresión requerida promedio, $f'c$, g/cm^2
Menos de 210	$f'c + 70$
210 a 350	$f'c + 85$
Mayor de 350	$f'c + 100$

TABLA Nº 3.23 Resistencia a la compresión promedio requerida cuando no se dispone de datos para establecer una desviación estándar.

² Fuente: “Diseño y control de Mezclas de Concreto”. Autor: Steve H. Kostka, William Panarese

Relación agua-cemento.

La relación agua-cemento es sencillamente el peso del agua, dividido entre el peso del cemento. La relación agua-cemento que se elija para el diseño de la mezcla, debe ser el menor valor requerido para cubrir las condiciones de exposición de diseño.

Las siguientes tablas sirven de guía para escoger la relación agua-cemento para diversas condiciones de exposición y con respecto a la resistencia promedio requerida para mezcla de prueba.

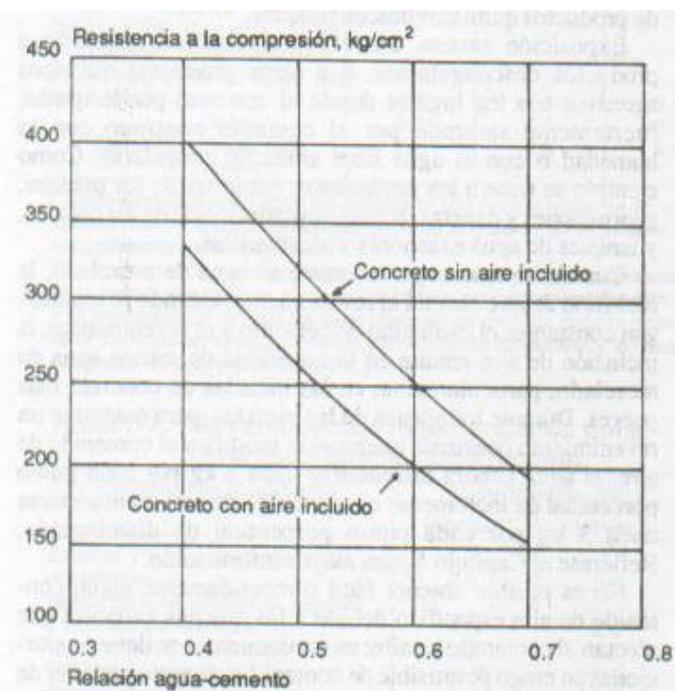


GRAFICO Nº 3.1 Curvas típicas de resistencia de mezclas de prueba o de datos de campo.

Resistencia a la compresión a los 28 días, Kg/cm ² .	Relación agua-cemento en peso.	
	Concreto sin aire incluido.	Concreto con aire incluido.
420	0.41	*
350	0.48	0.40
280	0.57	0.48
210	0.68	0.59
140	0.82	0.74

TABLA N° 3.24 Correspondencia típica entre la relación agua-cemento y la resistencia a la compresión del concreto.

Resistencia a la compresión a los 28 días, Kg/cm ² .	Relación agua-cemento en peso.	
	Concreto sin aire incluido.	Concreto con aire incluido.
175	0.67	0.54
210	0.58	0.46
245	0.51	0.40
280	0.44	0.35
315	0.38	*
350	*	*

TABLA N° 3.25 Relaciones agua-cemento máximas permisibles para el concreto cuando no se dispone de datos de resistencia de experiencias en campo ni de mezclas de prueba.

Agregados.

Existen dos características en los agregados que tienen una importante influencia sobre el proporcionamiento de las mezclas de concreto, porque afectan la trabajabilidad del concreto fresco:

- a) La granulometría
- b) La naturaleza de las partículas (forma, porosidad, textura superficial).

También el máximo tamaño del agregado grueso no debe exceder de tres cuartos de la distancia libre entre las varillas de refuerzo.

Por otro lado la granulometría más deseada para agregado fino dependerá del tipo de obra, de la riqueza de la mezcla y del tamaño del agregado grueso.

El volumen del agregado grueso puede determinarse a partir de la siguiente tabla.

Tamaño máximo de agregado mm (pulg.)	Volumen de agregado grueso varillado en seco por volumen unitario de concreto para distintos módulos de finura de agregado fino.			
	2.40	2.60	2.80	3.00
9.5 (3/8)	0.50	0.48	0.46	0.44
12.7 (1/2)	0.59	0.57	0.55	0.53
19.0 (3/4)	0.66	0.64	0.62	0.60
25.4 (1)	0.71	0.69	0.67	0.65
38.1 (1 1/2)	0.75	0.73	0.71	0.69
50.8 (2)	0.78	0.76	0.74	0.72
76.2 (3)	0.82	0.80	0.78	0.76
152.4 (6)	0.87	0.85	0.83	0.81

TABLA N° 3.26 Volumen de agregado grueso por unidad de volumen de concreto.

Revenimiento.

El concreto debe ser fabricado para tener siempre una trabajabilidad, consistencia y plasticidad adecuadas a las condiciones de trabajo. La trabajabilidad es una medida de lo fácil o difícil que resulta colocar, consolidar y darle acabado al concreto. La consistencia es la facultad del concreto fresco para fluir la que es medida por medio de la prueba de revenimiento. La tabla N° 3.27 muestra los tipos recomendados de revenimientos.

CONSTRUCCION DE CONCRETO.	REVENIMIENTO, CMS.	
	MAXIMO.	MINIMO.
Zapatas y muros de cimentación reforzados.	7.5	2.5
Muros de subestructuras, cajones y zapatas sin refuerzo.	7.5	2.5
Vigas y muros reforzados.	10.0	2.5
Columnas de Edificios.	10.0	2.5
Pavimentos y Losas	7.5	2.5
Concreto masivo.	5.0	2.5

TABLA N° 3.27 Revenimientos recomendados para diversos tipos de construcción.

Contenido de agua.

El contenido de agua del concreto puede ser alterado por un gran número de factores: tamaño y forma del agregado, revenimiento, relación agua-cemento, contenido de aire, contenido de cemento, aditivos y condiciones ambientales. Los contenidos aproximados de agua usados para las proporciones, son para agregado angular.

También para algunos concretos estas estimaciones se pueden reducir aproximadamente de 12 Kg. En gravas con partículas trituradas hasta 27 Kg. Para gravas redondeadas.

Revenimiento, cms.	Agua, Kg. por metro cúbico de concreto para los tamaños máximos de agregado							
	9.5 mm (3/8")	12.7 mm (1/2")	19.0 mm (3/4")	25.4 mm (1")	38.1 mm (1 1/2")	50.8 mm (2")	76.2 mm (3")	152.4 mm (6")
Concreto sin aire incluido.								
2.5 a 5	208	199	187	178	163	154	130	113
7.5 a 10	228	217	202	193	178	169	145	125
15 a 18	243	228	214	202	187	178	160	*
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin aire incluido, porciento.	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	0.5	0.3	0.2

TABLA Nº 3.28 Requisitos aproximados para el contenido de agua de mezclado y para el contenido de aire deseado para distintos revenimientos y tamaños máximos de agregado.

Contenido de cemento.

El contenido de cemento se determina usualmente a partir de la relación agua-cemento y del contenido de agua elegidos, aunque frecuentemente se incluye en las especificaciones un contenido mínimo de cemento además de una relación agua-cemento máxima. Los requisitos mínimos de cemento sirven para asegurar una durabilidad y acabado satisfactorio, una mayor resistencia al desgaste y una apariencia apropiada.

Tamaño máximo de agregado.		Cemento Kg/m ³
mm.	(pulg.)	Cúbico.
38.1	(1 1/2)	279
25.4	(1)	309
19.0	(3/4)	320
12.7	(1/2)	350
9.5	(3/8)	362

TABLA Nº 3.29 Requisitos mínimos de cemento para concreto de peso normal, empleado en obras.

EJEMPLO DE DISEÑO DE MEZCLAS.

Diseñar un Concreto Lanzado de mezcla húmeda para estabilizar un talud de espesor de 10 cm. con refuerzo de malla 6x6 2/2, en La Residencia Vides, Ubicada en Quintas de Santa Elena, Departamento de La Libertad para que cumpla con los siguientes requisitos:

- Resistencia a la compresión a los 28 días 210 Kg./cm² (3000 PSI).
- Tamaño Máximo del agregado : 3/8 pulg. (9.52 mm.)
- Módulo de Finura del agregado Fino : 2.3
- Absorción del agregado Fino. : 3.5
- Humedad del agregad Fino : 8.15
- Peso del agregado grueso compactado varillado y seco: 1433 Kg.
- Absorción del agregado grueso : 2.5 %
- Humedad del agregado grueso : 0.5 %
- Cemento Tipo I.

Desarrollo:

- **Resistencia.** Como no se disponen datos estadísticos, f'_{cr} de la tabla 3.23 resulta ser $f'_{c} + 85$. Por lo tanto $f'_{cr} = 210+85= 295$ Kg/cm².
- **Relación agua-cemento.** Según la gráfica 3.1 la relación agua/cemento (a/c), es de 0.52
- **Revenimiento.** Para este ejemplo se escoge un revenimiento de 10 cms.

- Tamaño máximo del agregado es de 9.52 mm
- Con este revenimiento de 10 cms y un tamaño máximo de 9.52 mm, la cantidad aproximada de agua de mezcla (W_{agua}), es 228 Kg/m³, valor obtenido de la tabla 3.28

Sin embargo, la grava tiene partículas trituradas y debe reducirse el contenido de agua dado en la tabla 3.23 en aproximadamente 21 Kg., lo que resulta 207 Kg/cm³.

Conociendo la cantidad de agua de mezclado y la relación agua/cemento, el contenido de cemento se calcula de la siguiente manera:

$$W_{\text{cemento}} \approx \frac{W_{\text{agua}}}{(a/c)}$$

$$W_{\text{cemento}} \approx \frac{207}{0.52}$$

$$W_{\text{cemento}} \approx 398 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

- ✓ **Contenido de agregado grueso.** La cantidad de agregado grueso de tamaño máximo de 9.52 mm (3/8”), se puede estimar de la tabla 3.26. El volumen de agregado grueso recomendado cuando se utiliza arena con módulo de finura de 2.30 es de 0.50 m³. Como el peso del agregado varillado y seco es de 1433 Kg/m³.

$$W_{\text{agreg.grueso}} \approx 0.5 \times 1433$$

$$W_{\text{agreg.grueso}} \approx 717 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

Haciendo correcciones para concreto bombeado, reduciendo en un 10% el contenido de agregado grueso, se obtiene:

$$W_{\text{agreg.grueso}} \approx 717 \times 0.9 \approx 645 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

- ✓ **Contenido de agregado fino.** A este nivel ya se conocen las cantidades de todos los ingredientes del concreto a excepción del agregado fino.

$$\text{Agua} \approx \frac{207}{1000} \approx 0.207 \text{ m}^3$$

$$\text{Cemento} \approx \frac{398}{3150} \approx 0.126 \text{ m}^3$$

$$\text{Agr.grueso} \approx \frac{645}{1296} \approx 0.498 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol.total} \approx 0.831 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol.agr.fino} \approx 1 - 0.831 \approx 0.168 \text{ m}^3$$

El peso del agregado fino es:

$$W_{agr.fino} \approx 1424 \times 0.168 \approx 239 \text{ Kg}$$

Ajustes en el agua por humedad se tiene:

Las pruebas para este ejercicio indican que el contenido de humedad del agregado grueso es de 2% y que el contenido de humedad del agregado fino es de 8.15%.

Con los contenidos de humedad de los agregados previamente indicados, las proporciones de agregados para la mezcla de prueba cambian a:

$$\text{Agregado grueso: } 645 \times 1.02 = 658 \text{ Kg.}$$

$$\text{Agregado Fino: } 239 \times 1.082 = 258 \text{ Kg.}$$

Cantidad de agua superficial que aporta el agregado grueso, % = $2 - 0.5 = 1.5$ %.

Cantidad de agua superficial que aporta el agregado fino, % = $6 - 0.7 = 5.3$ %

$$= 207 - 645(0.015) - 239(0.053) = 185 \text{ Kg.}$$

Por lo tanto, las cantidades de materiales para 1 m³ son:

Cemento	= 398 Kg. (9.4 bolsas)
Agregado Fino	= 258 Kg.
Agregado Grueso	= 658 Kg.
Agua	= <u>185 Kg.</u>
Total	= 1499 Kg.

3.4 PRUEBAS AL CONCRETO FRESCO Y ENDURECIDO.

En base a los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio que se realizaron a los componentes del concreto y cuyos datos han sido presentados anteriormente, se estableció las proporciones mediante un diseño de mezclas.

El método de diseño utilizado fue el **“Método de Proporcionamiento por Peso” (AC-214)**

En cuanto al concreto fresco se le hizo la prueba de revenimiento, y al concreto endurecido se le efectuó prueba de resistencia a la compresión y flexión.

CONCRETO FRESCO.

Un concreto de calidad uniforme y satisfactoria requiere que los materiales se mezclen hasta que tenga una apariencia uniforme; por lo tanto la trabajabilidad de una mezcla de concreto puede definirse como la facilidad que presenta esta para ser mezclada, transportada y colocada aproximadamente en su posición final con una mínima pérdida de homogeneidad, es decir sin que se de segregación.

La trabajabilidad depende de la proporciones y de las características físicas de los materiales, y también del equipo utilizado durante el mezclado, transporte y colocación de la mezcla. Aun así la trabajabilidad es un término relativo, por que un concreto se podrá considerar trabajable bajo ciertas condiciones y no trabajable por otras.

Por ejemplo un concreto puede ser trabajable para la hechura de un pavimento, pero difícil de colocar en un muro delgado con refuerzo complicado. Por lo mismo la trabajabilidad puede definirse como una propiedad física del concreto fresco, sin hacerse referencia a las circunstancias específicas de un tipo de construcción.

Un componente muy importante de la trabajabilidad es la consistencia o fluidez de la mezcla de concreto. La consistencia de una mezcla de concreto es un término general que se refiere al carácter de la mezcla con respecto a su grado de fluidez y abarca todos los grados de fluidez desde la más seca hasta la más fluida de todas las mezclas posibles; la consistencia se puede medir por medio de la Prueba de Revenimiento (ASTM C-143) o por la Prueba de la Esfera de Kelly (ASTM C-360). En este trabajo se realizó la **Prueba de Revenimiento** por ser la de más fácil aplicación en el campo.

Existen diversos métodos para medir la manejabilidad y la consistencia, pero ninguno da una indicación precisa en relación con la puesta en obra, principalmente si se considera el acabado y la segregación; la determinación de la manejabilidad óptima para un trabajo determinado depende de cierto criterio experimental.

3.4.1 FABRICACIÓN DE ESPECÍMENES

Los especímenes se fabrican según Norma ASTM C-192 “NORMA PRACTICA PARA LA FABRICACIÓN Y CURADO EN EL LABORATORIO DE ESPECIMENES DE PRUEBA DE CONCRETO”.

MATERIAL Y EQUIPO

- Mezcla de concreto fresco.
- Moldes cilíndricos de 150 mm de diámetro x 300 mm de altura, con sus respectivas bases dotadas de abrazaderas.
- Moldes de acero de 150 mm x 150 mm x 600 mm, (colado de vigas).
- Varilla compactadora de 5/8" de diámetro con punta redondeada.
- Regla metálica o enrasador.
- Cucharón, Brochas, Guantes de hule.

PROCEDIMIENTO

- Se engraso los moldes y verifíco que estuvieran bien armados, y que las abrazaderas estuvieran enroscadas perfectamente. Para engrasar los moldes se utilizó aceite quemado y brocha.
- Se colocó los moldes en una superficie plana y firme, preferiblemente en el lugar donde quedarán hasta que se desmolden.
- Se llenaron los cilindros en 3 capas con un mismo volumen de concreto y las vigas en 1 capa por ser compactada con vibrador (hacerlo en 2 capas si se hace con varilla). Después de cada capa se procedió a compactar el concreto utilizando un vibrador eléctrico, introduciéndolo de 4 a 5 veces con una duración de inmersión de 3 a 4 segundos en cada etapa.

- Para la última capa, se lleno con concreto en exceso y luego se procedió a vibrar, luego se golpeo el molde con el mazo para evitar que quede demasiado aire atrapado en el concreto.
- Se enraso la parte superior del molde con la varilla enrasadora y se aliso la superficie con la cuchara de albañil húmeda.

Se procede a identificar cada cilindro y viga con los datos siguientes:

- a. Fecha de fabricación,
- b. Tipo de concreto,
- c. Resistencia a la compresión, para la cual fue diseñada,
- d. Número de cilindro o viga, e. Prueba a la que será sometido.

Se protege la superficie de los moldes con placas de acero previamente engrasado para evitar la perdida temprana de humedad del concreto a compresión y se dejo inmóvil por 24 horas aproximadamente, para luego ser desmoldados y ser colocados en el cuarto húmedo, en la pila de curado.

3.4.2 CONCRETO ENDURECIDO.

Las características tanto físicas como químicas mostradas por el concreto endurecido son el resultado de un acucioso control de calidad iniciado desde las pruebas a los componentes según las normas correspondientes hasta la ruptura de los especímenes. Además se fabricó la cantidad de especímenes necesaria a fin de poder realizar un análisis estadístico a la ruptura del concreto a los 28 días, para todas las mezclas y así poder conocer valores promedios, desviación estándar y coeficiente de variación.

Cabe mencionar que los especímenes de concreto endurecido fueron sometidos a ciertos controles en las etapas de curado, cabeceado y ruptura de probetas, cuyas formas y procedimientos se detallan a continuación.

3.4.3 CURADO DE LOS ESPECÍMENES.

El curado de los especímenes se realizó de acuerdo a las especificaciones de la Norma ASTM C-192, Describiéndose el proceso como sigue:

- I. Antes de efectuar el desmoldado, los especímenes cilíndricos y vigas fueron curados de la forma siguiente:

Colocando placas de acero, previamente aceitadas, así se evita la pérdida temprana de humedad por evaporación, esto a fin de obtener una temperatura entre 16 y 27 ° C, para que puedan desarrollar una resistencia adecuada para su transporte.

- II. Al finalizar el periodo de 20 ± 2 horas, previa fabricación los cilindros y vigas, fueron retirados cuidadosamente los moldes, luego los especímenes fueron sumergidos en la pila de curado a una temperatura de 23 ± 1.7 ° C hasta realizar el ensayo a las edades de 7,14 y 28 días respectivamente(ver foto N° 3.7 y N°3.8).



FOTO N° 3.7 Especímen en Prueba de Resistencia a la Compresión



FOTO N° 3.8 Resistencia a la Compresión.

3.4.4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (ASTM C-39).

Las pruebas de resistencia de concreto endurecido (fotos N°3.7 y N°3.8) se pueden ejecutar a especímenes curados moldeados de muestras de concreto fresco (normas ASTM C-31 o C-92) y especímenes extraídos provenientes de miembros de concreto endurecido bajo la norma ASTM C-42. Para todos los métodos las muestras cilíndricas deberán tener un diámetro de por lo menos tres veces el tamaño máximo del agregado grueso del concreto y una longitud lo más cercana posible a dos veces el diámetro. Para este caso se muestrearon 30 especímenes, ensayados a los 7, 14, y 28 días en grupos de 10 cilindros por edad respectivamente los cuales se muestran en las tablas N° 3.30, 3.31, 3.32 respectivamente.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES"

PRUEBA DE COMPRESIÓN DE CILINDROS TESTIGOS

SOLICITA: Reporte Nº: 1
PROYECTO: Hoja Nº: 1

Laboratorista:

FECHA DE SOLICITUD: 15 DE JULIO DEL 2003

Elaboro:

FECHA DE RECEPCION: 15 DE JULIO DEL 2003

FECHA DE ENSAYO: 22 DE JULIO DEL 2003

Probeta Nº	Fecha de Colado	Rev. Cms.	Diámetro cms.	Altura cms.	Área cm ²	Peso Kgs	Peso Volumetrico Kg/cm ³	Carga Kg	Esfuerzo Kg/cm ²
1	15/07/2003	15,00	15,20	30,50	181,46	12,240	0,06745	60000	330,65
2	15/07/2003	15,00	15,30	30,30	183,85	12,180	0,06625	57000	310,03
3	15/07/2003	15,00	15,20	30,50	181,46	12,270	0,06762	58000	319,63
4	15/07/2003	15,00	15,20	30,50	181,46	12,250	0,06751	57500	316,88
5	15/07/2003	15,00	15,10	30,40	179,08	12,190	0,06807	58900	328,91
6	15/07/2003	15,00	15,20	30,30	181,46	12,200	0,06723	57000	314,12
7	15/07/2003	15,00	15,30	30,50	183,85	12,260	0,06668	58200	316,56
8	15/07/2003	15,00	15,30	30,50	183,85	12,240	0,06657	59000	320,91
9	15/07/2003	15,00	15,20	30,30	181,46	12,180	0,06712	57500	316,88
10	15/07/2003	15,00	15,10	30,50	179,08	12,270	0,06852	58000	323,88

Estructura Colada:

Esfuerzo Promedio: 319,84 Kg/cm²

OBSERVACIONES: 7 DIAS

TABLA Nº 3.30

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA
 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
 ESTRUCTURALES"

PRUEBA DE COMPRESIÓN DE CILINDROS TESTIGOS

SOLICITA: Reporte Nº: 2
 PROYECTO: Hoja Nº: 2
 Laboratorista:
 FECHA DE SOLICITUD: 15 DE JULIO DEL 2003 Elaboro:
 FECHA DE RECEPCION: 15 DE JULIO DEL 2003
 FECHA DE ENSAYO: 29 DE JULIO DEL 2003

Probeta Nº	Fecha de Colado	Rev. cms.	Diámetro cms.	Altura cm.	Área cm ²	Peso Kgs	Peso Volumetrico Kg/cm ³	Carga Kg	Esfuerzo Kg/cm ²
11	15/05/2003	15,00	15,10	30,80	179,08	12,350	0,06896	62000	346,22
12	15/05/2003	15,00	15,20	30,30	181,46	12,345	0,06803	66000	363,72
13	15/05/2003	15,00	15,20	30,60	181,46	12,315	0,06787	64000	352,70
14	15/05/2003	15,00	15,30	30,60	183,85	12,260	0,06668	67000	364,42
15	15/05/2003	15,00	15,10	30,60	179,08	12,210	0,06818	67000	374,14
16	15/05/2003	15,00	15,20	30,60	181,46	12,300	0,06778	62000	341,68
17	15/05/2003	15,00	15,20	30,60	181,46	12,360	0,06811	65500	360,96
18	15/05/2003	15,00	15,30	30,60	183,85	12,305	0,06693	64500	350,82
19	15/05/2003	15,00	15,30	30,60	183,85	12,325	0,06704	67000	364,42
20	15/05/2003	15,00	15,20	30,60	181,46	12,335	0,06798	63000	347,19

Estructura Colada:

Esfuerzo Promedio: **356,63** Kg/cm²

OBSERVACIONES: **14 DIAS**

TABLA Nº 3.31

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES"

PRUEBA DE COMPRESIÓN DE CILINDROS TESTIGOS

SOLICITA: Reporte Nº: 3
 PROYECTO: Hoja Nº: 3
 Laboratorista:
 FECHA DE SOLICITUD: 15 DE JULIO DEL 2003 Elabore:
 FECHA DE RECEPCION: 15 DE JULIO DEL 2003
 12 DE AGOSTO DEL
 FECHA DE ENSAYO: 2003

Probeta Nº	Fecha de Colado	Rev. cms.	Diámetro cms.	Altura cm.	Área cm ²	Peso Kgs	Peso Volumetrico Kg/cm ³	Carga Kg	Esfuerzo Kg/cm ²
21	16/04/2003	15,00	15,2	30,60	181,46	12,240	0,06745	80000	440,87
22	16/04/2003	15,00	15,3	30,50	183,85	12,315	0,06698	79500	432,41
23	16/04/2003	15,00	15,2	30,50	181,46	12,270	0,06762	78750	433,98
24	16/04/2003	15,00	15,3	30,50	183,85	12,280	0,06679	80100	435,67
25	16/04/2003	15,00	15,2	30,50	181,46	12,365	0,06814	78900	434,81
26	16/04/2003	15,00	15,2	30,50	181,46	12,310	0,06784	79300	437,01
27	16/04/2003	15,00	15,1	30,50	179,08	12,390	0,06919	79450	443,66
28	16/04/2003	15,00	15,2	30,50	181,46	12,410	0,06839	80050	441,15
29	16/04/2003	15,00	15,2	30,50	181,46	12,395	0,06831	79650	438,94
30	16/04/2003	15,00	15,3	30,50	183,85	12,300	0,0669	79800	434,04

Estructura Colada:
 Esfuerzo Promedio: **437,25** Kg/cm²

OBSERVACIONES: **28 DIAS**

TABLA Nº 3.32

3.4.5 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN (ASTM C-78)

Las muestras se obtuvieron de vigas de 15x15x60 cms y fueron curadas en agua completamente hasta ser ensayadas a sus diferentes edades 7,14 y 28 días, respectivamente. En este caso la prueba es con carga al tercio medio del claro de la viga, produciendo un corte aproximadamente a 45° según Norma. El número de especímenes que se ensayaron 5 vigas por edad, cuyos resultados se muestran en las siguientes tablas 3.33, 3.34 y 3.35

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES" TABLA Nº 3.33 PRUEBA DE FLEXIÓN DE VIGAS. PROYECTO: FECHA DE SOLICITUD: 15 DE JULIO DEL 2003 FECHA DE ELABORACION: 15 DE JULIO DEL 2003 FECHA DE ENSAYO: 22 DE JULIO DEL 2003					
Viga Nº	Carga Kg	Claro L cm.	Ancho (b) cm.	Peralte (d) cm.	MR Kg./cm ²
1	3575.00	45,00	15,20	15,20	45,81
2	3510.00	45,00	15,10	15,00	46,48
3	3490.00	45,00	15,30	14,90	46,21
4	3470.00	45,00	15,20	14,80	46,87
5	3535.00	45,00	15,00	15,00	47,16

Estructura Colada:

Muro de retención.

$$MR=(PxL)/(bxd^2)$$

MR Promedio:

46,51

Kg/cm²

OBSERVACIONES:

7 DIAS

TABLA Nº 3.33

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA
 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
 ESTRUCTURALES"

TABLA Nº 3.33 PRUEBA DE FLEXIÓN DE VIGAS.

