EFECTOS DE LAS PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS GRUESOS SOBRE EL VALOR DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO: REVISIÓN DOCUMENTAL Y CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LA ROCA CALIZA DE LA FORMACION TOLUVIEJO (SUCRE).

P R E S E N T A

ALEX JOSÉ GONZÁLEZ CASTRO.

D I R E C T O R

ALEX JOSÉ BRACAMONTE MIRANDA.
Ingeniero Civil.
Especialista en Geotecnia y Gerencia de Proyectos de Construcción
Magister en Construcción.
Doctorante en ingeniería.

UNIVERSIDAD DE SUCRE.

FACULTAD DE INGENIERÍA.

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL.

SINCELEJO, SUCRE (COLOMBIA).

13 DE NOVIEMBRE 2019.

EFECTOS DE LAS PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS GRUESOS SOBRE EL VALOR DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO: REVISIÓN DOCUMENTAL Y CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LA ROCA CALIZA DE LA FORMACION TOLUVIEJO (SUCRE).

TRABAJO INVESTIGATIVO EN MODALIDAD DE TESIS PARA RECIBIR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

P R E S E N T A

ALEX JOSÉ GONZÁLEZ CASTRO.

D I R E C T O R

ALEX JOSÉ BRACAMONTE MIRANDA.
Ingeniero Civil.
Especialista en Geotecnia y Gerencia de Proyectos, Magister en Construcción.
y Doctorante de la Universidad del Norte.

UNIVERSIDAD DE SUCRE.

FACULTAD DE INGENIERÍA.

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL.

SINCELEJO, SUCRE (COLOMBIA).

13 DE NOVIEMBRE 2019.

CITA.

“Ninguém ignora tudo,

Ninguém sabe tudo,

Por isso, aprendemos sempre”

Paulo Freire.

AGRADECIMIENTOS.

Durante el desarrollo del presente proyecto recibí la colaboración y orientación desinteresada de muchas personas, entre ellos: familiares, amigos, compañeros de trabajo y hasta personas externas a mi labor, de las cuales estaré siempre agradecido. En este aparte, trato de darles un pequeño homenaje a sus valiosos aportes en pro del desarrollo de esta investigación.

Principalmente, agradezco a Dios y a mi familia por su apoyo y fortaleza. A mi madre Alba por su cariño y confianza, a mi padre Alexander por sus consejos, a mi hermano Luis por su comprensión y apoyo.

Al ingeniero Alex José Bracamonte Miranda le hago un reconocimiento especial por toda su enseñanza y la confianza depositada en mí, su dedicación, apoyo y colaboración desinteresada, para el buen término de este proyecto. También a su equipo de trabajo y su familia por todo el cariño y aprecio durante estos 3 arduos años, en especial a la señora Rocío Martínez, y a mis excompañeros Aníbal Pérez, Luis Sierra, Luis Chamorro, Filiberto Jaraba y Gustavo Suarez.

Exalto la labor de los ingenieros Dely Domínguez Pérez, Carlos Guevara Vergara, Melissa González Reyes, José Polo González por su generosa colaboración en todo momento, aportando un grano de arena en las etapas más complejas del estudio.

A las empresas Agregados y Canteras del Norte SAS, con apoyo del ingeniero Luis Pinto y del señor Ismael Quintero Fadúl; Agresucre SAS, con apoyo del ingeniero Héctor Merlano y del arquitecto Fernando Ramos Vitar; Pinzuar LTDA y al físico Arturo Castillo; Concretos del Norte (Concrenorte) y Concretos de la Sabana (Concresas), con la intervención y apoyo de los ingenieros Helen Camargo y Édison García.

Agradezco a todos mis amigos y familiares que, de algún otro modo, hicieron parte de este proyecto de investigación. Algunos de ellos los refiero a continuación: Kely Aros, Ivonne Pinedo, Maria Madrid, Natalia Alviz, Arantxa Hernández, Leonardo Guevara, Luis Causado, Rubén Giraldo, Ezequiel Ochoa, Andrés Coava, Axel Forero, Héctor Montero, gracias por sus consejos y apoyo moral.

Por último, pero no menos importante, estaré siempre agradecido con todo el cuerpo de docentes del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Sucre, por sus enseñanzas durante mi proceso de formación que forjaron mi carácter y cariño por la profesión. Especialmente a los ingenieros Emel Mulett Rodríguez, Alex Bracamonte Miranda, John Feria Díaz, Gastón Ballut Dajud, Fabian Manotas Ortega, Guillermo Gutiérrez Ribón, Dalmiro Pacheco Ruiz, David Díaz Villalobos, Fernando Jove Wilches, Álvaro Caballero Guerrero, Carlos Medina, Vicente Vergara Flores, Carlos Garrido y Rodrigo Hernández Ávila, así como al arquitecto Armando Gutiérrez Ribón.

Hago una dedicatoria especial para la ingeniera Yohana Pérez Pertuz, jefe de departamento de Ingeniería Civil, por toda su gestión y cariño.

Gracias por tan nobles actos.

RESUMEN.

El módulo de elasticidad del concreto es unos de los parámetros más usados dentro del diseño elástico de estructuras de concreto armado, dada su importancia a nivel estructural, es poco coherente que su comportamiento y variabilidad no hayan sido incluidas en los códigos de diseño de estructuras de concreto nacionales, mostrando un problema de sobrestimación al tomar las expresiones relacionadas por el código americano de diseño de concreto reforzado ACI 318 como propias (Lizarazo & López, 2011; Serrano & Pérez, 2010).

Se ha hecho extensiva la idea que el módulo de elasticidad estático del concreto debe ser calculado por las expresiones presentes en la norma colombiana de diseño sismoresistente NSR-10. Sin embargo, estudios experimentales muestran que estas correlaciones ahí mostradas no son coherentes con los valores de E_c medidos en campo (Lizarazo & López, 2011; Serrano & Pérez, 2010; Torrado P. & Porras A., 2009). Así, surge entonces gran incertidumbre sobre si el valor de elasticidad que se está estimando con base en la resistencia a compresión es realmente acorde a las condiciones de cada proyecto (resistencia del concreto, tipo de agregado, uso de aditivos, etc).

Por ello, una primera fase del presente trabajo buscó desarrollar una síntesis del estado del arte sobre el efecto de algunos parámetros sobre el módulo elástico del concreto, estos son: características del agregado grueso y de la pasta de cemento endurecida, la interface agregado-matriz y parámetros de prueba. Tal clasificación apunta a lo establecido en la literatura sobre el módulo elástico del concreto, la cual asevera que el valor del mismo es dependiente de las propiedades elásticas de los componentes del concreto (Mehta & Monteiro, 2006).