SOLICITA:

PROYECTO:

FECHA DE SOLICITUD: 15 DE JULIO DEL 2003

FECHA DE RECEPCIÓN: 15 DE JULIO DEL 2003

FECHA DE ENSAYO: 29 DE JULIO DEL 2003

Viga	Nº	Carga Kg	Long. Claro Cms.	Ancho (b) cms.	Peralte (d) cms.	Módulo de Ruptura Kg/cm ²
	6	4055,00	45,00	15,30	15,30	50,95
	7	3980,00	45,00	15,20	15,20	51,03
	8	3740,00	45,00	15,10	15,10	48,87
	9	3680,00	45,00	14,80	15,00	49,74
	10	4010,00	45,00	15,40	15,40	49,40

Estructura Colada:

$$MR = (PxL) / (bxd^2)$$

MR Promedio: 50,00 Kg/cm²

OBSERVACIONES: 14 DIAS

TABLA Nº 3.34

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 TRABAJO DE GRADUACIÓN: "APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO EN LA
 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS
 ESTRUCTURALES"

TABLA N° 3.35 PRUEBA DE FLEXIÓN DE VIGAS.

SOLICITA:

PROYECTO:

FECHA DE SOLICITUD: 15 DE JULIO DEL 2003

FECHA DE RECEPCION: 15 DE JULIO DEL 2003

FECHA DE ENSAYO: 12 DE AGOSTO DEL 2003

Viga	Nº	Carga Kg	Long. Claro Cms.	Ancho (b) cms.	Peralte (d) cms.	Módulo de Ruptura Kg/cm ²
	11	4520,00	45,00	15,2	15,3	57,16
	12	4480,00	45,00	15,2	15,2	57,41
	13	4320,00	45,00	15,2	14,9	57,61
	14	4610,00	45,00	15,3	15,3	57,92
	15	4440,00	45,00	15,1	15,2	57,27

Estructura Colada:

$$MR=(PxL)/(bxd^2)$$

MR Promedio: 57,47 Kg/cm²

OBSERVACIONES: 28 DIAS

TABLA N° 3.35

3.4.6 EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE CONCRETO (ASTM C-42)

Este ensayo consisten en la extracción de núcleos de concreto por medio de una máquina extractora de núcleo con punta de diamante; mediante este proceso se obtuvieron tres especímenes por tablero, obteniendo un total de nueve especímenes, estos se ensayaron a la compresión a los 28 días, según la norma ASTM C-39, estos se muestran en la tabla N° 3.36; cabe mencionar que esta es una prueba de campo que consiste en la colocación de concreto lanzado en los tableros de prueba, los cuales tienen dimensiones de 76 x 76 x 10 cm.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL TRABAJO DE GRADUACION: "APLICACIONES DEL CONCRETO LANZADO EN LA ESTABILIZACION DE TALUDES ANCLADOS Y REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES" PRUEBA DE COMPRESION DE NUCLEOS DE CONCRETO.									
PROYECTO:					Hoja N°:				
FECHA DE EXTRACCION			25-Nov-03						
FECHA DE ENSAYO:			27-Nov-03						
Probeta N°	Fecha de Colado	Rev. cm.	Diámetro cm.	Altura cm.	Área cm ²	Peso Kg.	Peso Volumétrico Kg./cm ³	Carga Kg.	Esfuerzo Kg./cm ²
1	25/11/03	10.00	4.33	30.5	14.73	0.240	0.0163	3200	217
2	25/11/03	10.00	4.31	30.3	14.59	0.243	0.0167	4900	336
3	25/11/03	10.00	4.31	30.5	14.59	0.241	0.0165	3400	233
4	25/11/03	10.00	4.31	30.5	14.59	0.239	0.0164	4400	302
5	25/11/03	10.00	4.3	30.4	14.52	0.248	0.0171	5300	365
6	25/11/03	10.00	4.31	30.3	14.59	0.244	0.0167	3150	216
7	25/11/03	10.00	4.31	30.5	14.59	0.241	0.0165	4950	339
8	25/11/03	10.00	4.31	30.5	14.59	0.241	0.0165	4500	308
9	25/11/03	10.00	4.31	30.3	14.59	0.242	0.0166	4250	291

Estructura Colada:

Esfuerzo Promedio:

289 Kg./cm²

OBSERVACIONES:

28 Días

TABLA N° 3.36

CAPITULO IV

ANALISIS DE RESULTADOS

CAPITULO IV

ANALISIS DE RESULTADOS.

4.1 GENERALIDADES

Los aspectos a tratar en este apartado, son los que están relacionados con el análisis comparativo de los resultados de la prueba de compresión y flexión, de la mezcla que se ha realizado, así como un análisis de los diversos componentes del concreto fresco y endurecido.

4.2 COMPONENTES

El análisis de los componentes del concreto lanzado se basa en las diferentes pruebas de laboratorio realizadas a estos para el diseño de mezclas, Este estudio se detalla a continuación:

4.2.1 CEMENTO

El tipo de cemento utilizado Tipo I PM (ASTM C-595), es adecuado para la realización de todo tipo de concreto que no necesite de características especiales como resistencia al ataque de sulfatos, resistencia al calor de

hidratación y otros que sean requeridos al momento de ejecutar alguna obra de concreto de características especiales.

Una característica especial de los cementos de este tipo es la presencia de aditivo puzolánico, lo que hace de manera especial incrementar la resistencia del concreto por sobre los otros tipos de cemento, aunque es de aclarar que no por este hecho el cemento Tipo I PM se convierte en un cemento óptimo para la realización de concretos de alta resistencia, sino que lo que hace es incrementar de manera considerable la resistencia del concreto, debido a la presencia de puzolana en cantidades no mayores del 15%.

4.2.2 AGREGADOS FINOS

La arena para el trabajo de investigación es proveniente del banco de Aguilares Departamento de San Salvador, la cual se encontró libre de impurezas orgánicas, ya que al compararla con la Carta de Colores de Gardner, el resultado obtenido fue de un color más claro que el color de la referencia N ° 1.

El análisis granulométrico de la arena generó una curva que satisface los límites especificados por la norma ASTM C-33 (ver tablas 3.3, 3.4 y 3.5 con sus respectivas gráficas). Por otra parte el resultado obtenido al realizar el ensayo del Módulo de Finura dio como resultado un valor promedio del 2.3, lo que la clasifica como una Arena Fina que para el concreto lanzado es recomendable, porque

evita el rebote de este sobre la superficie, pero según la norma ASTM C-33 recomienda que : “ se podrá utilizar la arena cuyo módulo de finura no sea menor a 2.30 ni mayor a 3.10”; por lo que cumple con lo establecido por la norma, para el Concreto de Comportamiento Normal.

En la tabla 4.1 se presenta un resumen de los valores obtenidos para todas las pruebas realizadas al agregado fino, tales como: Módulo de finura, Absorción, Gravedad Específica e Impurezas orgánicas que son los que se utilizaron en la práctica de Diseño y Dosificación de Mezclas de Concreto.

ENSAYE ARENA	MÓDULO DE FINURA	ABSORCIÓN (%)	GRAVEDAD ESPECÍFICA	CONTENIDO DE IMPURESAS ORGÁNICAS
1ra. Prueba	2.42	3.4	2.52	ACEPTABLE
2da. Prueba	2.21	3.6	2.57	ACEPTABLE
3ra. Prueba	2.23	*	*	ACEPTABLE
PROMEDIO	2.30	3.5	2.54	ACEPTABLE

TABLA 4.1 RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS EN PRUEBAS AL AGREGADO FINO

NOTA:

La gravedad específica se realizó por el método del Peso específico relativo en masa., los datos que se obtuvieron dio como resultado promedio 2.54.

De igual manera en la absorción, las especificaciones de los agregados no acostumbra fijar límites de aceptación, debido a que esto depende de muchos factores como son la porosidad, la distribución granulométrica, el contenido de finos, el tamaño máximo, la forma y la textura superficial de las partículas (generalmente para los agregados gruesos), etc. Además como información se tiene que los agregados son de buena calidad si la absorción no excede del 3% en el agregado grueso y del 5% en el agregado fino, por lo que comparando con el resultado obtenido de absorción promedio fue de 3.5, se deduce que es un material de porosidad aceptable debido a que su absorción se encuentra dentro del rango deseable, estos valores se justifican en un estudio realizado por la ASTM y los que se muestran en la Tabla 4.2

Agregado Empleado (tipo de roca)	Peso Específico (sat. Y sup. Seco)	ABSORCION (%)	Contracción por secado del concreto, a un año (millonésimas).
Arenisca	2.470	5.0	1160
Pizarra	2.75	1.2	680
Granito	2.67	0.5	470
Caliza	2.74	0.2	410
Cuarzo	2.65	0.3	320

Tabla 4.2 Contracción por secado del concreto, empleando agregados con diversa absorción.

4.2.3 AGREGADO GRUESO

El agregado grueso utilizado en las mezclas se tamizo de tal manera que su tamaño máximo fue de 9.52 mm o 3/8” (se utilizó la que pasó por esta malla). Como ya anteriormente se detalló, el agregado proviene de la “CANTERA S.A. de C.V.” ubicada en San Diego, Dpto. de Libertad. Este se apega a uno de los alcances de este trabajo de investigación, como es el de la utilización de agregados nacionales en estado natural, sin alterar su granulometría para obtener así resultados confiables que se apeguen a la realidad en lo que respecta a la utilización de concretos elaborados en el país.

La curva granulométrica de estos agregados no cumple con lo exigido por la Norma ASTM C-33, debido a que la curva de estos está por debajo del límite inferior por los exigidos por dicha Norma (Ver Tabla 3.15, 3.16 y 3.17).

Para su utilización el agregado se tomó del banco en donde fue depositado, tomándosele previamente la humedad ya que el restante de datos (P.V.S, P.V.V, absorción, gravedad específica y otros), se obtuvieron con anterioridad estos datos se podrán observar más adelante.

Las relaciones agua/cemento (A/C) se mantuvieron conforme a las recomendaciones dadas por el Comité ACI –211.1-87, así para concretos de resistencia igual a 210 kg/cm^2 , la relación A/C fue de 0.52

Por otro lado tenemos que los valores de Peso Volumétrico aceptables para un concreto de comportamiento normal (CCN), tienen un valor que varia desde aproximadamente $1,200$ a $1,760 \text{ kg/m}^3$ y el contenido de vacíos en los agregados gruesos varían de 30 a 45%; comparando estos valores con los obtenidos en laboratorio (Norma ASTM C-29) se puede observar que se encuentran dentro de los rangos permisibles, lo que indica que este agregado es aceptable para el tipo de concreto que se diseño.

La Resistencia al desgaste presento valores que andan entre los límites sugeridos por la Norma ASTM C-131, es del 10% al 45% de desgaste para el agregado de tamaño máximo nominal de $3/8"$, lo cual comparado con los valores 15.9, 22.1 y 22.4% respectivamente que se obtuvieron indican que el agregado que se utilizará en la hechura del concreto presenta buenas condiciones.

El valor de absorción promedio de 2.10, es menor que el de 3% de referencia, del cual se hace mención en el Manual de Tecnología del Concreto, además haciendo una comparación con los valores límites de gravedad

Especifica promedio de 2.4 a 2.9 que da como parámetro la PCA en su Diseño y Control de Mezclas de Concreto, con el promedio obtenido de 2.7 es un material también aceptable para el tipo de concreto que se hizo. Es de aclarar que los valores límites dados por estas dos instituciones, tanto para la absorción como para la gravedad específica, no son indicativos de la calidad del agregado, sino solo parámetros que dan un indicio de que tan aceptables son los valores obtenidos; pero esto no hace que garanticen un buen resultado.

4.3 ANALISIS AL CONCRETO EN ESTADO FRESCO Y ENDURECIDO

4.3.1 MANEJO Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO

- El concreto se fabrico en la Concretera de gasolina con capacidad de 1 bolsa, los componentes fueron pesados en la balanza de 20 Kg.
- La compactación del concreto se realizo según la Norma ASTM C-192, usando vibrador con el objetivo de lograr una mezcla más homogénea, y mejorar así su comportamiento.
- La colocación se realizo mezclando previamente el concreto antes de ser depositado en los moldes, para evitar la segregación y el sangrado de la mezcla.

4.3.2 CONTROL DE CALIDAD

El control de calidad de los materiales, de la elaboración de la mezcla y de los ensayos realizados es de suma importancia para obtener los resultados confiables. Algunos de estos aspectos son los que se mencionan a continuación:

- Para el diseño de la mezcla, previamente se tomaron los contenidos de humedad de los agregados, esto con el objeto de no introducir variación en el agua previamente diseñada.
- El revenimiento se tomo a cada una de las mezclas previas a la mezcla testigo mediante el Cono de Abrams (ASTM C-143).
- La consolidación del concreto se logro mediante el Vibrador Mecánico, el cual logro que las partículas de agregado se acomodaran mejor a la pasta (cemento y agua).

4.3.3 CONCRETO ENDURECIDO

- Luego de desmoldados los especimenes se colocaron en la pila de curado del cuarto húmedo a una temperatura de 23 ± 1.7 °C, para que desarrollaran la resistencia en condiciones controladas.
- El cabeceo de especimenes a compresión se realizo solo mediante la colocación de almohadillas de Neopreno (ASTM C-123), El cual da una seguridad al operario, así como a las instalaciones del laboratorio, buena higiene y ocupan un espacio reducido.

4.3.4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (ASTM C-39)

La tabla 4.3 muestra los resultados de la resistencia a compresión promedio alcanzadas a 7, 14 y 28 días según las tablas 3.30, 3.31, 3.32; según los resultados a 7 días supera en 110 kg/cm^2 la resistencia esperada a los 28 días; esto es debido a que el concreto lanzado contiene mayor porcentaje de cemento que el concreto tradicional, con el fin de compensar la pérdida de resistencia del concreto durante el proceso de colocación.

Los cálculos se realizaron haciendo uso de la fórmula siguiente:

$$F_c \approx \frac{P}{A} \quad \text{Según la ASTM C - 39}$$

Donde:

F_c : Esfuerzo a compresión en Kg. /cm²

P : Carga Máxima aplicada en Kg.

A : Área en cm²

4.3.5 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN (ASTM C-78)

La tabla 4.4 muestra los resultados de la resistencia a flexión promedio alcanzadas a 7, 14 y 28 días según las tablas 3.33, 3.34, 3.35; según los resultados a 7 días supera en 11.5 kg/cm^2 el modulo de ruptura de diseño a los 28 días; esto es debido a que el concreto lanzado contiene mayor porcentaje de cemento que el concreto tradicional, con el fin de compensar la pérdida de resistencia del concreto durante el proceso de colocación.

Los cálculos se realizaron haciendo uso de la fórmula siguiente:

$$Mr \approx \frac{P \times L}{b \times d^2} \quad \text{ségun la norma ASTM C - 78}$$

Donde:

Mr = Modulo de Ruptura en Kg./cm^2

P = Carga Máxima aplicada en Kg.

L = Longitud de viga en cm.

b y d = Secciones transversales de la viga en cm.

TABLA N ° 4.3 RESISTENCIA A LA COMPRESION.

Resistencia **210** **Kg / cm²**

Tipo **Agregado Fino**

Colocación **Agregado Grueso**

Fecha	Edad (días)	f'c (kg / cm²)	% f'c	% f'cr
15/07/2003	0	0	0	0
22/07/2003	7	319.84	152.3%	80.0%
29/07/2003	14	356.63	174.1%	89.2%
12/08/2003	28	437.25	208.2%	100.0%

Universidad de El Salvador.

Concreto Fluido f'c = 210 kg/cm²

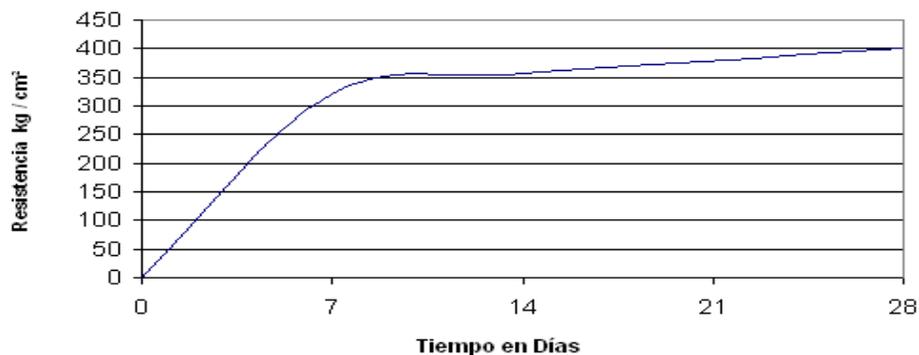


TABLA N ° 4,4 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.

Resistencia **35** **Kg / cm²**

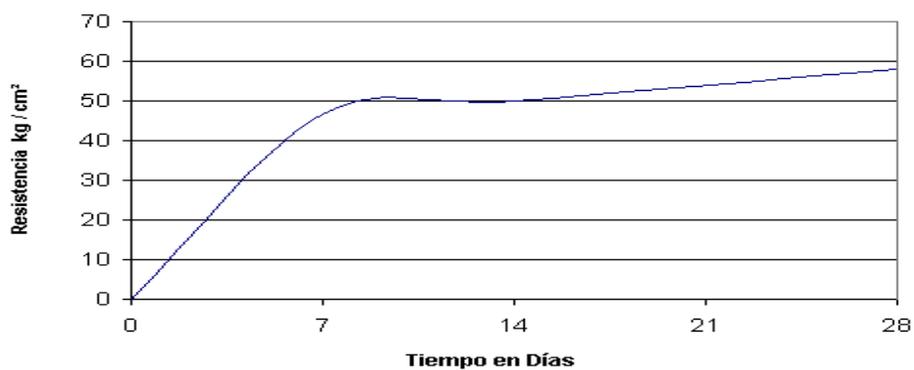
Tipo **Agregado Fino**

Colocación **Agregado Grueso**

Fecha	Edad (días)	Mr (kg / cm²)	% Mr	% M'cr
15/07/2003	0	0	0	0
22/07/2003	7	46.51	132.9%	80.2%
29/07/2003	14	50.00	142.9%	86.2%
12/08/2003	28	57.47	165.7%	100.0%

Universidad de El Salvador.

Concreto Fluido Mr = 35 kg/cm²



4.3.6 RESISTENCIA A LA COMPRESION DE NUCLEOS DE CONCRETO (ASTM C-42)

Los resultados de las pruebas de los núcleos indican que la resistencia promedio a la compresión del concreto lanzado es del orden de 289 kg/cm², valor que es superior a la resistencia especificada en el proyecto (f'c = 210 kg/cm²); ningún resultado dio valores menores al 75% de f'c. La resistencia a la compresión del concreto es satisfactoria y cumple con los criterios de aceptación, de la Sección 5.6.4.4 del ACI 318-95.

Los cálculos se realizaron haciendo uso de la fórmula siguiente:

$$F_c \approx \frac{P}{A} \quad \text{Según la ASTM C - 39}$$

Donde:

Fc : Esfuerzo a compresión en Kg. /cm²

P : Carga Máxima aplicada en Kg.

A : Área en cm²

CAPITULO V

ESTABILIZACIÓN

DE

TALUDES ANCLADOS.

CAPITULO V

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ANCLADOS.

5.1 Generalidades.

Se llama anclaje a una armadura metálica, más o menos rígida, que se aloja en una perforación practicada en el terreno y es solidaria a este en un extremo por medio de inyecciones, fijándose a la estructura en el extremo opuesto. Los anclajes permiten asociar el peso de las tierras que los rodean al equilibrio de la estructura estudiada.

5.2 Sistemas de Anclajes Utilizados en El País.

5.2.1 Manta-Ray¹

El ancla Manta Ray está diseñada y fabricada en seis tamaños, eliminándose la necesidad de tener grandes volúmenes de anclas en stock. Esta ancla puede ser equipada con grilletes enroscados para recubrir barras de tiro de 5/8", 3/4" y 1" de diámetro;

- El ancla está formada con una estrella de penetración, un par de aletas, un grillete enroscado, un alojamiento para recibir la barra de hincado en el extremo opuesto de la estrella de penetración según la figura 5.1

¹ Fuente: CPK CONSULTORES, S.A. DE C.V.

- Se enrosca la barra de tiro en el grillete antes de empezar la operación de hincar el ancla.
- El ancla Manta Ray¹ está diseñada para ser hincada en la tierra por un martillo hidráulico. Un martillo de 90 lbs. de peso (41 Kg.) es recomendado.
- La instalación completa consiste en un ancla Manta Ray, una barra de tiro roscada, una o dos extensiones, sus acoples apropiados y un guardacabos para cables simples, dobles o triples.
- Después de que el ancla ha sido hincada a la profundidad necesaria, el instalador utiliza el aparato traccionador hidráulico. Al halar la barra de tiro esta hace que el ancla rote 90 grados, sin provocar ninguna perturbación en el suelo. Luego se lee en el manómetro del traccionador hidráulico la prueba de carga sobre el ancla a la capacidad de tiro deseada.
- El traccionador de tiro elimina las suposiciones, porque pone una carga real sobre el ancla y confirma la capacidad real de tiro admisible del suelo. En la mayoría de las instalaciones, la capacidad de tiro será lograda. Si por el contrario no se logra la capacidad necesaria el instalador sabrá que el suelo no tiene el agarre necesario con una sola ancla. En tal caso se deben instalar dos o múltiples anclas ó se debe instalar el ancla a más profundidad. Otra vez las suposiciones son eliminadas con el sistema de ancla Manta Ray.

¹ Fuente: CPK CONSULTORES, S.A. DE C.V.



FOTO N° 5.1 ANCLA Y EQUIPO MANTA RAY.