Una segunda fase del proyecto abarcó el estudio mecánico del agregado grueso de caliza, ampliamente usado en Sucre y los departamentos aledaños para producir concretos. El

hecho de no tener registros de resistencias y, mucho menos, de módulos de elasticidad en las canteras donde se explota la roca, requirió de un estudio de campo que permitiera recolectar núcleos de roca caliza para valorar tales propiedades en laboratorio. Las labores fueron desarrolladas con apoyo de dos grandes canteras de producción de agregado de caliza en la región, Agrenorte SAS y Agresucre SAS, sobre las cuales se iniciaron las actividades de extracción.

Las conclusiones extraídas del estudio señalan que las rocas calizas presentes en el flanco occidental de la formación Toluviejo poseen resistencias a compresión uniaxial en el orden de 15 MPa y 100 MPa, mientras que la rigidez del material fluctúa, mayoritariamente, entre 17 GPa y 55 GPa. De aquí, estas propiedades mecánicas muestran un campo favorable para la producción de concretos de alto desempeño con el desarrollo de buenas propiedades de rigidez gracias a las ventajas en la unión química agregado-matriz del concreto con caliza triturada. Por otra parte, se logró establecer un grupo de variables que ofrecen influencia sobre el valor del módulo de elasticidad del concreto, así como su efecto, donde no es la resistencia a compresión del concreto la variable que mejor predice E_c sino el módulo de elasticidad del agregado y sus propiedades, como lo sustenta (Lizarazo & López, 2011).

PALABRAS CLAVE

Módulo de elasticidad, rigidez, resistencia a compresión, concreto, roca, caliza, esfuerzo, deformación.

TABLA DE CONTENIDOS.

RESUMEN. vi

LISTA DE TABLAS. xii

LISTA DE FIGURAS. xvi

LISTA DE ILUSTRACIONES xix

1. INTRODUCCIÓN. 34

2. OBJETIVOS. 36

2.1. OBJETIVO GENERAL. 36

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS. 36

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA. 37

3.1. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN. 49

3.2. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN. 49

4. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO. 51

5. MARCO GEOLÓGICO. 56

5.1. CINTURÓN DE SAN JACINTO. 61

5.1.1. FALLAS LONGITUDINALES (NNE). 61

5.1.2. FALLAS TRANSVERSALES (ONO). 63

5.1.3. PLIEGUES. 63

5.2. FORMACION TOLUVIEJO (Pgt). 65

5.3. FORMACION SAN CAYETANO (Pgsc). 72

5.4. RECURSOS NATURALES. 75

6. MARCO DOCUMENTAL. 80

6.1. MARCO CONCEPTUAL. 80

6.1.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAXIAL DEL CONCRETO. 80

6.1.1. LEY DE HOOKE. 97

6.1.2. TIPOS DE DEFORMACIÓN. 99

6.1.3. RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN COMPRESIÓN EN EL CONCRETO. 100

6.1.4. RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN TENSIÓN. 107

6.1.5. MÓDULO DE ELASTICIDAD. 108

6.1.6. MÓDULO DE ELASTICIDAD SEGÚN LOS CÓDIGOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO EN EL MUNDO. 117

6.1.7. MECANICA DE ROCAS. 126

6.2. ESTADO DEL ARTE Y ANTECEDENTES. 137

6.2.1. SOBRE DEL TIPO DE AGREGADO GRUESO. 137

6.2.2. SOBRE EL TAMAÑO, FORMA Y TEXTURA. 156

6.2.3. SOBRE LA INTERFASE AGREGADO-MATRIZ Y LAS ADICIONES. 160

6.2.4. SOBRE LAS CONDICIONES DE ENSAYO. 162

6.2.5. SOBRE LOS CÓDIGOS DE DISEÑO. 164

6.2.6. COMPLEMENTARIOS 172

7. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN 174

7.1. ETAPA 1: REVISIÓN DOCUMENTAL. 175

7.2. ETAPA 2: PROPIEDADES MECANICAS DE LA ROCA. 176

8. PARÁMETROS QUE AFECTAN EL MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO DEL CONCRETO. 181

8.1. PARÁMETROS DEL AGREGADO. 181

8.1.1. TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO. 181

8.1.2. TIPO DE AGREGADO GRUESO. 183

8.1.3. ORIGEN GEOLOGICO DEL AGREGADO GRUESO. 190

8.1.4. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL AGREGADO GRUESO. 191

8.1.5. CALIDAD DEL AGREGADO GRUESO. 194

8.1.6. MINERALOGÍA DEL AGREGADO GRUESO. 194

8.1.7. FORMA Y TEXTURA DEL AGREGADO. 195

8.2. PARAMETROS DE LA PASTA ENDURECIDA. 197

8.2.1. RELACIÓN AGUA/CEMENTO. 197

8.2.2. TIPO DE MATERIALES CEMENTANTES E INCLUSIONES MINERALES. 199

8.3. PARÁMETROS DE LA ZONA DE TRANSICIÓN INTERFACIAL. 200

8.3.1. UNIÓN AGREGADO-PASTA DE CEMENTO. 200

8.4. PARÁMETROS DE ENSAYO. 202

8.4.1. EDAD DE CURADO/ EDAD DE PRUEBA. 202

8.4.2. TIPO DE REFRENTADO DE LOS ESPECIMENES. 208

8.4.3. COTA SUPERIOR DE ESFUERZO. 209

8.4.4. TAMAÑO Y FORMA DE LOS ESPECÍMENES DE CONCRETO. 210

8.4.5. EL DISPOSITIVO DE MEDICIÓN DE DEFORMACIONES. 210

8.5. LOS CÓDIGOS DE DISEÑO. 211

9. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LA ROCA. 218

9.1. MUESTRAS RECUPERADAS. 218

9.2. RESISTENCIA A COMPRESION UNIAXIAL 220

9.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO. 224

9.4. ADHESIVOS PARA GALGAS EXTENSOMETRICAS. 226

9.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS. 229

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. 239

11. GLOSARIO DE TERMINOS 248

12. REFERENCIAS 250

13.1. INSPECCIÓN DE CAMPO 263

13.1.1. PROCESO DE PRODUCCIÓN. 271

13.2. PROGRAMA DE MUESTREO EN CAMPO. 272

13.2.1. CORTE EN TALUD VERTICAL. 277

13.2.2. CAJA DE MUESTREO. 282

13.2.3. BLOQUE DE ROCA. 286

13.3. PREPARACION DE MUESTRAS DE ROCA PARA ENSAYO. 300

13.3.1. CORTE DE LAS MUESTRAS MEDIANTE ASERRADO MECÁNICO. 300

13.3.2. REFRENTADO DE ESPECÍMENES DE ROCA. 305

13.3.3. ADHESIÓN DE GALGAS EXTENSOMÉTRICAS. 326

13.4. DESARROLLO DE LOS ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN MECÁNICA. 331

LISTA DE TABLAS.

Tabla 1. *Convenciones geológicas principales de los materiales predominantes en las zonas aledañas al desarrollo del proyecto. Tomado de (Barrera, 1999).* 58

Tabla 2. Convenciones geológicas de los materiales predominantes en las zonas aledañas al desarrollo del proyecto (Gómes et al., 2015). 72

Tabla 3. *Resultados de composición química de los materiales que predominan en la formación Toluviejo, utilizados en la industria para la producción de cemento. Disponible en (Clavijo & Barrera, 2001), adaptado por el autor.* 77

Tabla 4. *Resultados análisis químico de la formación Toluviejo realizado por De Porta (1962) (Citado por (Torres, 2011).* 77

Tabla 5. *Registros de producción de toneladas de caliza en Colombia en el año 2018. Adaptado de (Luengas y Prieto, 2019).* 78

Tabla 6. *Registros de producción de toneladas de caliza en Colombia en el año 2016. Adaptado de (Luengas y Prieto, 2017).* 79

Tabla 7. Expresiones históricamente usadas por el código ACI 318 para determinar E_c. 118

Tabla 8. Expresiones históricamente usadas por el código FIB para determinar E_c. 119

Tabla 9. Expresiones usadas por el código ACI para determinar E_c para varios tipos de concreto. 120

Tabla 10. Factor de corrección para el módulo de elasticidad del concreto según el tipo de agregado grueso (Mehta & Monteiro, 2006). 121

Tabla 11. *Expresiones históricamente usadas por diferentes códigos de diseño de estructuras de concreto en el mundo para determinar E_c.* 121

Tabla 12. Módulos de elasticidad según el grado de resistencia adaptado del código ruso SP-52-101 (Vakhshouri, 2018). 126

Tabla 13. *Módulos de elasticidad según el grado de resistencia adaptado del código chino GB 50010 (MOHURD, 2010).* 126

Tabla 14. Módulos de elasticidad según el grado de resistencia adaptado del código JSCE 2007 (JSCE, 2010). 126

Tabla 15. Valores típicos de relación de Poisson en rocas. Tomado de (Sivakugan et al., 2013). 132

Tabla 16. *Clasificación de la rigidez de la roca en base a deformación axial máxima para la carga pico. Adaptado de (Sivakugan et al., 2013).* 134

Tabla 17. Relación E/UCS en roca según la textura del grano y el origen geologico. Adaptado de (Sivakugan et al., 2013). 135

Tabla 18. *Valores de elasticidad para concreto con agregado de caliza y arenisca densa tipo A, según marco europeo* (Kakizaki & Edahiro, 1993). 139

Tabla 19. Propiedades mecánicas y elásticas de mortero de cemento y concreto para varias edades (Zhou et al., 1995). Adaptado por el autor. 141

Tabla 20. Resultados de ensayos de resistencia y elasticidad sobre muestras de concreto de 30, 60 y 90 MPa (Wu et al., 2001) 142

Tabla 21. Resumen del efecto del tamaño del agregado grueso sobre E_c. 183

Tabla 22. Tendencia del tipo de agregado sobre la resistencia y elasticidad del concreto de alta resistencia. 188

Tabla 23. Tendencia del tipo de agregado sobre la resistencia y elasticidad del concreto de resistencia normal. 190

Tabla 24. Valores de resistencia a compresión y modulo elástico en roca y concreto. 193

Tabla 25. Listado de núcleos de roca de 4” para pruebas de resistencia y elasticidad. Desarrollado por el autor. 219

Tabla 26. Listado de núcleos de roca de 3” para pruebas de resistencia y elasticidad. Desarrollado por el autor. 219

Tabla 27. Listado de núcleos de roca de 2” para pruebas mecánicas sin variación de la inclinación. 220

Tabla 28. *Resultados de resistencia a compresión sobre núcleos de 4 pulgadas extraídos de la cantera 3 para varias inclinaciones. Desarrollado por el autor* 221

Tabla 29. *Resultados de resistencia a compresión sobre núcleos de 3 pulgadas extraídos de la cantera 1 para varias inclinaciones.* 221

Tabla 30. Resultados de resistencia a compresión sobre núcleos de 2 pulgadas extraídos de la cantera 1 perforando verticalmente el macizo. Desarrollado por el autor. 223

Tabla 31. Valores de elasticidad y relación de Poisson sobre núcleos de 3 pulgadas extraídos de la cantera 1. 225

Tabla 32. Valores de elasticidad bajo dos métodos de medición de deformación sobre núcleos de roca de 4 pulgadas de la cantera 3. El adhesivo utilizado fue cianoacrilato Pinzuar 225

Tabla 33. Valores de elasticidad bajo dos métodos de medición de deformación sobre núcleos de roca de 4 pulgadas de la cantera 3. El adhesivo utilizado fue cianoacrilato Pinzuar. 228

Tabla 34. Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de compresión en roca de la cantera 3 (Agresucre). Desarrollado por el autor. 229

Tabla 35. *Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de elasticidad en roca de la cantera 3.* 230

Tabla 36. Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de resistencia a compresión en roca de la cantera 1. Desarrollado por el autor. 233

Tabla 37. Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de elasticidad en roca de la cantera 1. Desarrollado por el autor. 234

Tabla 38. *Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de resistencia a compresión en zona de estudio sobre la formación Toluviejo. Desarrollado por el autor.* 236

Tabla 39. Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de módulo de elasticidad en zona de estudio sobre la formación Toluviejo. Desarrollado por el autor. 236

Tabla 40. Resumen de resultados de resistencia a compresión sobre cubos de mortero de zufre. 313

Tabla 41. Muestras fundidas el 27 de noviembre de 201 a las 18:00 horas. 320

LISTA DE FIGURAS.

Fig 2. Varias variables que influyen en el módulo de elasticidad del concreto. Adaptado de Mehta & Monteiro, (2006). 47

Fig 2. Distribución geográfica de las formaciones sobre la Serranía de San Jacinto, en el departamento de Sucre. (Barrera, 1999). Adaptado por el autor. 59

Fig 3. Extensión de la formación Toluviejo en el departamento de Sucre.(Barrera, 1999). Adaptado por el autor. 60

Fig 4. Geología presente en el norte del departamento de Sucre, según el SGC. (Gómes et al., 2015). 70

Fig 5. Parámetros que influencian la resistencia a compresión del concreto (Mehta & Monteiro, 2006). 97

Fig 7. Modulo elástico vs tamaño máximo del agregado grueso para concretos normales y subestándar. (Yıldırım & Sengul, 2011). Adaptado por el autor. 159

Fig 7. Mapa sinóptico del desarrollo metodológico del proyecto. Desarrollado por el autor. 180

Fig 8. Desarrollo de E_c a 14 días según el tipo de agregado y el nivel de resistencia del concreto, en relación al módulo obtenido a 28 días. Obtenido de según Beushausen & Dittmer (2015). Desarrollado por el autor. 204

Fig 9. Evolución de f'_c a edades tempranas, según el nivel de resistencia del concreto de granito, en relación al valor a 28 días según Beushausen & Dittmer (2015). Desarrollado por el autor. 204

Fig 10. Evolución de f'_c a edades tempranas, según el nivel de resistencia del concreto de andesita, en relación al valor a 28 días según Beushausen & Dittmer (2015). Desarrollado por el autor. 205