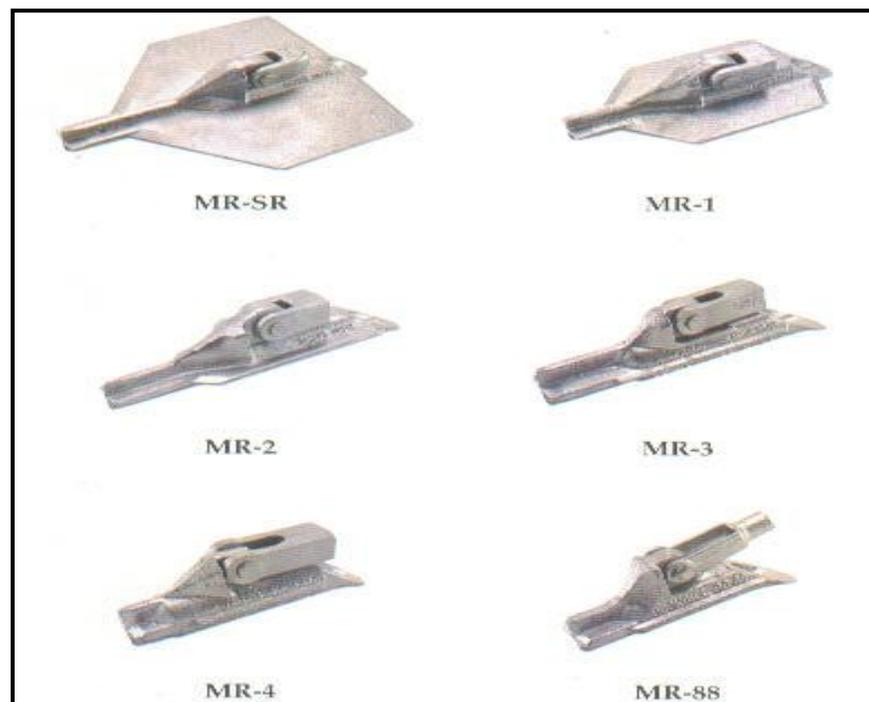


Figura 5.1 Tipos de Anclas Manta Ray¹.

¹ Fuente: CPK CONSULTORES, S.A. DE C.V.

5.2.2 Drill´o fast²

Es un sistema de micropilotes y anclajes activos prefabricados, los cuales constan de un tubo metálico perforado y placas sucesivas de anclaje.

Estos son instalados en el terreno mediante el uso de un motor rotatorio hidráulico asistido por una bomba portátil o un mini cargador para luego ser inyectados con lechada o mortero de gran resistencia a alta presión; con lo que se consigue consolidar y mejorar las propiedades de resistencia del suelo existente alrededor del anclaje o micropilote, ver figura 5.2, 5.3, 5.4 Y 5.5.

La técnica del micro pilotaje es utilizada en múltiples aplicaciones, tales como:

- Recalce de edificios
- Refuerzo de cimentaciones para ampliación de edificios.
- Sostenimiento de cimentaciones existentes para excavación de sótanos.
- Paraguas de micropilotes para emboquilles de túneles.
- Anclajes para muros de retención y Soil Nailing.

² FUENTE: VENTAJAS CONSTRUCTIVAS, S.A. DE C.V.

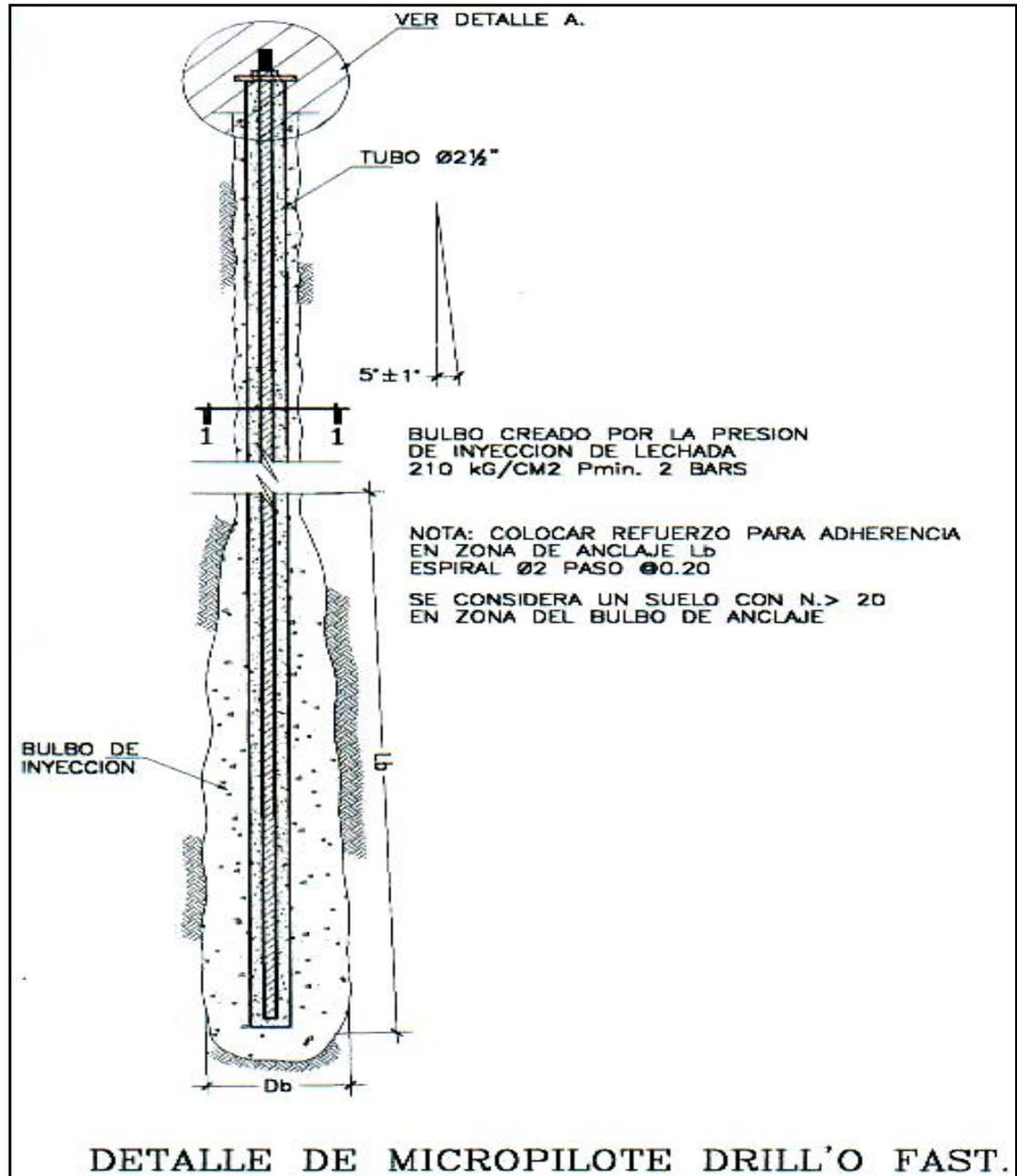


figura 5.2 Detalle de micropilote DRILL' O FAST².

² FUENTE: VENTAJAS CONSTRUCTIVAS, S.A. DE C.V.

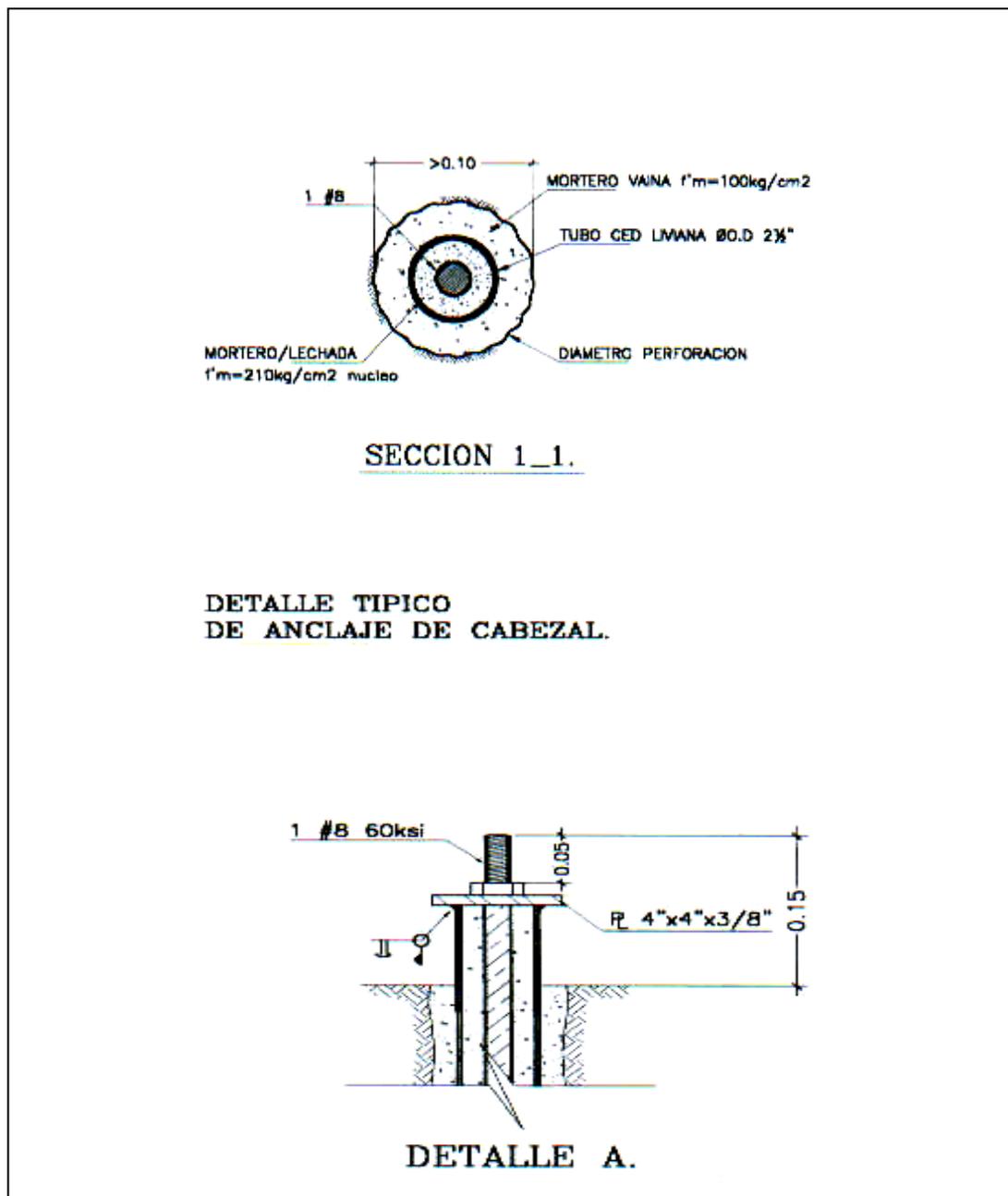


Figura 5.3 Detalle de la sección del micropilote y detalle típico de anclaje de cabezal

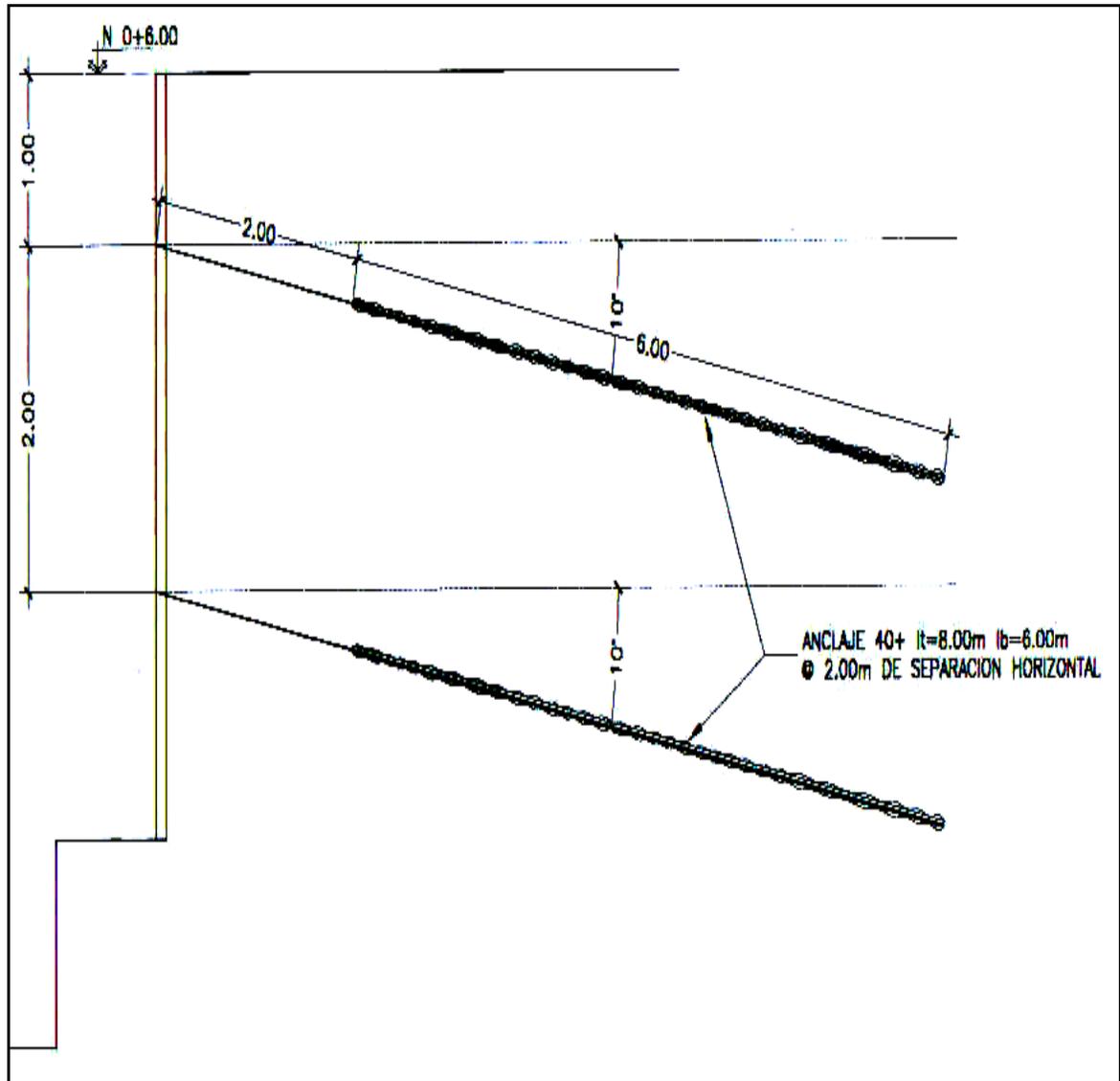


Figura 5.4 Distribución de anclajes tipo DRILL' O FAST²

² FUENTE: VENTAJAS CONSTRUCTIVAS, S.A. DE C.V.

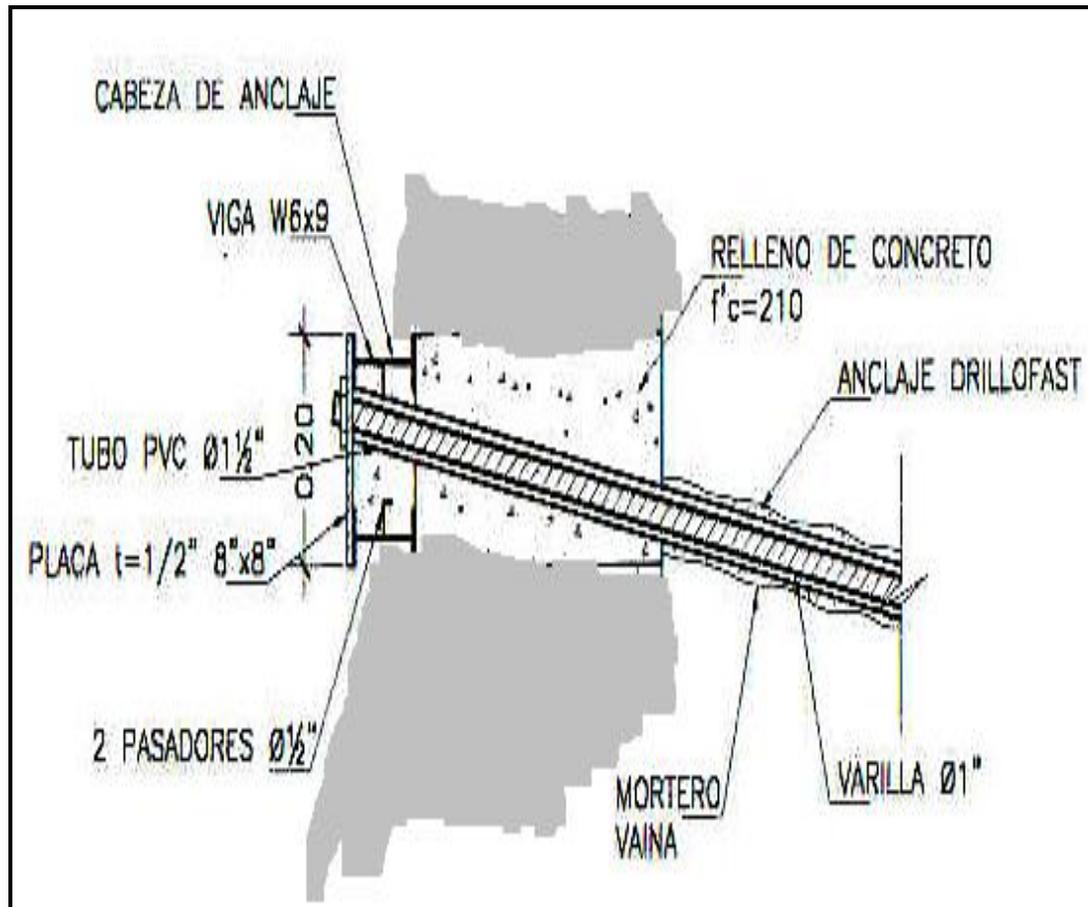


FIGURA 5.5 Detalle de cabeza de anclaje, relleno de concreto y mortero vaina.²

² FUENTE: VENTAJAS CONSTRUCTIVAS, S.A. DE C.V.

5.3 Diseño de anclajes.¹

A continuación se presenta el diseño de los anclajes para la estabilización de los taludes, del proyecto de la RESIDENCIA VIDES.

DATOS GENERALES.

$H = 4.0$ m. (altura del muro)

$\omega = 0.0^\circ$ (ángulo formado por el respaldo del muro y la vertical.)

$\beta = 0.0^\circ$ (ángulo de inclinación de superficie de relleno.)

$\Phi = 30.0^\circ$ (ángulo de fricción interna del suelo.)

$\delta = 0.0^\circ$ (ángulo de fricción entre suelo y muro.)

$\rho = 1.70$ ton/m³ (densidad del suelo.)

CÁLCULO DE PRESIONES PARA ESTABILIZAR EL ÁREA DE FALLA:

$$Pa \approx \frac{1}{2} ka \gamma H$$

$$ka \approx \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2}$$

como: $\omega = 0.0^\circ$, $\beta = 0.0^\circ$, $\Phi = 30.0^\circ$, $\delta = 0.0^\circ$ se tiene la siguiente ecuación:

$$ka \approx \frac{\cos^2(\phi)}{\left[1 + \sqrt{\sin^2 \phi}\right]^2}$$

$$ka \approx \frac{\cos^2(30)}{\left[1 + \sqrt{\sin^2 30}\right]^2} = 0.33$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES EN LA ECUACIÓN DE PA.

$$Pa = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 1.7 \times 4 = 1.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

ENCONTRANDO EL ÁREA PARA UN ANCLA SE TIENE:

NOTA: Se usará el ancla tipo “MR-2” Con tensión de 15 kips. Equivalente a 6.82 ton, ver tabla N ° 5.2

$$A_{\text{ancla}} = \frac{T_{\text{anclaje}}}{Pa} = \frac{6.82 \text{ ton}}{1.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 6.09 \frac{\text{m}^2}{\text{ancla}}$$

**EL ESPACIAMIENTO DE LAS ANCLAS TANTO HORIZONTAL
COMO VERTICAL SE ENCUENTRA A CONTINUACIÓN:**

Como se tiene una altura de 4.0 m se recomienda utilizar una separación vertical(S_v) de 1.5 m.

$$Sh = \frac{A_{ancla}}{S_v} = \frac{6.09m^2}{1.5m} = 4.06m$$

**Mediante la siguiente ecuación se determina la ubicación vertical
con respecto al pie del talud:**

$$n = \frac{H}{S_v} = \frac{4}{1.5} = 2.7 \cong 3 \text{ filas}$$

$$h_i = \frac{H}{n \text{ filas}} n_i - \frac{H}{2 \times n \text{ filas}}$$

para la primera fila:

$$h_1 = \frac{4}{3} \times 1 - \frac{4}{2 \times 3} = 0.67m.$$

para la segunda fila:

$$h_2 = \frac{4}{3} \times 2 - \frac{4}{2 \times 3} = 2.0m.$$

para la tercera fila:

$$h_3 = \frac{4}{3} \times 3 - \frac{4}{2 \times 3} = 3.33m.$$

**ENCONTRANDO LA LONGITUD DE LAS ANCLAS SEGÚN ALTURA
DE FILAS:**

$$D_{falla} = h_i \times \tan \phi$$

$$D_{falla_1} = 0.67 \times \tan 30 = 0.38m$$

$$D_{falla_2} = 2.0 \times \tan 30 = 1.15m$$

$$D_{falla_3} = 3.33 \times \tan 30 = 1.92m$$

LONGITUD DE ANCLAJE:

Para encontrar la longitud de las anclas se toma en consideración el ángulo de fricción interna del suelo y la separación vertical de estas

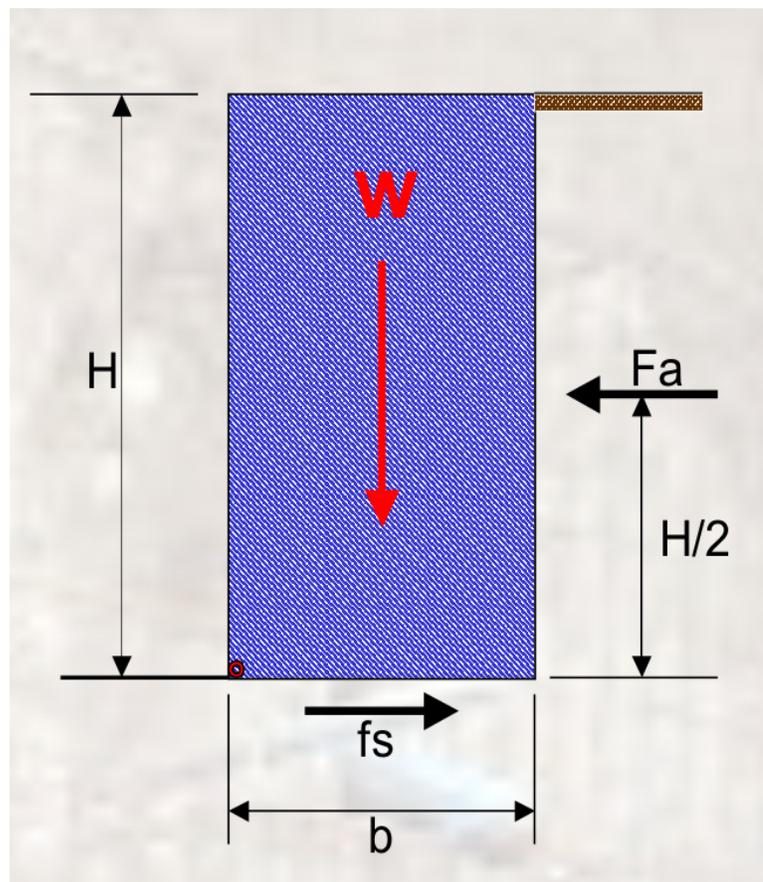


FIGURA: 5.6 Diagrama de distribución de fuerzas.

LONGITUD MÍNIMA DE LAS ANCLAS SEGÚN UBICACIÓN:

$$L_{\min i m a_i} = D_{f a l l a_i} + 2m$$

$$L_{\min i m a_1} = 0.38 + 2 = 2.38 \cong 3.00 m$$

$$L_{\min i m a_2} = 1.15 + 2 = 3.15 \cong 4.50 m$$

$$L_{\min i m a_3} = 1.92 + 2 = 3.92 \cong 4.50 m$$

NOTA: Los valores anteriormente obtenidos de las longitudes mínimas, se aproximan a valores comerciales debido a que las piezas en el mercado internacional se consiguen en longitudes de 1.50 m

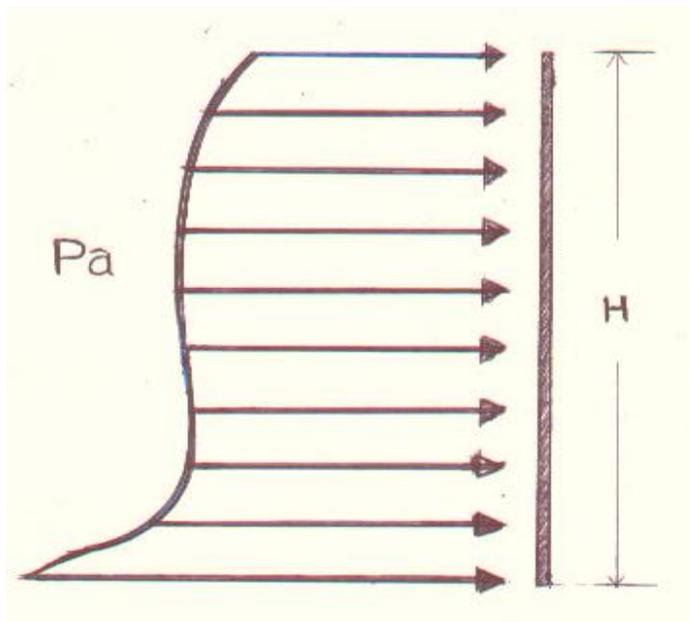


FIGURA 5.7: Diagrama de presiones de Williams Peck, generadas por el suelo.

REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL DEL MURO:

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

La capacidad por deslizamiento esta dada por la fricción que se genera en la superficie de contacto del bloque de tierra. estabilizado al nivel del pie del muro.

El empuje total "Fa" debe ser contrarrestado por la fricción "fs", por lo tanto para este caso tenemos:

$b = 3.15 \text{ m.}$ (Longitud promedio de anclajes)

$H = 4.0 \text{ m.}$ (altura del muro)

$\rho = 1.70 \text{ ton./m}^3$ (densidad del suelo.)

$Pa = 1.2 \text{ ton./m}^2$

Peso del bloque de tierra

$$W \approx H \times b \times \rho \approx 4.0 \text{ m} \times 3.15 \text{ m} \times 1.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \approx 21.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Empuje total en el bloque

$$Fa \approx Pa \times H \approx 1.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \times 4.0 \text{ m} \approx 4.80 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Empuje total en el bloque mas sismo

$$F_{as} \approx 1.20 \times F_a \approx 1.20 \times 4.80 \frac{\text{Ton}}{m} \approx 5.76 \frac{\text{Ton}}{m}$$

Fricción resistente al empuje:

$$f_s \approx W \times \tan(\phi) \approx 21.4 \frac{\text{Ton}}{m} \times \tan(30.0^\circ) \approx 12.36 \frac{\text{Ton}}{m}$$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

Si $\frac{f_s}{F_{as}} \geq 1.50$ entonces la condición es "ACEPTABLE"

$$\frac{f_s}{F_{as}} \approx \frac{12.36}{5.76} \approx 2.1 \text{ "ACEPTABLE"}$$

Estabilidad al Volteo: La capacidad del muro para resistir el volteo generado por el empuje total "Fa" esta dada por le momento resistente, generado por la acción de "W" por el brazo desde su línea de acción hasta el punto de volteo "o" siendo este 1/2b. entonces tenemos:

Momento de Volteo Bloque de tierra "Mv"

$$Mv \approx Fas \times \frac{1}{2}H \approx 5.76 \frac{\text{Ton}}{m} \times \frac{1}{2} \times 4.0m \approx 11.52 \text{ Ton}$$

Momento Resistente del Bloque de tierra "Mr"

$$Mr \approx W \times \frac{1}{2}b \approx 21.4 \frac{\text{Ton}}{m} \times \frac{1}{2} \times 3.15m \approx 33.70 \text{ Ton}$$

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO

Si $\frac{Mr}{Mv} \geq 1.50$ entonces la condición es "ACEPTABLE"

$$\frac{Mr}{Mv} \approx \frac{33.70}{11.52} \approx 2.90 \text{ "ACEPTABLE"}$$

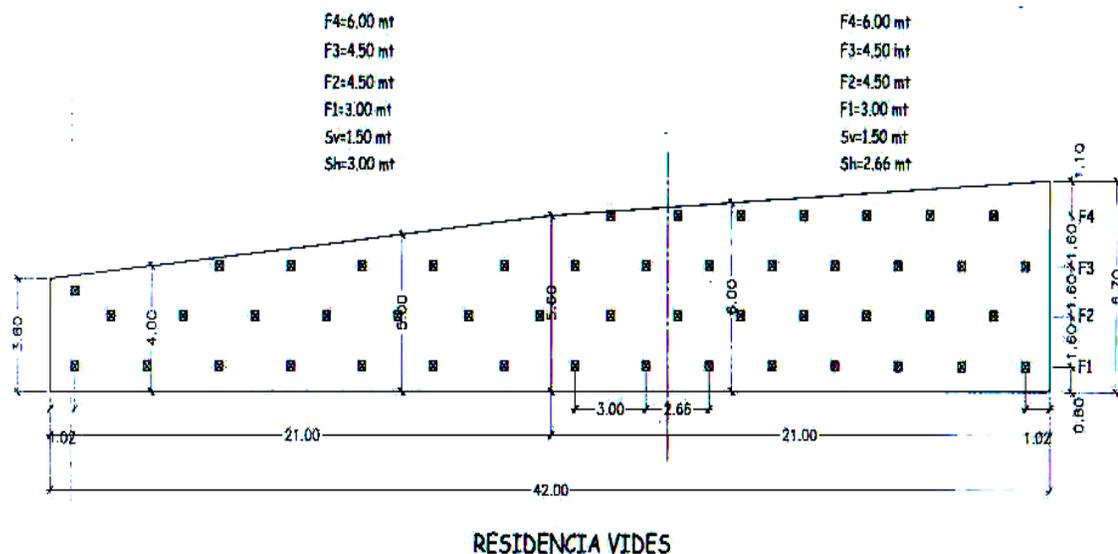


Figura 5.8 Distribución de Anclajes en Muro.

A continuación se presenta la tabla N° 5.1 presentando el resumen de anclas obtenidas del diseño anteriormente descrito.¹

ANCLAJES	MR-2	ALL TREAD	COUPLER	TUERCAS	ARANDELAS
3,00 mt	15,00	15,00	-	15,00	15,00
4.50 mt	29,00	43,50	29,00	29,00	29,00
6,00 mt	8,00	16,00	8,00	8,00	8,00
TOTALES	52,00	74,50	37,00	52,00	52,00

Tabla N° 5.1 Resumen de anclas y piezas a utilizar según diseño anterior

¹ FUENTE: C.P.K. CONSULTORES S.A. DE C.V.-

TIPOS DE ANCLAJES MANTA RAY.								
Anclajes Básicos	Profundidad de instalación		Fuerza Ultima		Peso del ancla		Área de influencia	
	Pies	m.	Kips	KN	Lbs	Kg.	Pulg.	cm.
Manta Ray MK – B	14 a 30	4 a 10	40	178	80	36	368	2374
Manta Ray MR – SR	7 a 30	2 a 10	40	178	21	9.5	142	916
Manta Ray MR – 1	7 a 30	2 a 10	40	178	12	5.4	71	458
Manta Ray MR – 2	7 a 30	2 a 10	40	178	10	4.5	41	265
Manta Ray MR – 3	7 a 20	2 a 6	20	89	6	2.7	34	219
Manta Ray MR – 4	7 a 20	2 a 6	16	71	4	1.8	17	110
Manta Ray MR – 88	3 a 10	1 a 3	10	45	2	1	10	65

Tabla N° 5.2 Tipos de anclas

5.4 Diseño de pantalla

5.4.1 Acero de Refuerzo en Muro.

El diseño del acero es por temperatura y para Losas ACI 318-95, recomienda $\rho = 0.002$; por lo que se analizará un área de 1 m^2

$$A_{smín} \approx \rho \times b \times d$$

$$A_{smín} \approx 0.002 \times 100 \times 5 \approx 1 \text{ cm}^2$$

Donde:

ρ : % de refuerzo.

b: Ancho de análisis 100 cms.

d: Recubrimiento 5 cms.

ESPECIFICACIONES DEL ARMADO POR TEMPERATURA PARA DIFIRENTES ESPEORES DE CONCRTO SEGÚN ACI318 – 95				
Espesor de concreto	Especificaciones de la malla para $F_y = 5000$ kg/cm^2	Ast sección especificada cm^2/m	Ast Mínimo cm^2/m	
5 y 6 cm	6x6 - 6 / 6	1.23	0.91	
8 y 9 cm	6x6 - 4 / 4	1.69	1.52	
12 cm	6x6 - 3 / 3	1.97	1.82	
6 x 6	6 / 6		Calibre	Diámetro de acero mm.
Dimensión en pulgadas de la cuadrícula	Calibre del acero		6	4.88
			4	5.72
			3	6.19

Tabla N° 5.3 Espesores de concreto y el acero mínimo requerido.

5.5 Procesos constructivo para estabilización de taludes

5.5.1 Manta-Ray.¹

Una vez realizada la visita de campo y analizado el Estudios de Suelos, se procede al diseño del muro, tomando en consideración la altura del talud, y las características del suelo, una vez realizado el diseño se procede a la ejecución, mostrando el proceso constructivo siguiente:

1. Perfilado de terreno, que consiste en venir bajando verticalmente de la parte alta 1.5 m. hacia abajo en todo lo largo del frente del muro a elaborar, siempre y cuando su horizontalidad lo permita.(ver foto N° 5.2)



FOTO N° 5.2

2. Trazo de los puntos de anclajes de acuerdo a diseño, respetando la separación vertical y horizontal entre cada ancla (ver foto N° 5.3)



FOTO N° 5.3

3. La perforación se puede hacer manual o mecánicamente (barreno hidráulico) dejando por lo menos 3', de la profundidad de anclaje sin perforar; con el objeto de percutar con un martillo hidráulico para que el ancla pueda desarrollar su rotación al halarlos(ver foto N° 5.4).



FOTO N° 5.4

4. Percusión de anclas hasta llegar a la profundidad diseñada.



FOTO N° 5.5

5. Colocación de malla que consiste en un tejido de acero a cada 25 cms. ambos sentidos por lo que se colocará una Electro-malla 6"x6" 10/10, anclada al talud y separada de la superficie ± 5 cm (ver foto N° 5.6).



FOTO N° 5.6

6. Seguidamente se procede al trazo y colocación de los drenajes ó barbacanas en toda la cara del talud (ver foto N° 5.7)



FOTO N° 5.7

7. Se delimita la línea de construcción del muro como sigue: Se colocan riostras horizontales y verticales las cuales pueden ser de madera o varillas de acero de diámetro considerable para evitar el des-alineamiento horizontal y vertical (ver foto N° 5.8)



FOTO N° 5.8

8. Se humedece la superficie, luego se procede a lanzar la primera capa de concreto $f'c = 210 \text{ Kg./cm.}^2$ de manera que cubra la electro-malla, dejando transcurrir un período de 8 horas ((ver foto N° 5.9)



FOTO N° 5.9

9. Colocación de placa en cabeza de ancla de lámina de acero de 1/4" x 25 x 25 cm perforada al centro (ver foto N° 5.10).



FOTO N° 5.10

10. Al colocar las placas se pos-tensa cada una de estas aplicando presión equivalente a 15 Kips con gato hidráulico, con el fin de distribuir presiones (ver foto N° 5.11).



FOTO N° 5.11

11. Una vez pos-tensado se procede a roscar puntos para fijar presiones (ver foto N° 5.12).



FOTO N° 5.12

12. Se procede a lanzar la segunda capa de concreto hasta llegar al espesor requerido de 10 cm cubriendo así todas las placas (ver foto N° 5.13)



FOTO N° 5.13

13. Se revisa el alineamiento vertical y horizontal de la superficie, luego se procede a dar el acabado final del muro¹ (ver fotos 5.14 y 5.15)



FOTO N° 5.14



FOTO N° 5.15

¹ FUENTE: CPK CONSULTORES, S.A. DE C.V.

5.5.2 Drill Fast.²

Una vez hecha la visita al lugar y estudiado el análisis de Estudios de Suelos, se procede al diseño pertinente del sistema de muro. El cual describimos a continuación:

1. Se recibe el perfilado de terreno, que consiste en venir bajando verticalmente de la parte alta 1.5 mts. hacia abajo en todo lo largo del frente del muro a elaborar, siempre y cuando su horizontalidad lo permita (ver foto N° 5.16).



2. Trazo de los puntos de anclajes de acuerdo a diseño, respetando la separación vertical y horizontal entre cada ancla (ver foto N° 5.17).



FOTO N° 5.17

3. Perforación de anclas mediante un equipo perforador neumático de roto percusión con martillo de cabeza, o con motor rotativo hidráulico asistido por un mini cargador utilizando un barreno continuo (ver foto N° 5.18 y N° 5.19).



FOTO N° 5.18

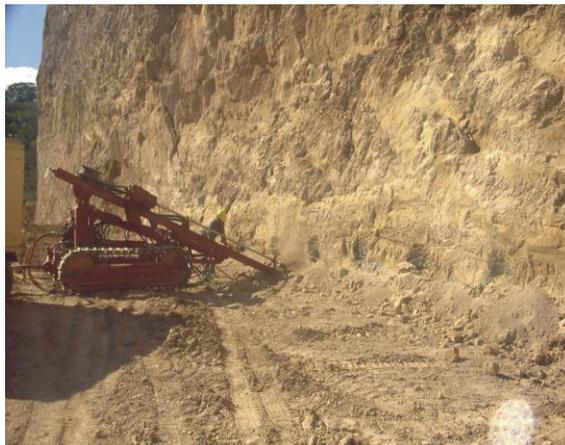


FOTO N° 5.19

4. Fabricación y preparación de los micropilotes el consiste en preparar un tubo de hierro $\text{Ø } 2 \frac{1}{2}$ " perforando el tubo a cada metro en cuatro agujeros a 0° , 90° , 270° y 360° ; e incorporando hierro helicoidal al contorno del tubo para lograr mejor adherencia (ver foto N° 5.20).



FOTO N° 5.20

5. Una vez introducido el tubo, se procede a la inyección de la lechada o mortero realizada por circulación inversa. El mortero se coloca mediante el uso de un tubo TREMI por el interior de la armadura y la perforación, desplazando en su camino a los detritus de perforación y conformando la vaina (ver foto N° 5.21 y figura 5.9).



FOTO N° 5.21 instalación de micro pilote ya inyectado

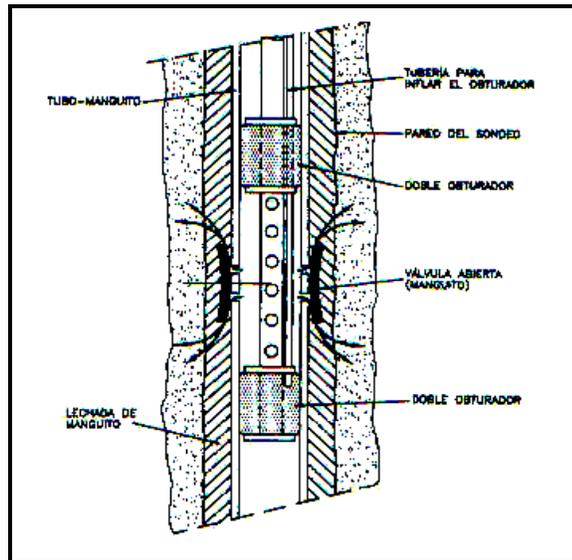


figura N° 5.9 Inyección con lechada de la vaina.

6. Colocación de malla que consiste en un tejido de hierro liso de 1/4" a cada 25 cms. ambos sentidos o electro-malla 6"x6" 10/10 equivalente, anclada al perfilado separada de la superficie ± 5 cm. El acero es por temperatura y para Losas ACI 318-95, recomienda $\rho = 0.002$ (ver foto N° 5.22).

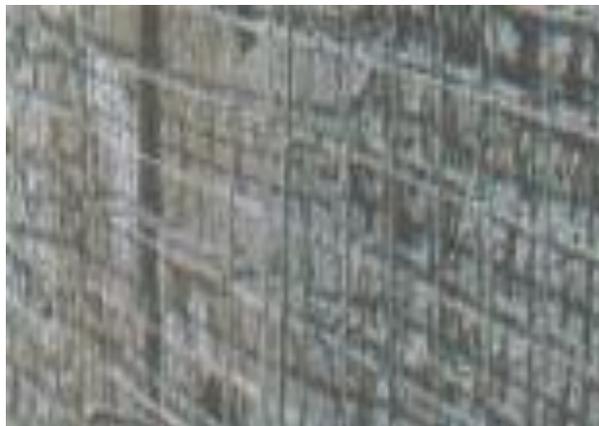


FOTO N° 5.22

7. Colocación de placa en cabeza de ancla de lámina de acero, de 1/4" x 25 x 25 cm perforada al centro (ver foto N° 5.23).



FOTO N° 5.23

8. Lanzamos la primera capa de concreto lanzado $F'c = 210 \text{ Kg./cm.}^2$ de manera que cubra la malla, dejando que fragüe 8 horas. Justamente antes de esta actividad se procede a humedecer la superficie a colar para mejorar la adherencia entre el concreto y superficie, para evitar los esfuerzos de contracción en el concreto (ver foto N° 5.24).



9. Una vez terminada esta última actividad se procede a lanzar la segunda capa de concreto hasta llegar al espesor requerido de 10 cm cubriendo así el plaqueado² (ver foto N° 5.25).



FOTO N° 5.25

10. Se chequean plomos cuando se requiera y se finaliza con los trabajos de albañilería , dando el acabados final del muro (ver foto N° 5.26).



² FUENTE: VENTAJAS CONSTRUCTIVAS S.A. DE C.V.

5.6 EVALUACIÓN DE COSTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS APLICADO A UN EJEMPLO ESPECÍFICO (MANTA-RAY).

Este apartado tiene como objeto determinar, por medio de un ejemplo real ó una aplicación práctica, el costo por metro cuadrado de muro construido a través de anclas y revestido con concreto lanzado.

Los datos que se utilizan para evaluar el costo del muro y los rendimientos de mano de obra y equipo corresponden a la empresa y para el proyecto en particular, por lo que tendrán que analizarse para cada empresa, proyecto y periodo específico. Además se hace una descripción de los materiales, mano de obra y equipos utilizados en la construcción de muros tipo **Manta Ray**.

MATERIALES

Materiales importados:

Estos materiales son importados del extranjero (EE.UU.), los cuales están constituidos por: Las anclas (MR-SR, MR-1, MR-2, MR-3, MR-4 y MR-88), Barra de tiro roscada 10 pies de Longitud, Tuercas, Arandelas y Acoples.

Materiales Nacionales.

Estos materiales se encuentran en el mercado nacional los cuales son:

- Concreto tipo Gunita ó Concreto Lanzado.
- Cemento Pórtland.
- Arena.
- Hierros y/o Electro-mallas.
- Maderas.

MANO DE OBRA UTILIZADA EN EL PROYECTO:

Tabla N° 5.4 RENDIMIENTOS DE MANO DE OBRA.		
ACTIVIDAD	UNIDADES	CANTIDAD PROMEDIO.
TRAZO. 1 Maestro y 3 Auxiliares.	M ² /DÍA	395.06
PERFORACIÓN DE ANCLAS. 3 Auxiliares.	ML/DÍA	30.75
PERCUSIÓN DE ANCLAS. 3 Auxiliares.	ML/DÍA	34.12
POST-TENSADO DE ANCLAS. 3 Auxiliares.	ML/DÍA	39.75
COLOCACIÓN DE MALLA. 4 Auxiliares.	M ² /DÍA	92.40
PERFORACIÓN DE BARBACANAS. 3 Auxiliares.	UNID/DIA	30.00
COLOCACIÓN DE PLACAS. 3 Auxiliares.	UNID/DIA	20.00
CUADRILLA DE COLADO. 1 Operador de bomba, 1 Operador de compresor y 8 Auxiliares.	m ³ /DÍA	15.00

EQUIPO.

Básicamente estos están divididos en dos grupos de Equipos:

- a) Equipos para Anclar.
 - Gato hidráulico.
 - Equipo de percusión

- b) Equipos para Concreto Lanzado.

Estos equipos son los utilizados para la perfecta colocación del concreto Lanzado:

- Bomba de Concreto.
- Accesorios shotcrete.
- Compresor 185 CFM.

EJEMPLO DE CONSTRUCCIÓN DE MURO MANTA RAY

Se desea construir un Muro Tipo Manta Ray revestido con Concreto Lanzado de mezcla húmeda para estabilizar un talud de aproximadamente 225.75 m² y altura variable, espesor de 10 cms con refuerzo de malla 6x6 10/10, en La Residencia Vides, Ubicada en Quintas de Santa Elena, Departamento de La Libertad.

- c) Materiales Importados: básicamente el cálculo de estos es obtenido del diseño tal como se muestra en la tabla N ° 5.1

ANCLAJES	MR-2	ALL TREAD	COUPLER	TUERCAS	ARANDELAS
3,00 m.	15,00	15,00	-	15,00	15,00
4.50 m.	29,00	43,50	29,00	29,00	29,00
6,00 m.	8,00	16,00	8,00	8,00	8,00
TOTALES	52,00	74,50	37,00	52,00	52,00

- d) Materiales Nacionales.

- Concreto Lanzado o tipo gunita.

El concreto lanzado que se utilizará para la construcción de este muro es de resistencia 210 Kg/cm² Distribuido por las empresas concreteras del país a un costo por metro cúbico de aproximadamente \$80.00 y su cálculo es como sigue:

$$Vol. \approx Area\ muro \times Espesor\ muro \times Desp.(25\%)$$

$$Vol. \approx 225.75 \times 0.10 \times 1.25 \approx 28.22\ m^3$$

A esto hay que aumentarle 0.75 m³ por tolva de bomba impulsora y tubería, por lo tanto el volumen total es:

$$Vol. \approx 29\ m^3$$

➤ Cemento Pórtland Tipo I.

El cemento Pórtland se utiliza para hacer un “grout” (cemento y arena); pobre para recubrir el ancla del suelo.

Se estima que se utilizan 0.30 bolsas / m², más un 5% de desperdicio.

Para el proyecto se necesitan:

$$0.30 \frac{\text{bolsas}}{\text{m}^2} \times 225.75 \text{ m}^2 \times 1.05 \approx 71 \text{ bolsas}$$

➤ Arena.

La arena se utiliza para hacer un “grout” (cemento y arena); pobre para recubrir el ancla del suelo.

Se estima que se utilizan 0.02 m³/m² más un 5% de desperdicio.

Para el proyecto se necesitan:

$$0.02 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \times 225.75 \text{ m}^2 \times 1.05 \approx 4.7 \cong 5 \text{ m}^3$$

➤ Hierros y/o Electro-mallas.

Malla 6”x6” 10/10; con las siguientes características: Largo 6.00 mts, Ancho 2.35 m., área bruta 14.10 m²; área neta por temperatura 11.68 m².

Para el proyecto se necesitan:

$$\frac{225.75 \text{ m}^2}{11.68 \text{ m}^2/\text{pieza}} \approx 19.33 \approx 20 \text{ piezas}$$

Hierro Ø ½"; G60°; se estima que se utilizan 0.025 qq./ancla, más un 5% de desperdicio.

$$0.025 \frac{\text{qq}}{\text{ancla}} \times 52 \text{ ancla} \times 1.05 \approx 1.36 \cong 2 \text{ qq}$$

➤ Maderas.

Cuartón de 4 vrs. Se utiliza para delimitar el muro; del plano se obtiene que son 52.30 m.

$$\frac{52.30 \text{ ml}}{3.34 \text{ ml}/\text{unid}} \approx 15.66 \approx 16 \text{ unidades}$$

➤ Barbacanas.