Fig 11. Izquierda. Evolución de E_c con la edad de prueba en concreto con agregado de basalto BA-1. Derecha. Evolución de E_c con la edad de prueba en concreto con agregado de basalto BA-3. Tomado de (D. Santos et al., 2017, p 22) 205

Fig 12. Evolución de f'_c con la edad de prueba en concreto con agregado de dolomita. Adaptado de (D. Santos et al., 2017) 207

Fig 13. Evolución de f'_c con la edad de prueba en concreto con agregado de basalto. Adaptado de (D. Santos et al., 2017). 207

Fig 14. Módulo elástico de concretos de Bucaramanga vs algunos modelos de predicción. Adaptado de (Torrado P. & Porras A., 2009) 216

Fig 15. Variación de la resistencia a compresión con la inclinación de la muestra sobre el macizo rocoso. 222

Fig 16. Variación del módulo de elasticidad con la inclinación de la muestra. Desarrollado por el autor. 222

Fig 17. Variación de la resistencia compresión con la masa unitaria del espécimen. Desarrollado por el autor. 223

Fig 18. Comportamiento del módulo elástico con la inclinación de la muestra. Desarrollado por el autor. 226

Fig 19. Boxplot de los datos de resistencia tomados de la cantera 3 sobre núcleos de 4". Desarrollado por el autor 230

Fig 20. Boxplot de los valores de módulo de elasticidad estimados con compresómetros de muestras de roca de 4" de la cantera 3. Desarrollado por el autor. 231

Fig 21. Boxplot de los valores de módulo de elasticidad estimados con galgas extensométricas de muestras de roca de 4" de la cantera 3. Desarrollado por el autor. 232

Fig 22. Boxplot de los datos de resistencia tomados de la cantera 1 sobre núcleos de 3". Desarrollado por el autor. 234

Fig 23. Boxplot de los valores de módulo de elasticidad estimados con compresómetros de muestras de roca de 3” de la cantera 3. Desarrollado por el autor. 235

Fig 24. Boxplot de los datos de resistencia evaluados sobre muestras de las canteras 1 y 3. Desarrollado por el autor. 237

Fig 25. Boxplot de los valores de módulo de elasticidad estimados con compresómetros sobre muestras de las canteras 1 y 3. Desarrollado por el autor. 237

Fig 26. Programación temporaria del proyecto de investigación. 276

Fig 27. Resultados de resistencia mecánica sobre cubos de azufre puro de 50 mm de arista. Desarrollada por el autor. 308

Fig 28. Caracterización granulométrica según NTC 3937. Desarrollado por el autor. 310

Fig 29. Caracterización granulométrica según NTC 77, 78 y 174. Desarrollado por el autor. 310

Fig 30. Caracterización granulométrica arena de Tuchín según NTC 3937. Desarrollado por el autor. 310

Fig 31. Caracterización granulométrica arena de Tuchín según NTC 77, 78 y 174. Desarrollado por el autor. 311

Fig 32. Resultados de resistencia mecánica sobre cubos de azufre con arena de Lorica. Desarrollada por el autor. *Fig 33*. Resultados de resistencia mecánica sobre cubos de azufre con arena de Tuchín. Desarrollada por el autor. 312

Fig 34. Resultados de resistencia mecánica sobre cubos de azufre con arena de Lorica al 50% de reemplazo. Desarrollada por el autor. 319

Fig 35. Resultados de resistencia mecánica sobre cubos de mortero de azufre. Desarrollada por el autor. 326

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Comparación del módulo elástico del concreto de 21 MPa sobre los valores resultantes al aplicar las ecuaciones propuestas por el ACI, NSR-98 y CEC. Tomado de (Serrano & Pérez, 2010, p. 25) 40

Ilustración 2. Expresiones de algunos códigos de diseño para valorar E_c en concretos del área de influencia de Bogotá (Colombia). Tomado de (Lizarazo & López, 2011, p. 241) 41

Ilustración 3. Ubicación geográfica del municipio de Toluviejo, dentro del departamento de Sucre (Colombia). Adaptado de (Alcaldia de Toluviejo, s/f). 52

Ilustración 4. Fotografía de satélite del área de influencia del proyecto en rojo, con las principales canteras de roca caliza. Imagen obtenida con el software Google Earth Pro 7.3.2.5776 (32-bit) y modificada por el autor. 54

Ilustración 5. Fotografía de la ubicación de la zona de muestreo sobre el departamento de Sucre, imagen extraída del software Google Pro 7.3.2.5776 (32-bit) modificada por el autor. 55

Ilustración 6. Planchas 44 y 52 bajo la subdivisión de INGEOMINAS en la zona norte del país. Tomado de (Clavijo & Barrera, 2001, p. 52) 57

Ilustración 7. Localización geográfica- geológica de la zona de muestreo. Tomado y adaptado de (Gómes, Montes, Nivia, & Diederix, 2015) en el software Google Pro 7.3.2.5776 (32-bit). 57

Ilustración 8. Fisiografía sobre la cual se emplaza la formación Toluviejo. Extraída de (Clavijo & Barrera, 2001, p. 14). 67

Ilustración 9. Columna estratigráfica de la formación Toluviejo, sección arroyo Chalan. levantada por j. Clavijo. (Clavijo & Barrera, 2001, p. 29). 68

Ilustración 10. Esquema general de la distribución de los distintos tipos de estructuras geológicas presentes en el área de influencia del proyecto sobre el Cinturón de San Jacinto (Clavijo & Barrera, 2001) 74

Ilustración 11. Relación entre la resistencia a compresión y la relación agua/cemento con la edad de prueba del concreto. Tomado de (Mehta & Monteiro, 2006, p 54). 84

Ilustración 12. Izquierda. Relación entre la resistencia a compresión del concreto y la relación agua/cemento con el contenido de aire. Derecha. Variación la resistencia a compresión con el contenido de aire en la mezcla. Tomado de (Mehta & Monteiro, 2006, p 55). 85

Ilustración 13. Influencia del tamaño del agregado grueso y la relación agua/cemento sobre la resistencia a compresión del concreto. (Mehta & Monteiro, 2006, p 57). 88

Ilustración 14. Efecto de las condiciones de curado y la edad sobre la resistencia a compresión del concreto (Mehta & Monteiro, 2006, p 62). 90

Ilustración 15. Izquierda. Resistencia relativa del concreto con la temperatura de curado en base a 21ºC sobre muestras con a/c de 0.53 (Mehta & Monteiro, 2006, p 64). Derecha. Influencia de la temperatura colado y curado sobre los valores de resistencia del concreto en compresión en base a 21ºC. 91

Ilustración 16. Efecto del tamaño del diámetro de las muestras sobre la resistencia a compresión, cuando la relación altura/diámetro es igual a 2. Tomado de (Mehta & Monteiro, 2006). 92