Se utilizan tubos de PVC Ø 2 ½"; de 0.80 m. de longitud

Se estima que se utilizan $0.33 \frac{\text{unid.}}{\text{m}^2}$

$$0.33 \frac{\text{unid.}}{\text{m}^2} \times 225.75 \text{ m}^2 \approx 74.50 \text{ unid} \times 0.80 \frac{\text{ml}}{\text{unid}} \cong 59.6 \text{ ml}$$

$$59.6 \text{ ml} \times \frac{\text{tubo}}{6 \text{ ml}} \approx 9.93 \cong 10 \text{ tubos}$$

MANO DE OBRA

TABLA 5.5 RESUMEN DE LOS SALARIOS			
CARGO	SALARIO DIA	PRESTACIONES	SALARIO REAL
MAESTRO DE OBRA	\$17,14	1,41	\$24,17
OBRERO	\$8,86	1,41	\$12,49
AUXILIAR	\$7,22	1,5	\$10,83

1) TRAZO

1 Maestro de Obra y 3 Auxiliares realizan

$$395.06 \frac{m^2}{dia}$$

$$\frac{225.75 m^2}{395.06 m^2 / dia} \approx 0.60 \approx 1 dia$$

Esta actividad cuesta diariamente:

$$Maestro de Obra + 3 Auxiliar \approx \$24.17 + 3 \times \$10.83 \approx \$ 56.66/día$$

2) PERFORACIÓN.

$$3 Auxiliares realizan 30.75 \frac{ml}{dia}$$

Para nuestro caso y obtenido del plano de diseño.

$$1 \text{ Fila} \rightarrow 15 \text{ unidades} \times 1.50 \text{ mts} \approx 22.50 \text{ ml}$$

$$2 \text{ Fila} \rightarrow 14 \text{ unidades} \times 3.00 \text{ mts} \approx 42.50 \text{ ml}$$

$$3 \text{ Fila} \rightarrow 13 \text{ unidades} \times 3.00 \text{ mts} \approx 39.00 \text{ ml}$$

$$4 \text{ Fila} \rightarrow 7 \text{ unidades} \times 4.50 \text{ mts} \approx 31.50 \text{ ml}$$

$$\text{Total} \approx 135.00 \text{ ml}$$

$$\frac{135 \text{ ml}}{30.75 \text{ ml/dia}} \approx 4.39 \approx 4 \text{ dias}$$

Esta actividad cuesta diariamente:

$$3 \text{ Auxiliar} \approx 3 \times \$10.83 \approx \$32.49/\text{dia}$$

3) PERCUSIÓN DE ANCLAS.

$$3 \text{ Auxiliares} \text{ realizan } 16.12 \frac{\text{ml}}{\text{dia}}$$

Para nuestro caso y obtenido del plano de diseño.

$$1 \text{ Fila} \rightarrow 15 \text{ unidades} \times 1.50 \text{ mts} \approx 22.50 \text{ ml}$$

$$2 \text{ Fila} \rightarrow 14 \text{ unidades} \times 1.50 \text{ mts} \approx 21.00 \text{ ml}$$

$$3 \text{ Fila} \rightarrow 13 \text{ unidades} \times 1.50 \text{ mts} \approx 19.50 \text{ ml}$$

$$4 \text{ Fila} \rightarrow 7 \text{ unidades} \times 1.50 \text{ mts} \approx 10.50 \text{ ml}$$

$$\text{Total} \approx 73.50 \text{ ml}$$

$$\frac{73.5 \text{ ml}}{16.12 \text{ ml/dia}} \approx 4.55 \approx 5 \text{ dias}$$

Esta actividad cuesta diariamente:

$$3 \text{ Auxiliar} \approx 3 \times \$10.83 \approx \$32.49/\text{dia}$$

4) POST-TENSADO.

$$3 \text{ Auxiliares} \text{ realizan } 9 \frac{\text{unid}}{\text{dia}}$$

Para nuestro caso y obtenido del plano de diseño.

$$\frac{52 \text{ unid}}{9 \text{ unid/dia}} \approx 5.78 \approx 6 \text{ dias}$$

Esta actividad cuesta diariamente:

$$3 \text{ Auxiliar} \approx 3 \times \$10.83 \approx \$32.49 / \text{dia}$$

5) COLOCACIÓN DE MALLA.

$$4 \text{ Auxiliares} \text{ realizan } 92.40 \frac{m^2}{\text{día}}$$

Para nuestro caso y obtenido del plano de diseño.

$$\frac{225.75 m^2}{92.40 m^2 / \text{dia}} \approx 2.44 \approx 2 \text{ dias}$$

Esta actividad diariamente cuesta:

$$4 \text{ Auxiliar} \approx 4 \times \$10.83 \approx \$43.32 / \text{dia}$$

➤ Perforación de Barbacanas.

$$4 \text{ Auxiliares} \text{ realizan } 30 \frac{\text{unid}}{\text{día}}$$

$$\frac{75 \text{ unid}}{30 \text{ unid} / \text{dia}} \approx 2.5 \approx 3 \text{ dias}$$

6) COLOCACIÓN DE PLACAS.

$$3 \text{ Auxiliares } \text{ realizan } 20 \frac{\text{unid}}{\text{dia}}$$

Para nuestro caso y obtenido del plano de diseño.

$$\frac{52 \text{ unid}}{20 \text{ unid}/\text{dia}} \approx 2.6 \approx 3 \text{ dias}$$

Esta actividad cuesta diariamente:

$$3 \text{ Auxiliar} \approx 3 \times \$10.83 \approx \$32.49/\text{dia}$$

7) CUADRILLA DE COLADO.

$$\text{Una Cuadrilla de concreto lanzado } \text{ realizan } 30 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

$$\frac{29 \text{ m}^3}{30 \text{ m}^3/\text{dia}} \approx 0.97 \approx 1 \text{ dia}$$

Nota: Está actividad se realiza en dos etapas (primera y segunda capa)

por lo que el período de ejecución es de 2 días.

Esta actividad cuesta diariamente:

$$2 \text{ Obreros} + 10 \text{ Auxiliares} \approx 2 \times \$12.49 + 10 \times \$10.83 \approx \$120.79 / \text{dia}$$

EQUIPO.

El equipo a utilizar para este proyecto será suministrado por empresas nacionales dedicadas a la renta de esta maquinaria; las cotizaciones suministradas por estas empresas a la fecha de elaborar este proyecto a parece en la tabla N° 5.6

TABLA 5.6 EQUIPOS	
EQUIPO	RENTA DIARIA
PLANTA HIDRÁULICA 18 HP.	\$45,71
MARTILLO HIDRÁULICO.	\$22,86
GATO HIDRÁULICO.	\$22,86
MANERAL HIDRÁULICO.	\$22,86
BOMBA DE CONCRETO.	\$114,29
ACCESORIOS DE CONCRETO LANZADO (MANGUERAS, REDUCTORES, ETC.)	\$57,14
COMPRESOR 185 CFM.	\$114,29
ANDAMIOS.	\$6,07

TABLA 5.7 PROYECTO: MURO MANTA RAY RESIDENCIA VIDES

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U. (\$)	SUBTOTAL
1.00	MATERIALES EXTRANJEROS.				
	ANCLAJE MR-2	52.00	U	\$34.65	\$1,801.80
	BARRA DE TIRO ROSCADA (ALL TREAD 10')	75.00	U	\$15.83	\$1,187.25
	TUERCA	52.00	U	\$2.85	\$148.20
	ARANDELAS	52.00	U	\$0.60	\$31.20
	ACOPLES (COUPLER)	37.00	U	\$9.50	\$351.50
2.00	MATERIALES NACIONALES.				
	PLACAS DE ANCLAJES 25x25 CMS, e=1/4"; LÁMINA DE HIERRO NEGRO.	52.00	U	\$5.14	\$267.28
	ELECTROMALLA 6"X6" 10/10	20.00	PIEZA.	\$9.00	\$180.00
	HIERRO #4	2.00	QQ.	\$20.40	\$40.80
	CONCRETO LANZADO (GUNITA)	29.00	M3	\$80.00	\$2,320.00
	CUARTON 4 VRS.	16.00	U	\$2.88	\$46.08
	CEMENTO PORTLAND TIPO I	71.00	BOLSA.	\$4.34	\$308.14
	TUBO PVC Ø 2 1/2"	10.00	U	\$18.88	\$188.80
	ARENA DE RIO.	5.00	M3	\$7.43	\$37.15
	COMBUSTIBLE	6.00	GLN	\$1.94	\$11.64
3.00	MANO DE OBRA..				
	TRAZO.	1.00	DÍA	\$56.66	\$56.66
	PERFORACIÓN	4.00	DÍA	\$32.49	\$129.96
	PERCUSIÓN DE ANCLAS.	5.00	DÍA	\$32.49	\$162.45
	POST-TENSADO.	6.00	DÍA	\$32.49	\$194.94
	COLOCACIÓN DE MALLA Y BARBACANAS.	5.00	DÍA	\$43.32	\$216.60
	COLOCACIÓN DE PLACAS	3.00	DÍA	\$32.49	\$97.47
	CUADRILLA DE COLADO.	2.00	DÍA	\$120.79	\$241.58
	CURADO.	1.00	DÍA	\$32.49	\$32.49
4.00	EQUIPOS.				
	PLANTA HIDRÁULICA 18 HP.	15.00	DÍA	\$45.71	\$685.65
	MARTILLO HIDRÁULICO	4.00	DÍA	\$22.86	\$91.44
	GATO HIDRÁULICO.(ANCHOR LOCKER)	5.00	DÍA	\$22.86	\$114.30
	MANERAL HIDRÁULICO.	5.00	DÍA	\$22.86	\$114.30
	BOMBA DE CONCRETO	2.00	DÍA	\$114.29	\$228.58
	ACCESORIOS SHOTCRETE (MANGUERA, REDUCTORES)	2.00	DÍA	\$57.14	\$114.28
	COMPRESOR 185 CFM-125 PSI.	2.00	DÍA	\$114.29	\$228.58
	ANDAMIOS.	23.00	MES	\$6.07	\$139.61
	TOTAL				\$ 9,768.73
	AREA DE CONSTRUCCIÓN	225.75 m2	COSTO M2		\$ 43.27 / m2

5.7 ANÁLISIS COMPARATIVO COSTO-TIEMPO EN LA APLICACIÓN DE CONCRETO LANZADO Y CONCRETO DE COMPORTAMIENTO NORMAL.

En este apartado se realizara una comparación costo-tiempo de dos proyectos reales elaboradas a base de concreto hidráulico, en la cual se muestren las dos opciones: concreto lanzado y concreto convencional; presentándose ambos con las mismas condiciones y características del lugar, para lo cual se iguala la resistencia a la compresión, tomándose como unidad de comparación 1 m². para este caso se tomara el precio índice por metro cuadrado de muro manta-ray el cual es de \$ 43.27 para el área metropolitana obteniéndose este dato del ejemplo anterior. Los datos utilizados en el análisis, materiales, Mano de Obra y Equipos son aquellos que corresponden exclusivamente a la actividad de la construcción de muro.

Para realizar la comparación de costo-tiempo se ilustrara por medio de un ejemplo de un muro construido en el área metropolitana, en la que presentaran los costos índices para cada tipo de muro, describiéndose a continuación.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto en la cual se basa el ejemplo ilustrativo es la Obra de Protección para Estabilización de la Torre No. 2 de CEL, ubicada en el municipio de Santo Tomas-autopista Comalapa al sur del departamento de San Salvador. La obra de protección para la estabilización de la torre N° 2 de CEL, consiste en la construcción de un muro concreto reforzado con una longitud promedio de 33.35 metros y una altura promedio de 3 metros.

Este proyecto se construyó con el proceso constructivo tradicional, el cual consiste en colocación de concreto convencional, realizando cortes y rellenos para la construcción de este, para ello se realizó el análisis respectivo dando un costo de \$ 87.42 / m², y con un período de ejecución de 45 días calendario.

Si el proyecto antes descrito se hubiera ejecutado a base de concreto lanzado con la aplicación de anclas(manta-ray), este presentaría un costo de \$ 46.45 / m², con un periodo de ejecución de 30 días calendario, lo que para este proyecto en particular presenta una pérdida de \$ 40.97 / m², además se prolonga un periodo de 15 días calendario, lo que incurrió en gastos adicionales(ver cuadro de presupuesto y programa de obra).

Proyecto : Muro de Concreto Reforzado CEL							
N°	Descripción	Concreto Convencional				Concreto Lanzado	
		Cantidad	Unid.	P.U.(\$)	Sub total	P. U.(\$)	Sub total
1	Movilización y Traslado	1	SG	\$ 114.28	\$ 114.28	\$114.28	\$ 114.28
2	Trazo y Nivelación	1	SG	\$ 39.68	\$ 39.68	\$ 39.68	\$ 39.68
3	Construcción de Muro.	100	M ²	\$ 79.85	\$ 7,985.00	\$ 43.27	\$ 4,327.00
4	Corte de Material	80	M ³	\$ 2.06	\$ 164.80	\$ -	\$ -
5	Desalojo de Material	80	M ³	\$ 3.43	\$ 274.40	\$ -	\$ -
6	Limpieza general	1	SG	\$ 164.01	\$ 164.01	\$164.01	\$ 164.01
	Total				\$ 8,742.17		\$ 4,644.97
	Área de construcción	100 m2	Costo m ²		\$ 87.42 / m2		\$ 46.45 / m ²

Tabla 5.8 Comparación económica de la aplicación de concreto lanzado y concreto convencional

CAPITULO VI
REVESTIMIENTO DE
ELEMENTOS
ESTRUCTURALES

CAPITULO VI

REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

6.1 GENERALIDADES.

Toda construcción tiene una vida útil. Con base en el estudio y análisis de una estructura determinada, puede determinarse que sus condiciones actuales no son satisfactorias para el uso que se le está dando; puede tener problemas estructurales, estéticos o una combinación de ambos. Mediante la reparación, se pretende alargar o adecuar su vida útil; las causas del deterioro pueden ser muchas y muy variadas: mal diseño, cambio de uso de la estructura, malos materiales, malas prácticas constructivas, exposición a medios agresivos, exceso de cargas, etc.

6.2 DAÑOS ESTRUCTURALES MÁS COMUNES.

Columnas

Los daños más comunes en este tipo de elementos son los siguientes:

- ✓ Grietas diagonales: estas son causadas por cortante o torsión.
- ✓ Grietas verticales: estas son causadas por Flexo compresión.
- ✓ Desprendimiento de recubrimiento: estas son causadas por Flexo compresión.
- ✓ Aplastamiento del concreto: estas son causadas por Flexo compresión.
- ✓ Pandeo de barras: estas son causadas por Flexo compresión.

Vigas

Los daños más comunes en este tipo de elementos son los siguientes:

- ✓ Grietas diagonales: estas son causadas por Cortante o torsión
- ✓ Grietas verticales: estas son causadas por Cortante o torsión
- ✓ Aplastamiento del concreto: estas son causadas por Flexión
- ✓ Pandeo de barras: estas son causadas por Flexión
- ✓ Rotura del refuerzo: estas son causadas por Flexión

Losas

Los daños más comunes en este tipo de elementos son los siguientes:

- ✓ Grieta alrededor de columnas en losas o placas planas: estas son causadas por Penetración.
- ✓ Grietas Longitudinales: estas son causadas por Flexión

Muros de retención

Los daños más comunes en este tipo de elementos son los siguientes:

- ✓ Grietas diagonales.: estas son causadas por cortante.
- ✓ Grietas horizontales.: estas son causadas por Flexo compresión
- ✓ Aplastamiento del concreto: estas son causadas por Flexo compresión
- ✓ pandeo de barras: estas son causadas por Flexo compresión
- ✓ Grietas verticales en las esquinas y centro: estas son causadas por Flexión y volteo.

6.3 REVESTIMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

El primer paso para la posible reparación de una estructura es el reconocimiento de daños existentes en ella.

Columnas

Encamisado con concreto reforzado para columnas, este procedimiento consiste:

1. Retirar el recubrimiento de mortero de la columna, hacer una limpieza previa.
2. Luego se procede a la escarificación del concreto dañado (ver foto N°6.1).



FOTO N° 6.1

3. Una vez escarificado se procede a la perforación del núcleo de la columna, por medio de taladros con alta capacidad, teniendo en cuenta la profundidad del anclaje de los pines y el diámetro de estos, esta perforación debe ser mayor que el diámetro de los pines, con la finalidad de que exista holgura suficiente para colocar el epoxico.

4. Luego se procede a la instalación de los pines, los cuales deben ser de acero corrugado según especificaciones del proyecto pueden ser : N ° 3, 4, 5, 6, y este acero puede ser grado 40 ó grado 60; estos pines son anclados por medio de epoxico, posteriormente se deja un período de secado, según especificaciones de material adherente.
5. Una vez anclado los pines se procede a colocarle el acero vertical y estribos adicionales o malla electro-soldada (ver foto N ° 6.2).



FOTO N° 6.2

6. Posteriormente se humedece el elemento, para la colocación del concreto lanzado; es recomendable encamisar columna en el entrepiso, ya que se obtiene un incremento en su resistencia ante carga axial y fuerza cortante (ver fotos N° 6.3 y 6.4).



FOTO N° 6.3



FOTO N° 6.4

7. Finalmente se procede a realizar el acabado del elemento, el cual consiste en el repello y afinado para dejar una superficie terminada (ver foto N° 6.5).



FOTO N° 6.5

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.

1. En el estudio desarrollado se utilizó cemento tipo I (Pórtland Modificado), con alto contenido de puzolana, el cual incremento la resistencia tanto a compresión como a flexión del concreto lanzado. Además por su alto porcentaje de cemento disminuye el rebote de éste al momento de ser colocado.
2. La granulometría de la arena, utilizada en el diseño de concreto lanzado, procedente de Aguilares Departamento de San Salvador, cumple con los requisitos establecidos por la ASTM C-33, por lo que puede usarse en la fabricación de este tipo de concreto siempre y cuando sean de la misma procedencia.
3. El agregado grueso utilizado en el diseño de concreto lanzado que procede de CANTERA S.A. DE C.V. ubicada en San Diego Departamento la Libertad, no cumple con los requerimientos de la norma ASTM C-33, ya que se sale del rango inferior por ser un agregado muy fino, sin embargo éste no se alteró manteniendo las condiciones iniciales.

4. La prueba de sanidad realizada a los agregados usando sulfato de sodio (So_4Na_2) cumple con los límites establecidos por la norma ASTM C-33, por lo que es satisfactorio para la aplicación de concreto lanzado debido a que estará sometido a intemperismo en relación a los taludes.
5. Los resultados obtenidos en los ensayos de compresión para la mezcla de concreto testigo, presentó resultados que excedieron $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, por lo que los resultados fueron satisfactorios para la aplicación del concreto lanzado por la vía húmeda.
6. La resistencia a la flexión obtenida para la mezcla de concreto testigo, es mayor que el Módulo de ruptura de Diseño (35 kg/cm^2); esto es porque el contenido de cemento en la mezcla para el concreto lanzado es mayor que cualquier concreto tradicional.
7. Los resultados obtenidos en los ensayos de compresión de los núcleos de concreto, presento resistencias a la compresión superiores a la resistencia especificada del proyecto “Paso a Desnivel entre la Alameda Juan Pablo II con el Boulevard Constitución”, la cual es $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, además de cumplir con los criterios de aceptación, de la Sección 5.6.4.4 del ACI 318-95.

8. El uso de anclajes para estabilizar taludes es uno de los métodos más prácticos y de mayor rendimiento, el cual cumple con los factores de seguridad al deslizamiento y al volteo, además este adquieren mayores resistencias con la aplicación de morteros, con lo que se consigue consolidar y mejorar las propiedades de resistencia del suelo existente alrededor del anclaje.

9. El concreto lanzado ha mejorado las técnicas tradicionales para la colocación en estructuras de difícil acceso, además de ser una alternativa nueva en nuestro medio, este proceso a generado mayores rendimientos, reducción de costos y tiempo.

10. Por experiencia se sabe que la reparación de una estructura es un proceso complicado que genera mayores gastos que la construcción de una estructura nueva, por lo que el proceso de reparación de elementos con la aplicación de concreto lanzado ha venido a mejorar los rendimientos y costos, además de la rehabilitación casi inmediata de las edificaciones, previo análisis estructural de los elementos para llevar a cabo dicha reparación.

RECOMENDACIONES.

1. Para la elaboración de las mezclas de concreto lanzado por el método de la vía húmeda, es recomendable utilizar relaciones agua/cemento ($0.4 \leq a/c \leq 0.55$), lo que permite obtener resistencias altas en los elementos, además de reducir en gran medida el efecto rebote.
2. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser mayor de $\emptyset 3/8"$, para evitar el rebote del concreto y la obstrucción de las manguera que se utilizan en el proceso de colocación del concreto lanzado por el método de la vía húmeda.
3. El revenimiento del concreto lanzado para que presente menores pérdidas por desperdicio debe oscilar entre 3 a $3 \frac{1}{2}"$ (7.5 cm a 9.0 cm).
4. En el revestimiento de Elementos Estructurales con concreto lanzado (vía húmeda) de elementos estructurales, se recomienda que el diseño de dichas reparaciones sea analizada por un ingeniero especialista en estructuras.
5. Se recomienda picar las superficies lisas y humedecerlas antes de colocar el concreto lanzado, con la finalidad de generar mayor adherencia entre concreto viejo y nuevo.

6. Se recomienda utilizar aditivos puzolánicos ya que estos incrementan la trabajabilidad y facilitan el bombeo del concreto lanzado de mezcla húmeda.
7. Para evitar las contracciones por secado del concreto lanzado en la estabilización de taludes, se recomienda utilizar aditivo curador a base de agua o parafina (antisol), que al aplicarlo sobre el concreto forman una película plástica impermeable, ya que el curado con agua potable resulta incomodo por las pendientes de los taludes.
8. Se debe hacer una limpieza y revisión previa del equipo a utilizar en la aplicación del concreto lanzado en el proyecto, para evitar atrasos en el proceso de colocación.
9. Para lograr una buena aplicación del concreto lanzado por vía húmeda se recomienda utilizar presiones de aire entre 240 y 280 KN / m², y presiones de alimentación de 550 a 700 KN/m². además se debe tener en consideración la altura máxima, de la manguera que no exceda 100 mts.

10. Según ACI 506R-90 “Guía de concreto lanzado”, recomienda utilizar compresores para diámetro interno de mangueras de 1” a 2 ½”, con capacidad de 350 a 1000 pie³/min.
11. En el diseño de anclajes para la estabilización de taludes se recomienda la revisión por deslizamiento y volteo, incluyendo el factor de sismo, la cual debe cumplir con $f_s/F_s \geq 1.5$ y $M_r/M_v \geq 1.5$ respectivamente.
12. Se recomienda utilizar una zaranda de 2”x2” entre la descarga de concreto y la tolva de depósito de concreto lanzado de mezcla húmeda.
13. Se deja abierto a posteriores investigaciones el tema “Diseño de Mezcla y Control de Calidad de Concretos Lanzado”, utilizando los diferentes cementos y agregados de las principales canteras del país.

BIBLIOGRAFÍA

1. T. F. Ryan. Concreto lanzado, nueva serie; Instituto Mexicano del Cemento y Del Concreto.
2. Reported By ACI Committee 506, "Guide to Shotcrete"
3. Steven H. Kosmatka y William Panarese, "Diseño y control de mezclas de concreto".
4. Jorge Eduardo Castillo López y Carlos Efraín Jovel Guzmán, "Análisis de Estabilidad de Taludes de la Colonia Santísima Trinidad, Municipio de Ayutuxtepeque" , Marzo de 2002.
5. Edgar Alfredo Gavidia Paredes y Crisanto Javier Portillo Barahona, "Efecto del Porcentaje de aire y la temperatura en La Resistencia del Concreto", Abril de 1997.
6. Dr, Ing. Héctor David Hernández, Ing. M.I. Mario Ángel Urbina y Ing. M.S. Enrique Melara, "Reparación de daños por sismo en estructuras de concreto, mampostería, muros, taludes y cimentaciones".

7. Ana Bielza Feliú, "Manual de técnicas de mejoras del terreno."
8. Sociedad mexicana de mecánica de suelos; A.C. "Manual de Cimentaciones Profundas".
9. Ing. José Tulio Pineda Martínez, Propuesta de Manual para la Asignatura Laboratorio de Pavimentos en la Escuela de Ingeniería Civil, Trabajo de Graduación, Universidad de El Salvador (UES), Marzo 1997.

ANEXOS



Standard Specification for Concrete Aggregates¹

This standard is issued under the fixed designation C 33; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This standard has been approved for use by agencies of the Department of Defense.

^{e1} *NOTE*—The title of Specification E 11 was editorially corrected December 1999.

1. Scope

1.1 This specification defines the requirements for grading and quality of fine and coarse aggregate (other than lightweight or heavyweight aggregate) for use in concrete.²

1.2 This specification is for use by a contractor, concrete supplier, or other purchaser as part of the purchase document describing the material to be furnished.

NOTE 1—This specification is regarded as adequate to ensure satisfactory materials for most concrete. It is recognized that, for certain work or in certain regions, it may be either more or less restrictive than needed. For example, where aesthetics are important, more restrictive limits may be considered regarding impurities that would stain the concrete surface. The specifier should ascertain that aggregates specified are or can be made available in the area of the work, with regard to grading, physical, or chemical properties, or combination thereof.