Ilustración 17. Influencia de la restricción de los extremos sobre el modo de falla de la muestra: (a) restringido en ambos extremos, (b) restringido en solo un extremo, (c) sin restricciones. Tomado de (Li, 2011). 95

Ilustración 18. Efecto de las restricciones sobre especímenes cúbicos (a, b, c) y cilíndricos de concreto (d): (Li, 2011) 96

Ilustración 19. Diagrama esfuerzo deformación del concreto en estados tensionales de compresión y tracción (Mehta & Monteiro, 2006, p 54). 98

Ilustración 20. Esquema de la determinación del límite proporcionalidad aparente para materiales sin punto de fluencia (Singer & Pytel, 2003). 102

Ilustración 21. Comportamiento típico esfuerzo deformación de la pasta de cemento, el agregado grueso y el concreto en compresión (Mehta & Monteiro, 2006, p 87). 103

Ilustración 22. Izquierda. Gráfico típico resistencia a compresión vs deformación unitaria. Derecha. Resistencia a compresión vs deformación volumétrica del concreto (Mehta & Monteiro, 2006, p 87). 104

Ilustración 23. Proceso de falla en compresión del concreto: (a) Grieta en la vecindad de la interface para cargas menores a 40% de la resistencia, (b) crecimiento de grietas con la carga (40%-80% de la resistencia del concreto), (c) concentración de grietas para esfuerzos mayores a 80% de f'_c, (d) formación de grietas principales y falla de la muestra (Li, 2011, p. 168) 105

Ilustración 24. Esquema de los efectos del aumento de esfuerzo en el concreto sobre su estado de agrietamiento interno. Tomado de (Mehta & Monteiro, 2006, p 87). 106

Ilustración 25. Diagrama de carga-tiempo durante el ensayo de módulo de elasticidad según metodología EN 12390-13 (Li, 2011, p. 193). 111

Ilustración 26. Relación entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad para 4 tipos de concretos ensayadas para edades hasta de 1 año. Tomado de (Mehta & Monteiro, 2006, p 95). 116

Ilustración 27. Valores típicos de resistencia a compresión uniaxial en tipos de rocas bastante comunes (Sivakugan et al., 2013, p 90). 130

Ilustración 28. Tipos de módulo de elasticidad: (a) modulo tangente, (b) modulo secante, (c) modulo promedio (Sivakugan et al., 2013, p 88). 131

Ilustración 29. Curva esfuerzo axial vs deformación axil y diametral en roca (Sivakugan et al., 2013, p 89). 132

Ilustración 30. Clasificación de la roca en base a la UCS y el módulo de elasticidad. (Sivakugan et al., 2013, p 90) 134

Ilustración 31. Efecto del tamaño de los especímenes de ensayo con distintos tipos de roca, en base a una muestra de 50 mm de diámetro. (Sivakugan et al., 2013, p 93) 136

. Ilustración 32. Valores de resistencia a la compresión para cada tipo de roca en estudio (Kakizaki & Edahiro, 1993, p. 23) 138

Ilustración 33. Curvas esfuerzo deformación para concreto con arenisca densa (S+S) y caliza (L+S) con arena de cantera para varias a/c y TM (Kakizaki & Edahiro, 1993, p. 28) 139

Ilustración 34. Izquierda. Resistencia a compresión del concreto vs resistencia de la roca. Derecha. Modulo elástico del concreto vs modulo elástico de la roca (Wu et al., 2001, pp. 1423-1424). 143

Ilustración 35. Gráfico de resistencia a compresión vs edad para concretos de andesita y granito (Beushausen & Dittmer, 2015, p 136). 146

Ilustración 36. Gráfico de módulo de elasticidad vs edad para concretos de andesita y granito (Beushausen & Dittmer, 2015, p 137). 147

Ilustración 37. Izquierda. Modulo tangente inicial vs resistencia a compresión en concreto con dolomita. Derecha. Porcentaje de desarrollo de elasticidad respecto al módulo a 28 días en concreto con dolomita (dos Santos et al., 2017, p. 22). 149

Ilustración 38. Valores de Ec vs Fc con los modelos de los códigos ACI 318, ACI 363 y FIP-CEB. Tomado de (Tanesi et al., 2017, p. 11). 151

Ilustración 39. Relación E_a/E_{pa} para los concretos producidos (Tanesi et al., 2017, p. 14). 152

Ilustración 40. Relación esfuerzo-deformación unitaria para muestras de roca estudiadas (Piasta et al., 2017, p. 733). 154

Ilustración 41. Resultados promedio de ensayos mecánicos en muestras de roca (Piasta et al., 2017). 154

Ilustración 42. Modulo elástico vs resistencia a compresión del concreto con agregados de basalto, dolomita, cuarcita, granito y grava (Piasta et al., 2017, p. 737). 156

Ilustración 43. Modulo elástico vs edad en concreto (Donza et al., 2002, p. 1759). 158

Ilustración 44. Modulo elástico vs tipo de agregado grueso de TM 16mm (Yıldırım & Sengul, 2011). 160

Ilustración 45. Variación de la resistencia a compresión con la edad para diferentes porcentajes de reemplazo de agregado grueso (Kore & Vyas, 2016). 161

Ilustración 46. Modelo de difracción de rayos X para concreto de control de 0% (Kore & Vyas, 2016). 162

Ilustración 47. Modelo de difracción de rayos X para concreto de control de 80% de agregado de mármol (Kore & Vyas, 2016). 162

*Ilustración 48.*Influencia del nivel superior de carga sobre el módulo de elastizado (Hunka et al., 2013). 164

Ilustración 49. Análisis de sensibilidad de la ecuación presentada por la NSR 98 (Serrano Guzmán & Pérez Ruiz, 2010, p. 26). 166

Ilustración 50. Izquierda. E_c con datos experimentales y modelos (Lizarazo & López, 2011, p. 241). Derecha. Datos experimentales de E_c y modelo matemático propuesto (Lizarazo & López, 2011, p. 242) 168

Ilustración 51. Módulos elásticos medidos junto con los valores estimados del Eurocode 2 (Maia & Aslani, 2016). 169

Ilustración 52. Valores experimentales de modulo elástico vs valores precedidos por la norma Eurocode 2 (Maia & Aslani, 2016). 170

Ilustración 53. Variación de la resistencia a comprensión con el TM del agregado grueso (Kakizaki & Edahiro, 1993, p 26). 182

Ilustración 54. Influencia del tamaño máximo del agregado y su gradación sobre E_c (G. Li et al., 1999). 183

Ilustración 55. Curvas esfuerzo deformación para concretos de a/c de 0.7 (izquierda) y 0.58 (derecha). Tomado de (Piasta et al., 2017, p. 736) 197

Ilustración 56. Curvas esfuerzo deformación para concretos de a/c de 0.45 (izquierda) y 0.28 (derecha). Tomado de (Piasta et al., 2017, p. 736) 198