1.3 This specification is also for use in project specifications to define the quality of aggregate, the nominal maximum size of the aggregate, and other specific grading requirements. Those responsible for selecting the proportions for the concrete mixture shall have the responsibility of determining the proportions of fine and coarse aggregate and the addition of blending aggregate sizes if required or approved.

1.4 The values stated in SI units are to be regarded as the standard. The values given in parentheses are for information only.

1.5 The text of this standard references notes and footnotes which provide explanatory material. These notes and footnotes (excluding those in tables and figures) shall not be considered as requirements of this standard.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

C 29/C 29M Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate³

¹ This specification is under the jurisdiction of ASTM Committee C-9 on Concrete and Concrete Aggregates and is the direct responsibility of Subcommittee C09.20 on Normal Weight Aggregates.

Current edition approved July 10, 1999. Published September 1999. Originally published as C 33 – 21 T. Last previous edition C 33 – 99.

² For lightweight aggregates, see Specifications C 331, C 332, and C 330; for heavyweight aggregates see Specification C 637 and Descriptive Nomenclature C 638.

³ *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.02.

- C 40 Test Method for Organic Impurities in Fine Aggregates for Concrete³
- C 87 Test Method for Effect of Organic Impurities in Fine Aggregate on Strength of Mortar³
- C 88 Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate³
- C 117 Test Method for Material Finer than 75- μ m (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing³
- C 123 Test Method for Lightweight Particles in Aggregate³
- C 125 Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates³
- C 131 Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine³
- C 136 Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates³
- C 142 Test Method for Clay Lumps and Friable Particles in Aggregates³
- C 227 Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method)³
- C 289 Test Method for Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method)³
- C 295 Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete³
- C 330 Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete³
- C 331 Specification for Lightweight Aggregates for Concrete Masonry Units³
- C 332 Specification for Lightweight Aggregates for Insulating Concrete³
- C 342 Test Method for Potential Volume Change of Cement-Aggregate Combinations³
- C 535 Test Method for Resistance to Degradation of Large-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine³
- C 586 Test Method for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks for Concrete Aggregates (Rock Cylinder Method)³
- C 637 Specification for Aggregates for Radiation-Shielding Concrete³
- C 638 Descriptive Nomenclature of Constituents of Aggregates for Radiation-Shielding Concrete³

- C 666 Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing³
- D 75 Practice for Sampling Aggregates⁴
- D 3665 Practice for Random Sampling of Construction Materials⁴
- E 11 Specification for Wire Cloth and Sieves for Testing Purposes⁵

3. Terminology

3.1 For definitions of terms used in this standard, refer to Terminology C 125.

4. Ordering and Specifying Information

4.1 The direct purchaser of aggregates shall include the information in 4.2 in the purchase order as applicable. A project specifier shall include in the project documents information to describe the aggregate to be used in the project from the applicable items in 4.3.

4.2 Include in the purchase order for aggregates the following information, as applicable:

- 4.2.1 Reference to this specification, as C 33_____.
- 4.2.2 Whether the order is for fine aggregate or for coarse aggregate.
 - 4.2.2.1 Whether the restriction on reactive materials in 7.3 applies.
 - 4.2.2.2 In the case of the sulfate soundness test (8.1) which salt is to be used. If none is stated, either sodium sulfate or magnesium sulfate shall be used.
 - 4.2.2.3 The appropriate limit for material finer than 75- μ m (No. 200) sieve (Table 1). If not stated, the 3.0 % limit shall apply.
 - 4.2.2.4 The appropriate limit for coal and lignite (Table 1). If not stated, the 1.0 % limit shall apply.
- 4.2.3 Quantity, in metric tons or tons.
- 4.2.4 When the order is for fine aggregate:
 - 4.2.4.1 Whether the restriction on reactive materials in 7.3 applies.
 - 4.2.4.2 In the case of the sulfate soundness test (8.1) which salt is to be used. If none is stated, either sodium sulfate or magnesium sulfate shall be used.
 - 4.2.4.3 The appropriate limit for material finer than 75- μ m (No. 200) sieve (Table 1). If not stated, the 3.0 % limit shall apply.
 - 4.2.4.4 The appropriate limit for coal and lignite (Table 1). If not stated, the 1.0 % limit shall apply.
- 4.2.5 When the order is for coarse aggregate:
 - 4.2.5.1 The grading (size number) (11.1 and Table 2), or alternate grading as agreed between the purchaser and aggregate supplier.
 - 4.2.5.2 The class designation (11.1 and Table 3).

⁴ Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.03.
⁵ Annual Book of ASTM Standards, Vol 14.02.

TABLE 1 Limits for Deleterious Substances in Fine Aggregate for Concrete

Item	Mass Percent of Total Sample, max
Clay lumps and friable particles	3.0
Material finer than 75- μ m (No. 200) sieve:	
Concrete subject to abrasion	3.0 ^a
All other concrete	5.0 ^a
Coal and lignite:	
Where surface appearance of concrete is of importance	0.5
All other concrete	1.0

^a In the case of manufactured sand, if the material finer than the 75- μ m (No. 200) sieve consists of the dust of fracture, essentially free of clay or shale, these limits are permitted to be increased to 5 and 7 %, respectively.

4.2.5.3 Whether the restriction on reactive materials in 11.2 applies,

4.2.5.4 In the case of the sulfate soundness test (Table 3), which salt is to be used. If none is stated, either sodium sulfate or magnesium sulfate shall be used, and

4.2.6 Any exceptions or additions to this specification (see Note 1).

4.3 Include in project specifications for aggregates the following information, as applicable:

- 4.3.1 Reference to this specification, as C 33_____.
- 4.3.2 When the aggregate being described is fine aggregate:
 - 4.3.2.1 Whether the restriction on reactive materials in 7.3 applies.
 - 4.3.2.2 In the case of the sulfate soundness test (8.1) which salt is to be used. If none is stated, either sodium sulfate or magnesium sulfate shall be used.
 - 4.3.2.3 The appropriate limit for material finer than the 75- μ m (No. 200) sieve (Table 1). If not stated, the 3.0 % limit shall apply, and
 - 4.3.2.4 The limit that applies with regard to coal and lignite (Table 1). If not stated, the 1.0 % limit shall apply.
- 4.3.3 When the aggregate being described is coarse aggregate:
 - 4.3.3.1 The nominal maximum size or sizes permitted, based on thickness of section or spacing of reinforcing bars or other criteria. In lieu of stating the nominal maximum size, the specifier shall designate an appropriate size number or numbers (10.1 and Table 2). Designation of a size number to indicate a nominal size shall not restrict the person responsible for selecting proportions from combining two or more gradings of aggregate to obtain a desired grading, provided that the gradings are not otherwise restricted by the project specifier and the nominal maximum size indicated by the size number is not exceeded.
 - 4.3.3.2 The class designation (11.1 and Table 3).
 - 4.3.3.3 Whether the restriction on reactive materials in 10.2 applies.
 - 4.3.3.4 In the case of the sulfate soundness test (Table 3), which salt is to be used. If none is stated, either sodium sulfate or magnesium sulfate shall be used, and
 - 4.3.3.5 The person responsible for selecting the concrete proportions if other than the concrete producer.
- 4.3.4 Any exceptions or additions to this specification (See Note 1).

FINE AGGREGATE

5. General Characteristics

5.1 Fine aggregate shall consist of natural sand, manufactured sand, or a combination thereof.

6. Grading

6.1 Sieve Analysis—Fine aggregate, except as provided in 6.2 and 6.3 shall be graded within the following limits:

TABLE 2 Grading Requirements for Coarse Aggregates

Size Number	Nominal Size (Sieves with Square Openings)	Amounts Finer than Each Laboratory Sieve (Square-Openings), Mass Percent													
		100 mm (4 in.)	90 mm (3½ in.)	75 mm (3 in.)	63 mm (2½ in.)	50 mm (2 in.)	37.5 mm (1½ in.)	25.0 mm (1 in.)	19.0 mm (¾ in.)	12.5 mm (½ in.)	9.5 mm (¾ in.)	4.75 mm (No. 4)	2.36 mm (No. 8)	1.18 mm (No. 16)	300 µm (No. 50)
1	90 to 37.5 mm (3½ to 1½ in.)	100	90 to 100	...	25 to 60	...	0 to 15	...	0 to 5
2	63 to 37.5 mm	100	90 to 100	35 to 70	0 to 15	...	0 to 5
3	63 to 37.5 mm (2½ to 1½ in.)	100	90 to 100	35 to 70	...	0 to 5
357	50 to 25.0 mm (2 to 1 in.)	100	95 to 100	...	35 to 70	10 to 30	...	0 to 5
4	50 to 4.75 mm (2 in. to No. 4)	100	90 to 100	20 to 55	...	0 to 5
467	37.5 to 19.0 mm (1½ to ¾ in.)	100	95 to 100	10 to 30	0 to 5
5	37.5 to 4.75 mm (1½ in. to No. 4)	100	90 to 100	0 to 10	0 to 5
56	25.0 to 12.5 mm (1 to ½ in.)	100	90 to 100	10 to 40	0 to 15	0 to 5
57	25.0 to 9.5 mm (1 to ¾ in.)	100	95 to 100	25 to 60	...	0 to 10	0 to 5
6	25.0 to 4.75 mm (1 in. to No. 4)	100	20 to 55	0 to 15	0 to 5
67	19.0 to 9.5 mm (¾ to ¾ in.)	100	90 to 100	20 to 55	0 to 15	0 to 5
7	19.0 to 4.75 mm (¾ in. to No. 4)	100	90 to 100	20 to 55	0 to 15	0 to 5
8	12.5 to 4.75 mm (½ in. to No. 4)	90 to 100	40 to 70	0 to 15	0 to 5
89	9.5 to 2.36 mm (¾ in. to No. 8)	100	85 to 100	10 to 30	0 to 10	0 to 5	0 to 5	0 to 5
9 ¹	9.5 to 1.18 mm (¾ in. to No. 16)	100	90 to 100	20 to 55	5 to 30	0 to 10	0 to 10	0 to 5
	4.75 to 1.18 mm (No. 4 to No. 16)	100	85 to 100	10 to 40	0 to 10	0 to 10	0 to 5

¹ Although size 9 aggregate is defined in Terminology C 125 as a fine aggregate, it is included as a coarse aggregate when it is combined with a size 8 material to create a size 89, which is a coarse aggregate as defined by Terminology C 125.

TABLE 3 Limits for Deleterious Substances and Physical Property Requirements of Coarse Aggregate for Concrete

NOTE 1—See Fig. 1 for the location of the weathering regions and Note 9 for guidance in using the map. The weathering regions are defined as follows:
 (S) Severe Weathering Region—A cold climate where concrete is exposed to deicing chemicals or other aggressive agents, or where concrete may become saturated by continued contact with moisture or free water prior to repeated freezing and thawing.
 (M) Moderate Weathering Region—A climate where occasional freezing is expected, but where concrete in outdoor service will not be continually exposed to freezing and thawing in the presence of moisture or to deicing chemicals.
 (N) Negligible Weathering Region—A climate where concrete is rarely exposed to freezing in the presence of moisture.

Class Designation	Type or Location of Concrete Construction	Maximum Allowable, %						
		Clay Lumps and Friable Particles	Chert (Less Than 2.40 sp gr SSD)	Sum of Clay Lumps, Friable Particles, and Chert (Less Than 2.40 sp gr SSD)	Material Finer Than 75- μ m (No. 200) Sieve	Coal and Lignite	Abrasion ^A	Magnesium Sulfate Soundness (5 cycles) ^B
Severe Weathering Regions								
1S	Footings, foundations, columns and beams not exposed to the weather, interior floor slabs to be given coverings	10.0	1.0 ^C	1.0	50	...
2S	Interior floors without coverings	5.0	1.0 ^C	0.5	50	...
3S	Foundation walls above grade, retaining walls, abutments, piers, girders, and beams exposed to the weather	5.0	5.0	7.0	1.0 ^C	0.5	50	18
4S	Pavements, bridge decks, driveways and curbs, walks, patios, garage floors, exposed floors and porches, or waterfront structures, subject to frequent wetting	3.0	5.0	5.0	1.0 ^C	0.5	50	18
5S	Exposed architectural concrete	2.0	3.0	3.0	1.0 ^C	0.5	50	18
Moderate Weathering Regions								
1M	Footings, foundations, columns, and beams not exposed to the weather, interior floor slabs to be given coverings	10.0	1.0 ^C	1.0	50	...
2M	Interior floors without coverings	5.0	1.0 ^C	0.5	50	...
3M	Foundation walls above grade, retaining walls, abutments, piers, girders, and beams exposed to the weather	5.0	8.0	10.0	1.0 ^C	0.5	50	18
4M	Pavements, bridge decks, driveways and curbs, walks, patios, garage floors, exposed floors and porches, or waterfront structures subject to frequent wetting	5.0	5.0	7.0	1.0 ^C	0.5	50	18
5M	Exposed architectural concrete	3.0	3.0	5.0	1.0 ^C	0.5	50	18
Negligible Weathering Regions								
1N	Slabs subject to traffic abrasion, bridge decks, floors, sidewalks, pavements	5.0	1.0 ^C	0.5	50	...
2N	All other classes of concrete	10.0	1.0 ^C	1.0	50	...

^A Crushed air-cooled blast-furnace slag is excluded from the abrasion requirements. The rodded or jigged unit weight of crushed air-cooled blast-furnace slag shall be not less than 1120 kg/m³ (70 lb/ft³). The grading of slag used in the unit weight test shall conform to the grading to be used in the concrete. Abrasion loss of gravel, crushed gravel, or crushed stone shall be determined on the test size or sizes most nearly corresponding to the grading or gradings to be used in the concrete. When more than one grading is to be used, the limit on abrasion loss shall apply to each.

^B The allowable limits for soundness shall be 12% if sodium sulfate is used.

^C This percentage under either of the following conditions: (1) is permitted to be increased to 1.5 if the material is essentially free of clay or shale; or (2) if the source of the fine aggregate to be used in the concrete is known to contain less than the specified maximum amount passing the 75- μ m (No. 200) sieve (Table 1) the percentage limit (L) on the amount in the coarse aggregate is permitted to be increased to $L = 1 + [(P)/(100 - P)](T - A)$, where P = percentage of sand in the concrete as a percent of total aggregate, T = the Table 1 limit for the amount permitted in the fine aggregate, and A = the actual amount in the fine aggregate. (This provides a weighted calculation designed to limit the maximum mass of material passing the 75- μ m (No. 200) sieve in the concrete to that which would be obtained if both the fine and coarse aggregate were supplied at the maximum tabulated percentage for each of these ingredients.)

Sieve (Specification E 11)	Percent Passing
9.5-mm (3/8-in.)	100
4.75-mm (No. 4)	95 to 100
2.36-mm (No. 8)	80 to 100
1.18-mm (No. 16)	50 to 85
600- μ m (No. 30)	25 to 60
300- μ m (No. 50)	5 to 30
150- μ m (No. 100)	0 to 10

NOTE 2—Concrete with fine aggregate gradations near the minimums for percent passing the 300 μ m (No.50) and 150 μ m (No.100) sometimes have difficulties with workability, pumping or excessive bleeding. The addition of entrained air, additional cement, or the addition of an approved mineral admixture to supply the deficient fines, are methods used to alleviate such difficulties.

6.2 The fine aggregate shall have not more than 45% passing any sieve and retained on the next consecutive sieve of those shown in 6.1, and its fineness modulus shall be not less than 2.3 nor more than 3.1.

6.3 Fine aggregate failing to meet these grading requirements shall meet the requirements of this section provided that the supplier can demonstrate to the purchaser or specifier that concrete of the class specified, made with fine aggregate under consideration, will have relevant properties at least equal to those of concrete made with the same ingredients, with the exception that the reference fine aggregate shall be selected

from a source having an acceptable performance record in similar concrete construction.

NOTE 3—Fine aggregate that conforms to the grading requirements of a specification, prepared by another organization such as a state transportation agency, which is in general use in the area, should be considered as having a satisfactory service record with regard to those concrete properties affected by grading.

NOTE 4—Relevant properties are those properties of the concrete which are important to the particular application being considered. STP 169C⁶ provides a discussion of important concrete properties.

6.4 For continuing shipments of fine aggregate from a given source, the fineness modulus shall not vary more than 0.20 from the base fineness modulus. The base fineness modulus shall be that value that is typical of the source. The purchaser or specifier has the authority to approve a change in the base fineness modulus.

NOTE 5—The base fineness modulus should be determined from previous tests, or if no previous tests exist, from the average of the fineness modulus values for the first ten samples (or all preceding samples if less than ten) on the order. The proportioning of a concrete mixture may be dependent on the base fineness modulus of the fine aggregate to be used. Therefore, when it appears that the base fineness modulus is considerably different from the value used in the concrete mixture, a suitable adjustment in the mixture may be necessary.

7. Deleterious Substances

7.1 The amount of deleterious substances in fine aggregate shall not exceed the limits prescribed in Table 1.

7.2 Organic Impurities:

7.2.1 Fine aggregate shall be free of injurious amounts of organic impurities. Except as herein provided, aggregates subjected to the test for organic impurities and producing a color darker than the standard shall be rejected.

7.2.2 Use of a fine aggregate failing in the test is not prohibited, provided that the discoloration is due principally to the presence of small quantities of coal, lignite, or similar discrete particles.

7.2.3 Use of a fine aggregate failing in the test is not prohibited, provided that, when tested for the effect of organic impurities on strength of mortar, the relative strength at 7 days, calculated in accordance with Test Method C 87, is not less than 95 %.

7.3 Fine aggregate for use in concrete that will be subject to wetting, extended exposure to humid atmosphere, or contact with moist ground shall not contain any materials that are deleteriously reactive with the alkalis in the cement in an amount sufficient to cause excessive expansion of mortar or concrete, except that if such materials are present in injurious amounts, use of the fine aggregate is not prohibited when used with a cement containing less than 0.60 % alkalis calculated as sodium oxide equivalent ($\text{Na}_2\text{O} + 0.658\text{K}_2\text{O}$) or with the addition of a material that has been shown to prevent harmful expansion due to the alkali-aggregate reaction. (See Appendix X1.)

8. Soundness

8.1 Except as provided in 8.2 and 8.3, fine aggregate

subjected to five cycles of the soundness test shall have a weighted average loss not greater than 10 % when sodium sulfate is used or 15 % when magnesium sulfate is used.

8.2 Fine aggregate failing to meet the requirements of 8.1 shall be regarded as meeting the requirements of this section provided that the supplier demonstrates to the purchaser or specifier that concrete of comparable properties, made from similar aggregate from the same source, has given satisfactory service when exposed to weathering similar to that to be encountered.

8.3 Fine aggregate not having a demonstrable service record and failing to meet the requirements of 8.1 shall be regarded as meeting the requirements of this section provided that the supplier demonstrates to the purchaser or specifier it gives satisfactory results in concrete subjected to freezing and thawing tests (see Test Method C 666).

COARSE AGGREGATE

9. General Characteristics

9.1 Coarse aggregate shall consist of gravel, crushed gravel, crushed stone, air-cooled blast furnace slag, or crushed hydraulic-cement concrete, or a combination thereof, conforming to the requirements of this specification.

NOTE 6—Although crushed hydraulic-cement concrete has been used as an aggregate with reported satisfactory results, its use may require some additional precautions. Mixing water requirements may be increased because of the harshness of the aggregate. Partially deteriorated concrete, used as aggregate, may reduce freeze-thaw resistance, affect air void properties or degrade during handling, mixing, or placing. Crushed concrete may have constituents that would be susceptible to alkali-aggregate reactivity or sulfate attack in the new concrete or may bring sulfates, chlorides, or organic material to the new concrete in its pore structure.

10. Grading

10.1 Coarse aggregates shall conform to the requirements prescribed in Table 2 for the size number specified.

NOTE 7—The ranges shown in Table 2 are by necessity very wide in order to accommodate nationwide conditions. For quality control of any specific operation, a producer should develop an average gradation for the particular source and production facilities, and control the gradation within reasonable tolerances from this average. Where coarse aggregate sizes numbers 357 or 467 are used, the aggregate should be furnished in at least two separate sizes.

11. Deleterious Substances

11.1 Except for the provisions of 11.3, the limits given in Table 3 shall apply for the class of coarse aggregate designated in the purchase order or other document (Note 8 and Note 9). If the class is not specified, the requirements for Class 3S, 3M, or 1N shall apply in the severe, moderate, and negligible weathering regions, respectively (see Table 3 and Fig. 1).

NOTE 8—The specifier of the aggregate should designate the class of coarse aggregate to be used in the work, based on weathering severity, abrasion, and other factors of exposure. (See Table 3 and Fig. 1.) The limits for coarse aggregate corresponding to each class designation are expected to ensure satisfactory performance in concrete for the respective type and location of construction. Selecting a class with unduly restrictive limits may result in unnecessary cost if materials meeting those requirements are not locally available. Selecting a class with lenient limits may

⁶ Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete Making Materials. STP 169C. ASTM, 1994.

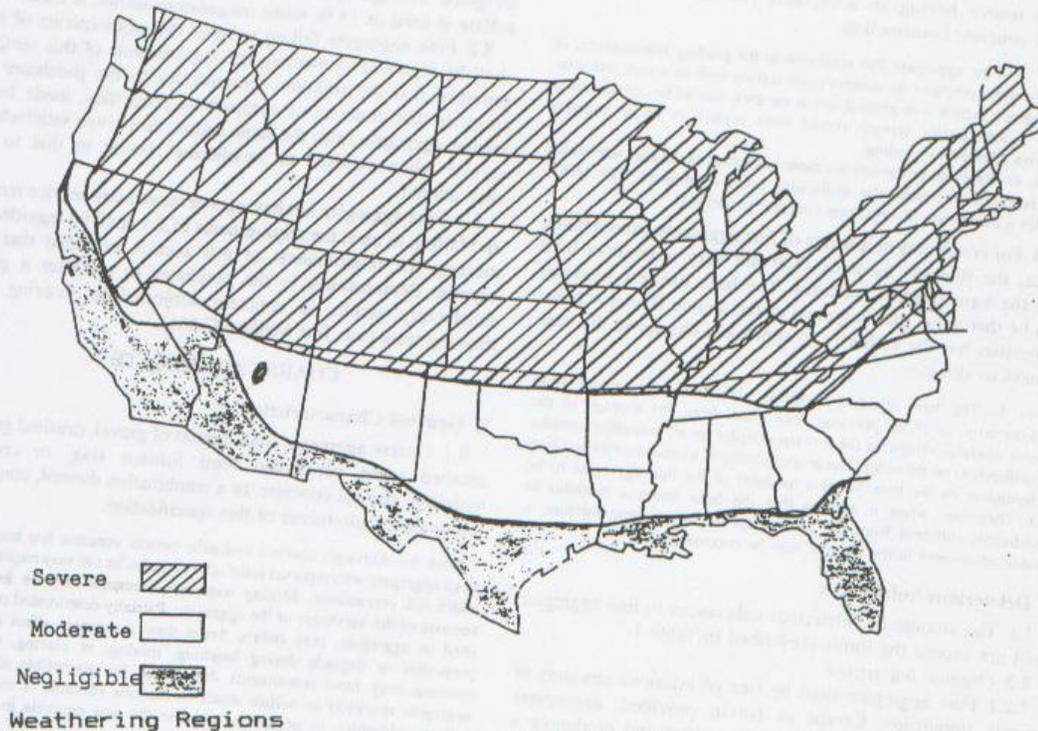


FIG. 1 Location of Weathering Regions

result in unsatisfactory performance and premature deterioration of the concrete. While concrete in different parts of a single structure may be adequately made with different classes of coarse aggregate, the specifier may wish to require the coarse aggregate for all concrete to conform to the same more restrictive class to reduce the chance of furnishing concrete with the wrong class of aggregate, especially on smaller projects.

NOTE 9—For coarse aggregate in concrete exposed to weathering, the map with the weathering regions shown in Fig. 1 is intended to serve only as a guide to probable weathering severity. Those undertaking construction, especially near the boundaries of weathering regions, should consult local weather bureau records for amount of winter precipitation and number of freeze-thaw cycles to be expected, for determining the weathering severity for establishing test requirements of the coarse aggregate. For construction at altitudes exceeding 1520 m (5000 ft) above sea level, the likelihood of more severe weathering than indicated by the map should be considered. In arid areas, severity of weathering may be less than that indicated. In either case, the definitions of weathering severity in Table 3 would govern. If there is doubt in choosing between two regions, select the more severe weathering region.