Ilustración 57. Izquierda. Módulo de elasticidad de concretos subestandar. Derecha. Módulo de elasticidad de concretos autocompactantes. Tomado de (Yıldırım & Sengul, 2011, p. 1650). 214

Ilustración 58. Módulo de elasticidad de concretos normales. Tomado de (Yıldırım & Sengul, 2011, p. 1650) 214

Ilustración 59. Extensión de la mina a cielo abierto de la cantera 1, sentido suroeste. 264

Ilustración 60. Tipos de rocas presentes en la mina. 265

Ilustración 61. Corte de material calcítico con planos definidos. 265

Ilustración 62. Talud dejado al taladrar el macizo con retroexcavadoras, de aproximadamente 1 m de altura. 265

Ilustración 63. Flanco norte del área de extracción de materia prima, sobre la formación Toluviejo. 265

Ilustración 64. Área de extracción de material calcáreo en la mina de la cantera 2. 266

Ilustración 65. Cavernas presentes en el área de la mina. 267

Ilustración 66. Habitantes de la zona fracturando manualmente la roca. Persona que, sin permisos ni normas de seguridad, invaden la mina para extraer material. 267

Ilustración 67. Cavernas en la parte posterior de la zona de extracción. 267

Ilustración 68. Tipología de roca presente en parte de la cantera. 267

Ilustración 69. Fotografía del material presente en la mina de la cantera 3. En la parte superior izquierda, los bloques de roca caliza. Parte central, material rocoso mezclado con suelo de sitio. Tomado por el autor. 269

Ilustración 70. Separación por tamizado de la roca en la cantera 3. Tomado por el autor. 269

Ilustración 71. Fragmentos de roca caliza incrustados en paredes de material cohesivo. Tomado por el autor. 270

Ilustración 72. Grandes bloques de roca removidos de los taludes de material por la maquinaria. Tomado por el autor. 270

Ilustración 73. Corte típico de uno de los taludes internos de la mina. Tomado por el autor. 270

Ilustración 74. Talud de roca con fases de material cohesivo. Tomado por el autor. 270

Ilustración 75. Contraste de vegetación y material cohesivo en la parte posterior de la mina. Tomado por el autor. 271

Ilustración 76. Rocas listas para ser transportadas a la planta trituradora. Tomado por el autor. 271

Ilustración 77. Talud de material calcáreo con diaclasas bien formadas y material cohesivo en abundancia, se muestra la zona de estudio en la base del mismo. Fotografía adaptada por el autor. 277

Ilustración 78. Sectorización de la zona de estudio para las labores de muestreo (28/08/18). Fotografía adaptada por el autor. 279

Ilustración 79. Zona de muestro durante las labores de limpieza. Tomada por el autor. 280

Ilustración 80. Disposición del equipo de perforación sobre la zona de estudio. Tomado por el autor. 280

Ilustración 81. Conformación del campamento de labores en la zona de estudio. Tomada por el autor. 280
Ilustración 82. Perforación sobre el talud con broca de 3 pulgadas. Tomado por el autor. 280
Ilustración 83. Núcleo tomado sobre la pared del talud. Tomado por el autor. 281
Ilustración 84. Material cohesivo en la unión de la pared-píe del talud. 281
Ilustración 85. Perforaciones sobre la base o pie del talud. Tomado por el autor. 282
Ilustración 86. Área de perforación sobre la cantera 1. Tomado por el autor. 283
Ilustración 87. Vista en planta de la zona de muestreo. Tomado por el autor. 283
Ilustración 88. Disposición de equipos en la zona de exploración. Tomado por el autor. 283
Ilustración 89. Tienda construida en el área de perforación. Tomado por el autor. 283
Ilustración 90. Inicio de labores de perforación. Tomado por el autor. 284
Ilustración 91. Material del núcleo de roca fracturado. Modificado por el autor. 284
Ilustración 92. Material atascado dentro de la broca de 6 pulgadas. Tomado por el autor. 284
Ilustración 93. Parte interior de la perforación con broca de 6 pulgadas. Tomada por el autor. 284
Ilustración 94. Núcleo de roca caliza de 6 pulgadas. Tomada por el autor. 284
Ilustración 95. Extracciones de núcleo para la conformación de la caja de muestreo. Tomado por el autor. 285
Ilustración 96. Labores de demolición de pestañas sobrantes al perforar la roca. Tomado por el autor. 285
Ilustración 97. Núcleo de roca fracturado dentro de la broca. Tomado por el autor. 285
Ilustración 98. Avance de las perforaciones propuestas. Tomado por el autor. 285
Ilustración 99. Avance de las perforaciones propuestas. Tomado por el autor. 286
Ilustración 100. Variación del tipo de material sobre el fondo de la caja. Tomado por el autor. 286

Ilustración 101. Variación del tipo de material sobre el fondo de la caja. Tomado por el autor. 286

Ilustración 102. Zona de muestreo. Tomado por el autor. 286

Ilustración 103. Bloque de roca tomado para el muestreo. Tomado por el autor. 287

Ilustración 104. Equipo de perforación preparado sobre el terreno para las extracciones en el bloque de caliza. Tomado por el autor. 290

Ilustración 105. Línea de muestreo vertical a diferentes inclinaciones. Tomado por el autor. 290

Ilustración 106. Línea de muestreo vertical en la cantera 3. Tomado por el autor. 291

Ilustración 107. Núcleo de roca de 4 pulgadas extraído de la formación. Tomado por el autor. 291

Ilustración 108. Perforación con broca diamantada de 3 pulgadas. Tomado por el autor. 292

Ilustración 109. Perforación de 30 cm en la roca. Tomado por el autor. 292

Ilustración 110. Núcleo de caliza de aproximadamente 25 cm de longitud. Tomado por el autor. 292

Ilustración 111. Muestra L0M1 con fracturas internas. Tomado por el autor. 292

Ilustración 112. Ubicación de muestras extraídas dentro del bloque de roda. Tomado por el autor. 292

Ilustración 113. Zona blanda con muestras porosas y poco deseables. Tomada por el autor 292

Ilustración 114. Perforación tomada a 10º horizontalmente. Tomada por el autor. 293