11.2 Coarse aggregate for use in concrete that will be subject to wetting, extended exposure to humid atmosphere, or contact with moist ground shall not contain any materials that are deleteriously reactive with the alkalis in the cement in an amount sufficient to cause excessive expansion of mortar or concrete except that if such materials are present in injurious amounts, the coarse aggregate is not prohibited when used with a cement containing less than 0.60 % alkalis calculated as sodium oxide equivalent ($\text{Na}_2\text{O} + 0.658\text{K}_2\text{O}$) or with the addition of a material that has been shown to prevent harmful

expansion due to the alkali-aggregate reaction. (See Appendix X1.)

11.3 Coarse aggregate having test results exceeding the limits specified in Table 3 shall be regarded as meeting the requirements of this section provided the supplier demonstrates to the purchaser or specifier that concrete made with similar aggregate from the same source has given satisfactory service when exposed in a similar manner to that to be encountered; or, in the absence of a demonstrable service record, provided that the aggregate produces concrete having satisfactory relevant properties (see Note 4).

METHODS OF SAMPLING AND TESTING

12. Methods of Sampling and Testing

12.1 Sample and test the aggregates in accordance with the following methods, except as otherwise provided in this specification. Make the required tests on test specimens that comply with requirements of the designated test methods. It is not prohibited to use the same test specimen for sieve analysis and for determination of material finer than the 75- μm (No. 200) sieve. It is not intended to prohibit use of separated sizes from the sieve analysis for preparation of samples for soundness or abrasion tests. For determination of all other tests and for evaluation of potential alkali reactivity where required, use independent test specimens.

12.1.1 *Sampling*—Practice D 75 and Practice D 3665.

12.1.2 *Grading and Fineness Modulus*—Test Method C 136.

12.1.3 *Amount of Material Finer than 75- μ m (No. 200) Sieve*—Test Method C 117.

12.1.4 *Organic Impurities*—Test Method C 40.

12.1.5 *Effect of Organic Impurities on Strength*—Test Method C 87.

12.1.6 *Soundness*—Test Method C 88.

12.1.7 *Clay Lumps and Friable Particles*—Test Method C 142.

12.1.8 *Coal and Lignite*—Test Method C 123, using a liquid of 2.0 specific gravity to remove the particles of coal and lignite. Only material that is brownish-black, or black, shall be considered coal or lignite. Coke shall not be classed as coal or lignite.

12.1.9 *Weight of Slag*—Test Method C 29/C 29M.

12.1.10 *Abrasion of Coarse Aggregate*—Test Method C 131 or Test Method C 535.

12.1.11 *Reactive Aggregates*—See Appendix X1.

12.1.12 *Freezing and Thawing*—Procedures for making freezing and thawing tests of concrete are described in Test Method C 666.

12.1.13 *Chert*—Test Method C 123 is used to identify particles in a sample of coarse aggregate lighter than 2.40 specific gravity, and Guide C 295 to identify which of the particles in the light fraction are chert.

13. Keywords

13.1 aggregates; coarse aggregate; concrete aggregates; fine aggregate

APPENDIX

(Nonmandatory Information)

X1. METHODS FOR EVALUATING POTENTIAL REACTIVITY OF AN AGGREGATE

X1.1 A number of methods for detecting potential reactivity have been proposed. However, they do not provide quantitative information on the degree of reactivity to be expected or tolerated in service. Therefore, evaluation of potential reactivity of an aggregate should be based upon judgment and on the interpretation of test data and examination of concrete structures containing a combination of fine and coarse aggregates and cements for use in the new work. Results of the following tests may assist in making the evaluation:

X1.1.1 *Guide C 295*—Certain materials are known to be reactive with the alkalis in cements. These include the following forms of silica: opal, chalcedony, tridymite, and cristobalite; intermediate to acid (silica-rich) volcanic glass such as is likely to occur in rhyolite, andesite, or dacite; certain zeolites such as heulandite; and certain constituents of some phyllites. Determination of the presence and quantities of these materials by petrographic examination is helpful in evaluating potential alkali reactivity. Some of these materials render an aggregate deleteriously reactive when present in quantities as little as 1.0 % or even less.

X1.1.2 *Test Method C 289*—In this test method, aggregates represented by points lying to the right of the solid line of Fig. 2 of Test Method C 289 usually should be considered potentially reactive.

X1.1.2.1 If R_c exceeds 70, the aggregate is considered potentially reactive if S_c is greater than R_c .

X1.1.2.2 If R_c is less than 70, the aggregate is considered potentially reactive if S_c is greater than $35 + (R_c/2)$.

X1.1.2.3 These criteria conform to the solid line curve given in Fig. 2 of Test Method C 289. The test can be made quickly and, while not completely reliable in all cases, provides helpful information, especially where results of the more time-consuming tests are not available.

X1.1.3 *Test Method C 227*—The results of this test method when made with a high-alkali cement, furnish information on

the likelihood of harmful reactions occurring. The alkali content of the cement should be substantially above 0.6 %, and preferably above 0.8 %, expressed as sodium oxide. Combinations of aggregate and cement that have produced excessive expansions in this test usually should be considered potentially reactive. While the line of demarcation between nonreactive and reactive combinations is not clearly defined, expansion is generally considered to be excessive if it exceeds 0.05 % at 3 months or 0.10 % at 6 months. Expansions greater than 0.05 % at 3 months should not be considered excessive where the 6-month expansion remains below 0.10 %. Data for the 3-month tests should be considered only when 6-month results are not available.

X1.1.4 *Test Method C 342*—This test method is intended primarily for research concerning the potential expansion of cement-aggregate combinations subjected to variations of temperature and water saturation during storage under prescribed conditions of test. Its use is mainly by those interested in research on aggregates that are found in parts of Kansas, Nebraska, Iowa and possibly other adjoining areas.

X1.1.4.1 In addition to its usefulness in research, this test method has been found useful in the selection of aggregates of the so-called "sand-gravel" type found mainly in some parts of Kansas, Nebraska and Iowa, which contain very little coarse material; generally 5 to 15 % retained on the No. 4 (4.75-mm) sieve. Much work has been done on the problems of using these aggregates successfully in concrete and is reported in summary in the "Final Report of Cooperative Tests of Proposed Tentative Method of Test for Potential Volume Change of Cement-Aggregate Combinations."⁷ It indicates that cement-aggregate combinations tested by this procedure in which expansion equals or exceeds 0.200 % at an age of 1 year

⁷ Appendix to Committee C-9 Report, Proceedings, ASTM, Volume 54, 1954, p. 356.

may be considered unsatisfactory for use in concrete exposed to wide variations of temperature and degree of saturation with water. In that geographical region, the problem has been reduced through the use of partial replacement of the "sand-gravel" with limestone coarse aggregate.

X1.1.5 Potential Reactivity of Carbonate Aggregates—The reaction of the dolomite in certain carbonate rocks with alkalis in portland cement paste has been found to be associated with deleterious expansion of concrete containing such rocks as coarse aggregate. Carbonate rocks capable of such reaction possess a characteristic texture and composition. The characteristic texture is that in which relatively large crystals of

dolomite are scattered in a finer-grained matrix of calcite and clay. The characteristic composition is that in which the carbonate portion consists of substantial amounts of both dolomite and calcite, and the acid-insoluble residue contains a significant amount of clay. Except in certain areas, such rocks are of relatively infrequent occurrence and seldom make up a significant proportion of the material present in a deposit of rock being considered for use in making aggregate for concrete. Test Method C 586 has been successfully used in (1) research and (2) preliminary screening of aggregate sources to indicate the presence of material with a potential for deleterious expansions when used in concrete.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.

This standard is copyrighted by ASTM, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (www.astm.org).



Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens¹

This standard is issued under the fixed designation C 39/C 39M; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reappraisal. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reappraisal.

This standard has been approved for use by agencies of the Department of Defense.

1. Scope

1.1 This test method covers determination of compressive strength of cylindrical concrete specimens such as molded cylinders and drilled cores. It is limited to concrete having a unit weight in excess of 50 lb/ft³ [800 kg/m³].

1.2 The values stated in either inch-pound or SI units are to be regarded separately as standard. The SI units are shown in brackets. The values stated in each system may not be exact equivalents; therefore, each system shall be used independently of the other. Combining values from the two systems may result in nonconformance with the standard.

1.3 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

1.4 The text of this standard references notes which provide explanatory material. These notes shall not be considered as requirements of the standard.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- C 31 Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field²
- C 42 Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete²
- C 192 Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory²
- C 617 Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens²
- C 670 Practice for Preparing Precision and Bias Statements for Test Methods for Construction Materials²
- C 873 Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds²
- C 1077 Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Laboratory Evaluation²
- C 1231 Practice for Use of Unbonded Caps in Determina-

tion of Compressive Strength of Hardened Concrete Cylinders²

E 4 Practices for Force Verification of Testing Machines³

E 74 Practice for Calibration of Force-Measuring Instruments for Verifying the Load Indication of Testing Machines³

Manual of Aggregate and Concrete Testing²

2.2 *American Concrete Institute:*

CP-16 Concrete Laboratory Testing Technician, Grade I⁴

3. Summary of Test Method

3.1 This test method consists of applying a compressive axial load to molded cylinders or cores at a rate which is within a prescribed range until failure occurs. The compressive strength of the specimen is calculated by dividing the maximum load attained during the test by the cross-sectional area of the specimen.

4. Significance and Use

4.1 Care must be exercised in the interpretation of the significance of compressive strength determinations by this test method since strength is not a fundamental or intrinsic property of concrete made from given materials. Values obtained will depend on the size and shape of the specimen, batching, mixing procedures, the methods of sampling, molding, and fabrication and the age, temperature, and moisture conditions during curing.

4.2 This test method is used to determine compressive strength of cylindrical specimens prepared and cured in accordance with Practices C 31, C 192, C 617 and C 1231 and Test Methods C 42 and C 873.

4.3 The results of this test method are used as a basis for quality control of concrete proportioning, mixing, and placing operations; determination of compliance with specifications; control for evaluating effectiveness of admixtures and similar uses.

4.4 The individual who tests concrete cylinders for acceptance testing shall have demonstrated a knowledge and ability to perform the test procedure equivalent to the minimum guidelines for certification of Concrete Laboratory Technician, Level I, in accordance with ACI CP-16.

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee C-9 on Concrete and Concrete Aggregates and is the direct responsibility of Subcommittee C09.61 on Testing Concrete for Strength.

Current edition approved July 10, 1999. Published September 1999. Originally published as C 39 - 21 T. Last previous edition C 39 - 96.

² *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.02.

³ *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 03.01.

⁴ Available from American Concrete Institute, P.O. Box 9094, Farmington Hills, MI 48333-9094.

NOTE 1—The testing laboratory performing this test method should be evaluated in accordance with Practice C 1077.

5. Apparatus

5.1 *Testing Machine*—The testing machine shall be of a type having sufficient capacity and capable of providing the rates of loading prescribed in 7.5.

5.1.1 Verification of calibration of the testing machines in accordance with Practices E 4 is required under the following conditions:

5.1.1.1 After an elapsed interval since the previous verification of 18 months maximum, but preferably after an interval of 12 months,

5.1.1.2 On original installation or relocation of the machine,

5.1.1.3 Immediately after making repairs or adjustments that affect the operation of the force applying system of the machine or the values displayed on the load indicating system, except for zero adjustments that compensate for the mass of bearing blocks, or specimen, or both, or

5.1.1.4 Whenever there is reason to doubt the accuracy of the results, without regard to the time interval since the last verification.

5.1.2 *Design*—The design of the machine must include the following features:

5.1.2.1 The machine must be power operated and must apply the load continuously rather than intermittently, and without shock. If it has only one loading rate (meeting the requirements of 7.5), it must be provided with a supplemental means for loading at a rate suitable for verification. This supplemental means of loading may be power or hand operated.

NOTE 2—High-strength concrete cylinders rupture more intensely than normal strength cylinders. As a safety precaution, it is recommended that the testing machines should be equipped with protective fragment guards.

5.1.2.2 The space provided for test specimens shall be large enough to accommodate, in a readable position, an elastic calibration device which is of sufficient capacity to cover the potential loading range of the testing machine and which complies with the requirements of Practice E 74.

NOTE 3—The types of elastic calibration devices most generally available and most commonly used for this purpose are the circular proving ring or load cell.

5.1.3 *Accuracy*—The accuracy of the testing machine shall be in accordance with the following provisions:

5.1.3.1 The percentage of error for the loads within the proposed range of use of the testing machine shall not exceed $\pm 1.0\%$ of the indicated load.

5.1.3.2 The accuracy of the testing machine shall be verified by applying five test loads in four approximately equal increments in ascending order. The difference between any two successive test loads shall not exceed one third of the difference between the maximum and minimum test loads.

5.1.3.3 The test load as indicated by the testing machine and the applied load computed from the readings of the verification device shall be recorded at each test point. Calculate the error, E , and the percentage of error, E_p , for each point from these data as follows:

$$E = A - B \quad (1)$$

$$E_p = 100(A - B)/B$$

where:

A = load, lbf [kN] indicated by the machine being verified, and

B = applied load, lbf [kN] as determined by the calibrating device.

5.1.3.4 The report on the verification of a testing machine shall state within what loading range it was found to conform to specification requirements rather than reporting a blanket acceptance or rejection. In no case shall the loading range be stated as including loads below the value which is 100 times the smallest change of load estimable on the load-indicating mechanism of the testing machine or loads within that portion of the range below 10 % of the maximum range capacity.

5.1.3.5 In no case shall the loading range be stated as including loads outside the range of loads applied during the verification test.

5.1.3.6 The indicated load of a testing machine shall not be corrected either by calculation or by the use of a calibration diagram to obtain values within the required permissible variation.

5.2 The testing machine shall be equipped with two steel bearing blocks with hardened faces (Note 4), one of which is a spherically seated block that will bear on the upper surface of the specimen, and the other a solid block on which the specimen shall rest. Bearing faces of the blocks shall have a minimum dimension at least 3 % greater than the diameter of the specimen to be tested. Except for the concentric circles described below, the bearing faces shall not depart from a plane by more than 0.001 in. [0.02 mm] in any 6 in. [150 mm] of blocks 6 in. [150 mm] in diameter or larger, or by more than 0.001 in. [0.02 mm] in the diameter of any smaller block; and new blocks shall be manufactured within one half of this tolerance. When the diameter of the bearing face of the spherically seated block exceeds the diameter of the specimen by more than 0.5 in. [13 mm], concentric circles not more than 0.03 in. [0.8 mm] deep and not more than 0.04 in. [1 mm] wide shall be inscribed to facilitate proper centering.

NOTE 4—It is desirable that the bearing faces of blocks used for compression testing of concrete have a Rockwell hardness of not less than 55 HRC.

5.2.1 Bottom bearing blocks shall conform to the following requirements:

5.2.1.1 The bottom bearing block is specified for the purpose of providing a readily machinable surface for maintenance of the specified surface conditions (Note 5). The top and bottom surfaces shall be parallel to each other. If the testing machine is so designed that the platen itself is readily maintained in the specified surface condition, a bottom block is not required. Its least horizontal dimension shall be at least 3 % greater than the diameter of the specimen to be tested. Concentric circles as described in 5.2 are optional on the bottom block.

NOTE 5—The block may be fastened to the platen of the testing machine.

5.2.1.2 Final centering must be made with reference to the upper spherical block. When the lower bearing block is used to

assist in centering the specimen, the center of the concentric rings, when provided, or the center of the block itself must be directly below the center of the spherical head. Provision shall be made on the platen of the machine to assure such a position.

5.2.1.3 The bottom bearing block shall be at least 1 in. [25 mm] thick when new, and at least 0.9 in. [22.5 mm] thick after any resurfacing operations.

5.2.2 The spherically seated bearing block shall conform to the following requirements:

5.2.2.1 The maximum diameter of the bearing face of the suspended spherically seated block shall not exceed the values given below:

Diameter of Test Specimens, in. [mm]	Maximum Diameter of Bearing Face, in. [mm]
2 [50]	4 [105]
3 [75]	5 [130]
4 [100]	6.5 [165]
6 [150]	10 [255]
8 [200]	11 [280]

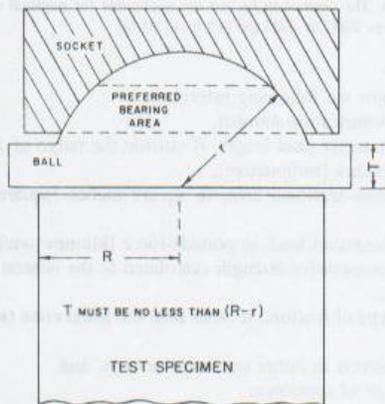
NOTE 6—Square bearing faces are permissible, provided the diameter of the largest possible inscribed circle does not exceed the above diameter.

5.2.2.2 The center of the sphere shall coincide with the surface of the bearing face within a tolerance of $\pm 5\%$ of the radius of the sphere. The diameter of the sphere shall be at least 75% of the diameter of the specimen to be tested.

5.2.2.3 The ball and the socket must be so designed by the manufacturer that the steel in the contact area does not permanently deform under repeated use, with loads up to 12 000 psi [85 MPa] on the test specimen.

NOTE 7—The preferred contact area is in the form of a ring (described as preferred bearing area) as shown on Fig. 1.

5.2.2.4 The curved surfaces of the socket and of the spherical portion shall be kept clean and shall be lubricated with a petroleum-type oil such as conventional motor oil, not with a pressure type grease. After contacting the specimen and application of small initial load, further tilting of the spherically seated block is not intended and is undesirable.



NOTE 1—Provision shall be made for holding the ball in the socket and for holding the entire unit in the testing machine.

FIG. 1 Schematic Sketch of a Typical Spherical Bearing Block

5.2.2.5 If the radius of the sphere is smaller than the radius of the largest specimen to be tested, the portion of the bearing face extending beyond the sphere shall have a thickness not less than the difference between the radius of the sphere and radius of the specimen. The least dimension of the bearing face shall be at least as great as the diameter of the sphere (see Fig. 1).

5.2.2.6 The movable portion of the bearing block shall be held closely in the spherical seat, but the design shall be such that the bearing face can be rotated freely and tilted at least 4° in any direction.

5.3 Load Indication:

5.3.1 If the load of a compression machine used in concrete testing is registered on a dial, the dial shall be provided with a graduated scale that is readable to at least the nearest 0.1% of the full scale load (Note 8). The dial shall be readable within 1% of the indicated load at any given load level within the loading range. In no case shall the loading range of a dial be considered to include loads below the value that is 100 times the smallest change of load that can be read on the scale. The scale shall be provided with a graduation line equal to zero and so numbered. The dial pointer shall be of sufficient length to reach the graduation marks; the width of the end of the pointer shall not exceed the clear distance between the smallest graduations. Each dial shall be equipped with a zero adjustment located outside the dialcase and easily accessible from the front of the machine while observing the zero mark and dial pointer. Each dial shall be equipped with a suitable device that at all times until reset, will indicate to within 1% accuracy the maximum load applied to the specimen.

NOTE 8—Readability is considered to be 0.02 in. [0.5 mm] along the arc described by the end of the pointer. Also, one half of a scale interval is readable with reasonable certainty when the spacing on the load indicating mechanism is between 0.04 in. [1 mm] and 0.06 in. [2 mm]. When the spacing is between 0.06 and 0.12 in. [2 and 3 mm], one third of a scale interval is readable with reasonable certainty. When the spacing is 0.12 in. [3 mm] or more, one fourth of a scale interval is readable with reasonable certainty.

5.3.2 If the testing machine load is indicated in digital form, the numerical display must be large enough to be easily read. The numerical increment must be equal to or less than 0.10% of the full scale load of a given loading range. In no case shall the verified loading range include loads less than the minimum numerical increment multiplied by 100. The accuracy of the indicated load must be within 1.0% for any value displayed within the verified loading range. Provision must be made for adjusting to indicate true zero at zero load. There shall be provided a maximum load indicator that at all times until reset will indicate within 1% system accuracy the maximum load applied to the specimen.

6. Specimens

6.1 Specimens shall not be tested if any individual diameter of a cylinder differs from any other diameter of the same cylinder by more than 2%.

NOTE 9—This may occur when single use molds are damaged or deformed during shipment, when flexible single use molds are deformed during molding or when a core drill deflects or shifts during drilling.

6.2 Neither end of compressive test specimens when tested

shall depart from perpendicularity to the axis by more than 0.5° (approximately equivalent to 0.12 in. [3 in 300 mm]). The ends of compression test specimens that are not plane within 0.002 in. [0.050 mm] shall be sawed or ground to meet that tolerance, or capped in accordance with either Practice C 617 or Practice C 1231. The diameter used for calculating the cross-sectional area of the test specimen shall be determined to the nearest 0.01 in. [0.25 mm] by averaging two diameters measured at right angles to each other at about midheight of the specimen.

6.3 The number of individual cylinders measured for determination of average diameter may be reduced to one for each ten specimens or three specimens per day, whichever is greater, if all cylinders are known to have been made from a single lot of reusable or single-use molds which consistently produce specimens with average diameters within a range of 0.02 in. [0.5 mm]. When the average diameters do not fall within the range of 0.02 in. [0.5 mm] or when the cylinders are not made from a single lot of molds, each cylinder tested must be measured and the value used in calculation of the unit compressive strength of that specimen. When the diameters are measured at the reduced frequency, the cross-sectional areas of all cylinders tested on that day shall be computed from the average of the diameters of the three or more cylinders representing the group tested that day.

6.4 The length shall be measured to the nearest 0.05 *D* when the length to diameter ratio is less than 1.8, or more than 2.2, or when the volume of the cylinder is determined from measured dimensions.

7. Procedure

7.1 Compression tests of moist-cured specimens shall be made as soon as practicable after removal from moist storage.

7.2 Test specimens shall be kept moist by any convenient method during the period between removal from moist storage and testing. They shall be tested in the moist condition.

7.3 All test specimens for a given test age shall be broken within the permissible time tolerances prescribed as follows:

Test Age	Permissible Tolerance
24 h	± 0.5 h or 2.1 %
3 days	2 h or 2.8 %
7 days	6 h or 3.6 %
28 days	20 h or 3.0 %
90 days	2 days 2.2 %

7.4 *Placing the Specimen*—Place the plain (lower) bearing block, with its hardened face up, on the table or platen of the testing machine directly under the spherically seated (upper) bearing block. Wipe clean the bearing faces of the upper and lower bearing blocks and of the test specimen and place the test specimen on the lower bearing block. Carefully align the axis of the specimen with the center of thrust of the spherically seated block.

7.4.1 *Zero Verification and Block Seating*—Prior to testing the specimen, verify that the load indicator is set to zero. In cases where the indicator is not properly set to zero, adjust the indicator (Note 10). As the spherically seated block is brought to bear on the specimen, rotate its movable portion gently by hand so that uniform seating is obtained.

NOTE 10—The technique used to verify and adjust load indicator to zero will vary depending on the machine manufacturer. Consult your owner's manual or compression machine calibrator for the proper technique.

7.5 *Rate of Loading*—Apply the load continuously and without shock.

7.5.1 For testing machines of the screw type, the moving head shall travel at a rate of approximately 0.05 in. [1 mm]/min when the machine is running idle. For hydraulically operated machines, the load shall be applied at a rate of movement (platen to crosshead measurement) corresponding to a loading rate on the specimen within the range of 20 to 50 psi/s [0.15 to 0.35 MPa/s]. The designated rate of movement shall be maintained at least during the latter half of the anticipated loading phase of the testing cycle.

7.5.2 During the application of the first half of the anticipated loading phase a higher rate of loading shall be permitted.

7.5.3 Make no adjustment in the rate of movement of the platen at any time while a specimen is yielding rapidly immediately before failure.

7.6 Apply the load until the specimen fails, and record the maximum load carried by the specimen during the test. Note the type of failure and the appearance of the concrete.

8. Calculation

8.1 Calculate the compressive strength of the specimen by dividing the maximum load carried by the specimen during the test by the average cross-sectional area determined as described in Section 6 and express the result to the nearest 10 psi [0.1 MPa].