Ilustración 115. Perforación de la muestra L2M3-20. Tomada por el autor. 293

Ilustración 116. Vista lateral de la extracción. Tomada por el autor. 293

Ilustración 117. Núcleo L2M3-20º. Tomada por el autor. 293

Ilustración 118. Núcleo L2M3-20º. Tomada por el autor. 293

Ilustración 119. Localización de muestras extraídas. Tomado por el autor. Ilustración 120. Equipo de corte. Tomado por el autor. 294
Ilustración 121. Núcleo de roca caliza con grandes fisuras y poros. Tomado por el autor.
Ilustración 122. Ubicación de muestras extraídas. Tomado por el autor. 294
Ilustración 123. Interior del bloque de roca al extraer uno de los núcleos. Tomado por el autor. 295
Ilustración 124. Corte vertical sobre la roca en 3 pulgadas. Tomado por el autor. 295
Ilustración 125. Perforación del núcleo L4M2-25º. Tomado por el autor. 295
Ilustración 126. Núcleo L4M2-25º. Tomado por el autor. 295
Ilustración 127. Perforaciones sobre el bloque de roca. Tomada por el autor. 296
Ilustración 128. Vista superior de la posición del equipo de corte a 35º. Tomada por el autor. 296
Ilustración 129. Inicio de corte a 35º. Tomada por el autor. 296
Ilustración 130. Perforación horizontal del bloque de roca. Tomada por el autor 296
Ilustración 131. Cara a perforar sobre el bloque de roca. Tomado por el autor. 297
Ilustración 132. Perforaciones con malos resultados. Tomado por el autor. 297
Ilustración 133. Primera perforación a 0º del bloque de roca. Tomada por el autor. 297
Ilustración 134. Núcleos fracturados en la parte media de la roca. Tomada por el autor. 297
Ilustración 135. Perforación horizontal del bloque a 25º. Tomada por el autor. *Ilustración 136*. El autor del proyecto desarrollando las perforaciones. Tomada por el autor. *Ilustración 137*. Interior de una de las perforaciones realizadas. Tomada por el autor 298
Ilustración 138. Línea 7 de perforaciones. Tomada por el autor. 298
Ilustración 139. Línea 6 de perforaciones. Tomada por el autor. 299
Ilustración 140. Perforaciones en la parte inferior del bloque de roca. Tomada por el autor. 299

Ilustración 141. Equipo de corte inclinado a 30º. Tomada por el autor. 299

Ilustración 142. Línea 6 de perforaciones. Tomada por el autor. 299

Ilustración 143. Perforación muestra L7M4-10º. Tomada por el autor. 299

Ilustración 144. Muestra de la línea 7 de perforación, horizontal. Tomada por el autor. 300

Ilustración 145. Muestra cubierta por foil de aluminio. Tomada por el autor. 301

Ilustración 146. Muestra L4M1-15º de la cantera 3. Tomada por el autor. *Ilustración 147.* Muestra L5M1-5º de la cantera 3. Tomada por el autor. *Ilustración 148.* Sección transversal de una de las muestras de la cantera 3 Tomada por el autor. 301

Ilustración 149. Muestra de 4 pulgadas de la cantera 3. Tomada por el autor. 302

Ilustración 150. Muestras de roca rotuladas. Tomada por el autor. 302

Ilustración 151. Muestra L2M3-20º de la cantera 3. Tomada por el autor. *Ilustración 152.* Sección de una muestra de la cantera 3. Tomada por el autor. 302

Ilustración 153. Muestra con planos de fractura bien definidos. Tomada por el autor.

Ilustración 154. Espécimen no utilizado en los ensayos dada su forma y porosidad. Tomada por el autor. 302

Ilustración 155. Equipo de corte de muestras de roca. Tomada por el autor. 303

Ilustración 156. Muestra L4M3-30º con extremos terminados. Tomada por el autor. 303

Ilustración 157. Muestra de roca cortada con 200 mm de longitud. Tomada por el autor. 303

Ilustración 158. Muestra de roca L7M2-10°. Tomada por el autor. 303

Ilustración 159. Extremo cortado de la muestra de roca. Tomada por el autor. *Ilustración 160.* Muestra de roca L7M3-20°. Tomada por el autor. 304

Ilustración 161. Extremo superior de la muestra L7M3-20°. Tomada por el autor. 304

Ilustración 162. Muestra extraída a 15°. Tomada por el autor. 304

Ilustración 163. Muestra extraída a 0°. Tomada por el autor. 304

Ilustración 164. Muestra L6M4-25° de la cantera 3. Tomada por el autor. 305

Ilustración 165. Extremo poroso de uno de los núcleos de roca. Tomada por el autor. **¡Error! Marcador no definido.**

Ilustración 166. Requisitos mínimos de resistencia y espesor del material de refrentado con mortero de azufre. Tomado de (C09 Committee, 2015). 307

Ilustración 167. Requisitos granulométricos de la arena normalizada según NTC 3937. Tomado de (ICONTEC, 2016) 311

Ilustración 168. Parte superior del molde para cubos de mortero. Tomado por el autor. 314

Ilustración 169. Parte inferior del molde para cubos de mortero. Tomado por el autor. 314

Ilustración 170. Equipo de sellado de juntas. Tomado por el autor. 314

Ilustración 171. Terminado inferior. Tomado por el autor. 314

Ilustración 172. Cubos de mortero de azufre con arena de lorica. 316

Ilustración 173. Tamizado de arena de lorica. Tomado por el autor. 316

Ilustración 174. Arena de lorica tamizada. Tomado por el autor 316

Ilustración 175. Fotografía del horno eléctrico usado. Tomada por el autor. 317

Ilustración 176. Plato de refrentado de muestras de 4 pulgadas. Tomada por el autor. 317

Ilustración 177. Muestras de la primera bachada, M1 M2 y M3. Tomada por el autor. 320

Ilustración 178. Muestras segunda bachada M4 y M5. Tomada por el autor 320

Ilustración 179. Cubos de mortero de azufre para evaluación mecánica. Tomada por el autor. *Ilustración 180*. Equipo de refrentado de muestras de roca. Tomada por el autor. *Ilustración 181*. Montaje de ensayo de resistencia a compresión. Tomada por el autor 320

Ilustración 182. Muestra lista para ensayar. Tomada por el autor. 321

Ilustración 183. Núcleo de roca doblemente tratado. Tomada por el autor. *Ilustración 184*. Núcleo de roca con capping de sulfuro. Tomada por el autor. 321

Ilustración 185. Vista superior de la cara terminada del capping de azufre. Tomada por el autor. 321

Ilustración 186. Moldes cúbicos con mortero de azufre. Tomada por el autor. 322

Ilustración 187. Cubos de azufre luego de 4 días. Tomada por el autor. 322

Ilustración 188. Azufre en polvo. Tomada por el autor. *Ilustración 189*. Muestras de roca por refrentar. Tomada por el autor. *Ilustración 190*. Arena de lorica tamizada. Tomada por el autor. 322

Ilustración 191. Azufre fundido en la caldera electrica. Tomada por el autor. *Ilustración 192*. Muestras de roca caliza. Tomada por el autor. *Ilustración 193*. Núcleo refrentado con mortero de azufre. Tomada por el autor. 323

Ilustración 194. Muestra de roca refrentada con mortero de azufre. Tomada por el autor. *Ilustración 195*. Acabado superior de un núcleo refrentado. Tomada por el autor. *Ilustración 196*. Moldes colados con mortero. Tomada por el autor. 324

Ilustración 197. Cubo de mortero de azufre. Tomada por el autor. *Ilustración 198*. Montaje para la evaluación mecánica del mortero de azufre. Tomada por el autor. *Ilustración 199*. Muestra de mortero después de ser ensayada. Tomada por el autor. 324