8.2 If the specimen length to diameter ratio is less than 1.8, correct the result obtained in 8.1 by multiplying by the appropriate correction factor shown in the following table:

L/D:	1.75	1.50	1.25	1.00
Factor:	0.98	0.96	0.93	0.87 (Note 11)

NOTE 11—These correction factors apply to lightweight concrete weighing between 100 and 120 lb/ft³ [1600 and 1920 kg/m³] and to normal weight concrete. They are applicable to concrete dry or soaked at the time of loading. Values not given in the table shall be determined by interpolation. The correction factors are applicable for nominal concrete strengths from 2000 to 6000 psi [15 to 45 MPa].

9. Report

- 9.1 Report the following information:
 - 9.1.1 Identification number,
 - 9.1.2 Diameter (and length, if outside the range of 1.8*D* to 2.2*D*), in inches [millimetres],
 - 9.1.3 Cross-sectional area, in square inches [square millimetres],
 - 9.1.4 Maximum load, in pounds-force [kilonewtons],
 - 9.1.5 Compressive strength calculated to the nearest 10 psi [0.1 MPa],
 - 9.1.6 Type of fracture, if other than the usual cone (see Fig. 2),
 - 9.1.7 Defects in either specimen or caps, and,
 - 9.1.8 Age of specimen.

10. Precision and Bias

10.1 *Precision*—The single operator precision of tests of individual 6 by 12 in. [150 by 300 mm] cylinders made from

ASTM C 39/C 39M

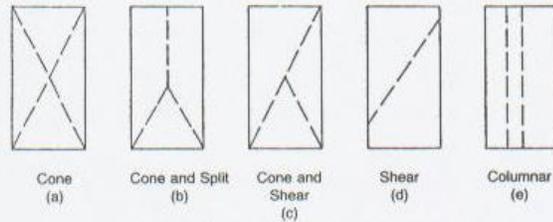


FIG. 2 Sketches of Types of Fracture

a well-mixed sample of concrete is given for cylinders made in a laboratory environment and under normal field conditions (see 10.1.1).

	Coefficient of Variation ^A	Acceptable Range of ^A	
		2 results	3 results
Single operator			
Laboratory conditions	2.37 %	6.6 %	7.8 %
Field conditions	2.87 %	8.0 %	9.5 %

^A These numbers represent respectively the (1s) and (d2s) limits as described in Practice C 670.

10.1.1 The values given are applicable to 6 by 12 in. [150 by 300 mm] cylinders with compressive strength between 2000 and 8000 psi [15 to 55 MPa]. They are derived from CCRL concrete reference sample data for laboratory conditions and a

collection of 1265 test reports from 225 commercial testing laboratories in 1978.⁵

NOTE 12—Subcommittee C09.03 will re-examine recent CCRL Concrete Reference Sample Program data and field test data to see if these values are representative of current practice and if they can be extended to cover a wider range of strengths and specimen sizes.

10.2 Bias—Since there is no accepted reference material, no statement on bias is being made.

11. Keywords

⁵ Research report RR:C09-1006 is on file at ASTM Headquarters.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.

This standard is copyrighted by ASTM, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (<http://www.astm.org>).



Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)¹

This standard is issued under the fixed designation C 78; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This standard has been approved for use by agencies of the Department of Defense.

1. Scope

1.1 This test method covers the determination of the flexural strength of concrete by the use of a simple beam with third-point loading.

1.2 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard. The SI equivalent of inch-pound units has been rounded where necessary for practical application.

1.3 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- C 31 Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field²
- C 42 Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete²
- C 192 Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory²
- C 617 Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens²
- C 1077 Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Laboratory Evaluation²
- E 4 Practices for Force Verification of Testing Machines³

3. Significance and Use

3.1 This test method is used to determine the flexural strength of specimens prepared and cured in accordance with Test Methods C 42 or Practices C 31 or C 192. Results are calculated and reported as the modulus of rupture. The strength determined will vary where there are differences in specimen size, preparation, moisture condition, curing, or where the beam has been molded or sawed to size.

3.2 The results of this test method may be used to determine compliance with specifications or as a basis for proportioning, mixing and placement operations. It is used in testing concrete for the construction of slabs and pavements (Note 1).

4. Apparatus

4.1 The testing machine shall conform to the requirements of the sections on Basis of Verification, Corrections, and Time Interval Between Verifications of Practices E 4. Hand operated testing machines having pumps that do not provide a continuous loading in one stroke are not permitted. Motorized pumps or hand operated positive displacement pumps having sufficient volume in one continuous stroke to complete a test without requiring replenishment are permitted and shall be capable of applying loads at a uniform rate without shock or interruption.

4.2 *Loading Apparatus*—The third point loading method shall be used in making flexure tests of concrete employing bearing blocks which will ensure that forces applied to the beam will be perpendicular to the face of the specimen and applied without eccentricity. A diagram of an apparatus that accomplishes this purpose is shown in Fig. 1.

4.2.1 All apparatus for making flexure tests of concrete shall be capable of maintaining the specified span length and distances between load-applying blocks and support blocks constant within ± 0.05 in. (± 1.3 mm).

4.2.2 Reactions shall be parallel to the direction of the applied forces at all times during the test and the ratio of distance between the point of load application and nearest reaction to the depth of the beam shall not be less than one.

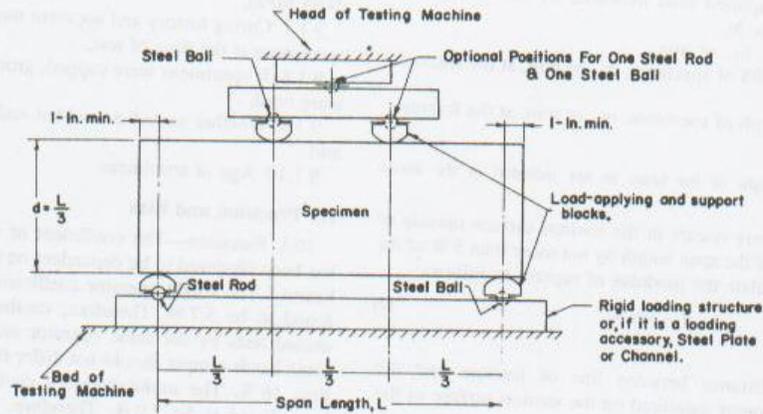
4.2.3 If an apparatus similar to that illustrated in Fig. 1 is used: the load-applying and support blocks should not be more than $2\frac{1}{2}$ in. (64 mm) high, measured from the center or the axis of pivot, and should extend entirely across or beyond the full width of the specimen. Each case-hardened bearing surface in contact with the specimen shall not depart from a plane by more than 0.002 in. (0.05 mm) and shall be a portion of a cylinder, the axis of which is coincidental with either the axis of the rod or center of the ball, whichever the block is pivoted upon. The angle subtended by the curved surface of each block should be at least 45° (0.79 rad). The load-applying and support blocks shall be maintained in a vertical position and in contact with the rod or ball by means of spring-loaded screws

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee C-9 on Concrete and Concrete Aggregates and is the direct responsibility of Subcommittee C09.61 on Testing Concrete for Strength.

Current edition approved April 15, 1994. Published June 1994. Originally published as C 78 – 30T. Last previous edition C 78 – 84.

² *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.02.

³ *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 03.01.



NOTE 1—This apparatus may be used inverted. If the testing machine applies force through a spherically seated head, the center pivot may be omitted, provided one load-applying block pivots on a rod and the other on a ball.
NOTE 2—1 in. = 25.4 mm.

FIG. 1 Diagrammatic View of a Suitable Apparatus for Flexure Test of Concrete by Third-Point Loading Method

that hold them in contact with the pivot rod or ball. The uppermost bearing plate and center point ball in Fig. 1 may be omitted when a spherically seated bearing block is used, provided one rod and one ball are used as pivots for the upper load-applying blocks.

5. Testing

5.1 The test specimen shall conform to all requirements of Test Method C 42 or Practices C 31 or C 192 applicable to beam and prism specimens and shall have a test span within 2% of being three times its depth as tested. The sides of the specimen shall be at right angles with the top and bottom. All surfaces shall be smooth and free of scars, indentations, holes, or inscribed identification marks.

5.2 The technician performing the flexural strength test should be certified as an ACI Technician—Grade II, or by an equivalent written and performance test program.

NOTE 1—The testing laboratory performing this test method may be evaluated in accordance with Practice C 1077.

6. Procedure

6.1 Flexural tests of moist-cured specimens shall be made as soon as practical after removal from moist storage. Surface drying of the specimen results in a reduction in the measured flexural strength.

6.2 When using molded specimens, turn the test specimen on its side with respect to its position as molded and center it on the support blocks. When using sawed specimens, position the specimen so that the tension face corresponds to the top or bottom of the specimen as cut from the parent material. Center the loading system in relation to the applied force. Bring the load-applying blocks in contact with the surface of the specimen at the third points and apply a load of between 3 and 6% of the estimated ultimate load. Using 0.004 in. (0.10 mm) and 0.015 in. (0.38 mm) leaf-type feeler gages, determine whether any gap between the specimen and the load-applying or

support blocks is greater or less than each of the gages over a length of 1 in. (25 mm) or more. Grind, cap, or use leather shims on the specimen contact surface to eliminate any gap in excess of 0.004 in. (0.10 mm) in width. Leather shims shall be of uniform 1/4 in. (6.4 mm) thickness, 1 to 2 in. (25 to 50 mm) width, and shall extend across the full width of the specimen. Gaps in excess of 0.015 in. (0.38 mm) shall be eliminated only by capping or grinding. Grinding of lateral surfaces should be minimized inasmuch as grinding may change the physical characteristics of the specimens. Capping shall be in accordance with the applicable sections of Practice C 617.

6.3 Load the specimen continuously and without shock. The load shall be applied at a constant rate to the breaking point. Apply the load at a rate that constantly increases the extreme fiber stress between 125 and 175 psi/min (0.86 and 1.21 MPa/min), when calculated in accordance with 8.1, until rupture occurs.

7. Measurement of Specimens After Test

7.1 Take three measurements across each dimension (one at each edge and at the center) to the nearest 0.05 in. (1 mm) to determine the average width, average depth, and line of fracture location of the specimen at the section of failure. If fracture occurs at a capped section, include the cap thickness in measurement.

8. Calculation

8.1 If the fracture initiates in the tension surface within the middle third of the span length, calculate the modulus of rupture as follows:

$$R = PL/bd^2 \quad (1)$$

where:

R = modulus of rupture, psi, or MPa.

- P = maximum applied load indicated by the testing machine, lbf, or N,
 l = span length, in., or mm,
 b = average width of specimen, in., or mm, at the fracture, and
 d = average depth of specimen, in., or mm, at the fracture.

NOTE 2—The weight of the beam is not included in the above calculation.

8.2 If the fracture occurs in the tension surface outside of the middle third of the span length by not more than 5 % of the span length, calculate the modulus of rupture as follows:

$$R = 3Pa/bd^2 \quad (2)$$

where:

- a = average distance between line of fracture and the nearest support measured on the tension surface of the beam, in., (or mm).

NOTE 3—The weight of the beam is not included in the above calculation.

8.3 If the fracture occurs in the tension surface outside of the middle third of the span length by more than 5 % of the span length, discard the results of the test.

9. Report

- 9.1 Report the following information:
- 9.1.1 Identification number,
 - 9.1.2 Average width to the nearest 0.05 in. (1 mm),
 - 9.1.3 Average depth to the nearest 0.05 in. (1 mm),
 - 9.1.4 Span length in inches (or millimeters),
 - 9.1.5 Maximum applied load in pound-force (or newtons),

9.1.6 Modulus of rupture calculated to the nearest 5 psi (0.05 MPa),

9.1.7 Curing history and apparent moisture condition of the specimens at the time of test,

9.1.8 If specimens were capped, ground, or if leather shims were used,

9.1.9 Whether sawed or molded and defects in specimens, and

9.1.10 Age of specimens.

10. Precision and Bias

10.1 *Precision*—The coefficient of variation of test results has been observed to be dependent on the strength level of the beams.⁴ The single operator coefficient of variation has been found to be 5.7 %. Therefore, results of two properly conducted tests by the same operator on beams made from the same batch sample should not differ from each other by more than 16 %. The multilaboratory coefficient of variation has been found to be 7.0 %. Therefore, results of two different laboratories on beams made from the same batch sample should not differ from each other by more than 19 %.

10.2 *Bias*—Since there is no accepted standard for determining bias in this test method, no statement on bias is made.

11. Keywords

11.1 beams; concrete; flexural strength testing; modulus of rupture

⁴ See "Improved Concrete Quality Control Procedures Using Third Point Loading" by P. M. Carrasquillo and R. L. Carrasquillo, Research Report 119-1F, Project 3-9-87-1119, Center For Transportation Research, The University of Texas at Austin, November 1987, for possible guidance as to the relationship of strength and variability.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.

This standard is copyrighted by ASTM, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (<http://www.astm.org>).



Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete¹

This standard is issued under the fixed designation C 42; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This method has been approved for use by agencies of the Department of Defense. Consult the DoD Index of Specifications and Standards for the specific year of issue which has been adopted by the Department of Defense.

1. Scope

1.1 This test method covers obtaining, preparing, and testing (1) cores drilled from concrete for length or compressive or splitting tensile strength determinations and (2) beams sawed from concrete for flexural strength determinations.

1.2 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard.

1.3 *This standard may involve hazardous materials, operations, and equipment. This standard does not purport to address all of the safety problems associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- C 39 Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens²
- C 78 Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)²
- C 116 Test Method for Compressive Strength of Concrete Using Portions of Beams Broken in Flexure²
- C 174 Test Method for Measuring Length of Drilled Concrete Cores²
- C 192 Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory²
- C 496 Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens²
- C 617 Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens²

3. Apparatus

3.1 *Core Drill*, for obtaining cylindrical core specimens. For specimens to be removed by drilling downward perpendicular to a horizontal surface, a shot drill may be satisfactory; for specimens taken by drilling in other directions or when the test specimen diameter is to be accurately determined for more precise calculation of compressive strength, a diamond drill shall be used.

3.2 *Saw*, for cutting beam specimens to size for flexural strength tests. The saw shall have a diamond or silicon-carbide cutting edge and shall be capable of cutting specimens which conform to the prescribed dimensions, without excessive heating or shock.

4. Sampling

4.1 General:

4.1.1 Samples of hardened concrete for use in the preparation of strength test specimens shall not be taken until the concrete has become hard enough to permit sample removal without disturbing the bond between the mortar and the coarse aggregate. In general, the concrete shall be 14 days old before the specimens are removed. When preparing strength test specimens from samples of hardened concrete, samples that show abnormal defects or samples that have been damaged in the process of removal shall not be used.

4.1.2 Specimens containing embedded reinforcement shall not be used for determining splitting tensile strength and specimens for determining flexural strength shall not be used if reinforcement is embedded in the tensile portion of the specimen.

NOTE 1—Cores for determining compressive strength that contain embedded reinforcement can yield either higher or lower values than cores without embedded steel and should be avoided if possible or trimmed to eliminate the reinforcement provided an L/D of 1.00 or greater can be attained.

4.2 *Core Drilling*—A core specimen taken perpendicular to a horizontal surface shall be located, when possible, so that its axis is perpendicular to the bed of the concrete as originally placed and not near formed joints or obvious edges of a unit of deposit. A specimen taken perpendicular to a vertical surface, or perpendicular to a surface with a batter, shall be taken from near the middle of a unit of deposit when possible and not near formed joints or obvious edges of a unit of deposit.

4.3 *Slab Removal*—Remove a slab sufficiently large to secure the desired test specimens without the inclusion of any concrete which has been cracked, spalled, undercut, or otherwise damaged.

DRILLED CORES

5. Length of Drilled Core Specimens

5.1 *Minimum Diameter*—A core specimen for the determination of length shall have a diameter of at least 4 in. (102 mm).

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee C-9 on Concrete and Concrete Aggregates and is the direct responsibility of Subcommittee C09.03.01 on Methods of Testing Concrete for Strength.

Current edition approved Dec. 31, 1987. Published February 1988. Originally published as C 42 - 21 T. Last previous edition C 42 - 84a.

² *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.02.

5.2 *Procedure for Length Determination*—Measure the lengths of cores in accordance with the provisions of Method C 174.

6. **Compressive Strength**

6.1 *Test Specimens*—The diameter of core specimens for the determination of compressive strength should preferably be at least three times the nominal maximum size of the coarse aggregate used in the concrete, and *must* be at least twice the maximum nominal size of the coarse aggregate in the core sample. The length of the specimen, when capped, should be as nearly as practicable twice its diameter. A core having a maximum height of less than 95 % of its diameter before capping or a height less than its diameter after capping shall not be tested.

6.2 *End Preparation*—The ends of core specimens to be tested in compression shall be essentially smooth, perpendicular to the longitudinal axis, and of the same diameter as the body of the specimen. If necessary, saw or tool the ends of the specimens until the following requirements are met:

6.2.1 Projections, if any, shall not extend more than 0.2 in. (5 mm) above the end surfaces,

6.2.2 The end surfaces shall not depart from perpendicularity to the longitudinal axis by more than 5°, and

6.2.3 The diameters of the ends shall not depart more than 0.1 in. (2.5 mm) from the mean diameter of the specimen.

6.3 *Moisture Conditioning*—Submerge the test specimens in lime-saturated water at 73.4 ± 3.0°F (23.0 ± 1.7°C) for at least 40 h immediately prior to making the compression test. Test the specimens promptly after removal from water storage. During the period between removal from water storage and testing, keep the specimens moist by covering with a wet blanket of burlap or other suitable absorbent fabric.

6.3.1 When the specifying authority for the project so directs, cores shall be tested in a moisture condition other than achieved by conditioning according to 6.3. Length-diameter correction factors shown in 6.7 are applicable to both dry and soaked concrete. Direction for consideration of testing in a moisture condition other than that achieved by soaking at least 40 h may be found in ACI 301, chapter 17, and ACI 318, chapter 4.

6.4 *Capping*—Before making the compression test, cap the ends of the specimens in conformance with the procedure prescribed in the applicable section of Practice C 617. The capped surfaces of the specimens shall conform to the planeness requirements of Method C 192.

6.5 *Measurement*—Prior to testing, measure the length of the capped specimen to the nearest 0.1 in. (2.5 mm) and use this length to compute the length-to-diameter ratio. Determine the average diameter by averaging two measurements taken at right angles to each other about the midheight of the specimen. Measure core diameters to the nearest 0.01 in. (0.25 mm) whenever possible, but at least to the nearest 0.1 in.

NOTE 2—Most shot-drilled cores will not be smooth enough to justify measuring of diameters closer than the nearest 0.1 in. (2.5 mm).

6.6 *Testing*—Test the specimens in accordance with the applicable provisions of Test Method C 39.

6.7 *Calculations*—Calculate the compressive strength of each specimen using the computed cross-sectional area based on the average diameter of the specimen.

6.7.1 If the ratio of length to diameter of the specimen exceeds 2.10 it shall be reduced in length to fall within the ratio limits of 1.94 to 2.10. Specimens within these ratios require no correction.

6.7.2 If the ratio of the length to diameter of the specimen is less than 1.94 apply correction factors shown in the following table:

Ratio of Length of Cylinder to Diameter l/d	Strength Correction Factor ⁴
1.75	0.98
1.50	0.96
1.25	0.93
1.00	0.87

⁴ These correction factors apply to lightweight concrete weighing between 100 and 120 lb/ft³ (1600 and 1920 kg/m³) and to normal weight concrete. They are applicable to concrete dry or soaked at the time of loading. Values not given in the table shall be determined by interpolation. The correction factors are applicable for nominal concrete strengths from 2000 to 6000 psi (13.8 to 41.4 MPa). (Correction factors depend on various conditions such as strength and elastic moduli. Average values are given in the table.)

6.8 *Report*—Report the results as required by Test Method C 39 with the addition of the following information:

6.8.1 Length of test specimen before and after capping,

6.8.2 Compressive strength to the nearest 10 psi (69 kPa) when the diameter is measured to the nearest 0.01 in. (0.25 mm) and to the nearest 50 psi (345 kPa) when the diameter is measured to the nearest 0.1 in. (2.5 mm), after correction for length-diameter ratio when required,

6.8.3 Direction of application of the load on the specimen with respect to the horizontal plane of the concrete as placed,

6.8.4 The moisture condition at the time of testing, and

6.8.5 Nominal maximum size of concrete aggregate.

7. **Splitting Tensile Strength**

7.1 *Test Specimens*—The specimens shall conform to the dimensional requirements in 6.1, 6.2.1, and 6.2.2. Ends are not to be capped.

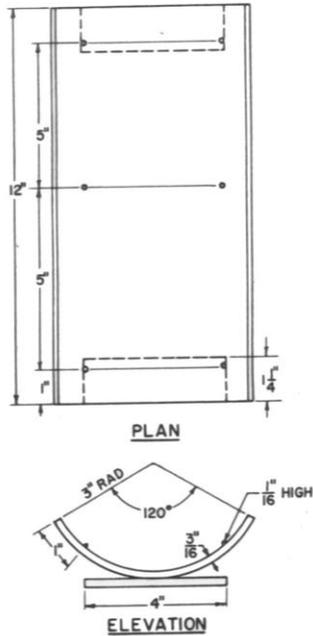
7.2 *Moisture Conditioning*—Prior to testing condition the specimens as described in 6.3.

7.3 *Bearing Surfaces*—The line of contact between the specimen and each bearing strip shall be straight and free of any projections or depressions higher or deeper than 0.01 in. (0.25 mm). When the line of contact is not straight or contains projections or depressions having heights or depths greater than 0.01 in., grind or cap the specimen so as to produce bearing lines meeting these requirements. Do not use specimens with projections or depressions greater than 0.1 in. (2.5 mm). When capping is employed the caps shall be as thin as practicable and shall be formed of high-strength gypsum plaster.

NOTE 3—Fig. 1 illustrates a device suitable for applying caps to 6-in. (150-mm) diameter specimens.

7.4 *Testing*—Test the specimens in accordance with the applicable provisions of Test Method C 496.

7.5 *Calculation and Report*—Calculate the splitting tensile strength and report the results as required in Test Method C 496. When grinding or capping of the bearing surfaces is required, measure the diameter between the



Metric Equivalents

in.	1/16	3/16	1	1 1/4	3	4	5	12
mm.	1.6	4.8	25	32	76	102	127	305

FIG. 1 Suitable Capping Device for Splitting Tensile Strength Test

finished surfaces. Indicate that the specimen was a core and state its moisture condition at the time of testing.

SAWED BEAMS

8. Flexural Strength

8.1 *Test Specimens*—A beam specimen for the determi-

nation of flexural strength shall in general have a cross section of 6 by 6 in. (150 by 150 mm) (Note 4). The specimen shall be at least 21 in. (530 mm) in length, but when two tests for flexural strength are to be made in one beam specimen, it shall be at least 33 in. (840 mm) in length. Perform the sawing operation so that the concrete will not be weakened by shock or by heating. The sawed surfaces shall be smooth, plane, parallel, and free from steps, ridges, and grooves. Take care in handling sawed beam specimens to avoid chipping or cracking.

NOTE 4—In many cases, particularly with prisms cut from pavement slabs, the width will be governed by the size of the coarse aggregate and the depth by the thickness of the slab.

8.2 *Moisture Conditioning*—Submerge the test specimens in lime-saturated water at 73.4 ± 3°F (23 ± 1.7°C) for at least 40 h immediately prior to the flexure test. Test the specimens promptly after removal from water storage. During the period between removal from water storage and testing, keep the specimens moist by covering with a wet blanket of burlap or other suitable absorbent fabric.

8.2.1 When the specifying authority for the project so directs, beams shall be tested in a moisture condition other than that achieved by conditioning in accordance with 8.2. Relatively small amounts of drying of the surface of flexural specimens induce tensile stresses in the extreme fibers that will markedly reduce the indicated flexural strength.

8.3 *Testing*—Test the specimens in accordance with the applicable provisions of Test Method C 78.

NOTE 5—The compressive strengths of portions of beams broken in flexure may be determined by testing such portions as modified cubes in accordance with Test Method C 116.

NOTE 6—Sawing may greatly reduce the indicated flexural strength; beams shall, therefore, be tested with a molded surface in tension whenever possible. The location of the tension face with respect to the position of the concrete as placed and the position of the sawed surfaces should be reported.

8.4 *Report*—Report the results in accordance with the applicable provisions of Test Method C 78 and the requirements of this test method, including the moisture condition at the time of testing. Identify orientation of the specimen's finished, sawed, and tension faces with respect to their positions in the test apparatus.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103.