Ilustración 200. Equipo de protección visual y respiratoria para la manipulación del azufre. Tomada por el autor. 325

Ilustración 201. Ejecución del ensayo de resistencia. Tomada por el autor. 325

Ilustración 202. Kit de galgas. Tomado por el autor. 329

Ilustración 203. Removedores para la limpieza de las muestras. Tomado por el autor. 329

Ilustración 204. Labores de limpieza de la franja donde se instalará la galga extensométrica. Tomado por el autor. 329

Ilustración 205. Galgas extensométricas. Tomado por el autor. 329

Ilustración 206. Referencia de las galgas extensométricas utilizadas. Tomado por el autor. 329

Ilustración 207. Preparación complementaria de la adhesión de galgas. Tomado por el autor.
Ilustración 208. Placas de bronce preparadas para pegarlas. Tomado por el autor. 330
Ilustración 209. Galga extensométrica lista para adherir. Tomado por el autor. 330
Ilustración 210. Adhesivo colocado sobre las muestras de roca preparadas. Tomado por el autor. 330
Ilustración 211. Galgas después de fijadas sobre las muestras. Tomado por el autor. 330
Ilustración 212. Galga adherida sobre la roca. Tomado por el autor. 330
Ilustración 213. Final del proceso de pegado de la galga. Tomado por el autor. 331
Ilustración 214. Fijado de los pelos de las galgas sobre las placas de bronce. Tomado por el autor. 331
Ilustración 215. Software para el registro y control de las mediciones. Tomado por el autor. 331
Ilustración 216. Equipo para la medición de deformaciones. Tomado por el autor. 331
Ilustración 217. Ejecución del ensayo de elasticidad en rango bajo. Tomado por el autor. 332
Ilustración 218. Comparadores de caratula digitales y al fondo el kit de galgas. Tomado por el autor. 332
Ilustración 219. Montaje para la ejecución del ensayo de elasticidad. Tomado por el autor. 332
Ilustración 220. Galga adherida sobre la roca. Tomado por el autor. *Ilustración 221*. Zoom del dispositivo compresometro. Tomado por el autor. 332
Ilustración 222. Kit de galgas extensometricas. Tomado por el autor. 333
Ilustración 223. Roca con falla a 45° después del ensayo de compresión. Tomado por el autor. 333
Ilustración 224. Modo de falla de núcleo de roca caliza. Tomado por el autor. 333

Ilustración 225. Núcleo de roca caliza ensayado a resistencia a compresión. Tomado por el autor. 333

Ilustración 226. Núcleo de roca caliza ensayado a resistencia a compresión. Tomado por el autor. 334

Ilustración 227. Cilindro de concreto de 6000 PSI como muestra de control. Tomado por el autor. 334

Ilustración 228. Núcleo de roca de 3 pulgadas para ensayo a compresión. Tomado por el autor. 334

Ilustración 229. Falla en compresión de núcleo de caliza de la cantera 1. Tomado por el autor. 334

Ilustración 230. Equipo compresometro en muestras de 3 pulgadas. Tomado por el autor. 335

Ilustración 231. Montaje sobre núcleos de roca de 3 pulgadas para la medición de deformaciones. Tomado por el autor. 335

Ilustración 232. Inestabilidad y falla del equipo de refrentado con el uso de almohadillas de neopreno. Tomado por el autor. 335

Ilustración 233. Falla en compresión de núcleo de roca de 3 pulgadas. Tomado por el autor. 335

1. INTRODUCCIÓN.

El módulo de elasticidad es una propiedad que no es intrínseca del concreto hecho con ciertos materiales, sin embargo, su valor es crucial en las estructuras de concreto reforzado para el cálculo de deflexiones y derivas de miembros de hormigón, es útil para la evaluación del acortamiento elástico, contracciones y flujo plástico, y para el control de agrietamiento en este material (Vakhshouri, 2018; Vakhshouri & Nejadi, 2018). El desarrollo de normativas para la regulación de las practicas constructivas en el país, trajo consigo algunas consideraciones para hallar este parámetro de gran importancia en los diseños.

El más reciente código de diseño sismoresistente en Colombia data del año 2010, cuando la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica desarrolló tal documento en base al código americano ACI 318-08 (AIS, 2010). Tal logro actualizó muchos aspectos importantes sobre los cuales la norma anterior tenía falencias, sobretodo en el aspecto sísmico. Por otra parte, el capítulo referente al módulo de elasticidad del concreto mostraba una expresión para estimar este último con el uso de la resistencia a compresión del mismo y, eventualmente, su densidad.

El desarrollo de algunos estudios experimentales en el país ha mostrado resultados poco ajustados a la realidad por la utilización de tales expresiones, que son una adaptación por traducción de lo expresado en los códigos ACI 318. En ellos se señala que esta ecuación sobrestima el módulo del concreto en un 50%, para concreto de Bucaramanga y Bogotá (Lizarazo & López, 2011; Serrano & Pérez, 2010). Tal hecho revoluciona lo establecido en los códigos, en los cuales se estima que la ecuación arroja valores dentro de un rango de 80% - 120% del valor real (AIS, 2010).

La situación no es únicamente referida en Colombia, muchos otros países señalan que las ecuaciones de los códigos no se ajustan adecuadamente a los datos de ensayo (Vakhshouri

& Nejadi, 2018). Así, existe una completa incertidumbre sobre como hallar el módulo elástico del concreto. Motivado por la implicancia que tiene tal fenómeno sobre el desarrollo de los proyectos ingenieriles en concreto reforzado, se desarrolla este estudio para aclarar el panorama respecto a los valores estimados del módulo de elasticidad del concreto.

Por otra parte, el uso extensivo de agregado de piedra caliza en la producción de concreto en Sucre y departamentos aledaños, ha mostrado valores de resistencia de medio rango y datos desconocidos sobre la elasticidad del concreto producido con tales agregados. Con el objetivo de valorar la resistencia y elasticidad de la roca sobre la cual se produce agregado para concreto en la región, a continuación, se desarrolla un proyecto de campo que permita conocer de primera mano qué rangos de resistencia y elasticidad tiene la roca de caliza de la formación Toluviejo.

Ante el desconocimiento de las propiedades que tienen influencia en valor del módulo de elasticidad del concreto, se mostrará un compendio de investigaciones al respecto que ayudarán a aclarar este panorama. Para una correcta estimación del módulo del concreto, se debe responder con claridad: ¿cómo se comporta el módulo? ¿qué valores puede tomar? ¿qué variables tienen influencia en él y en qué grado?, al solucionar estos cuestionamientos sabremos porque la ecuación ACI 318 sobrestima el valor del módulo elástico en Colombia. El uso de caliza en el mundo como agregado de construcción ofrece una visión general sobre su comportamiento, este estudio mostrará los beneficios que tiene la utilización de este tipo de agregados en los valores mecánicos y elásticos del concreto

2. OBJETIVOS.

2.1. OBJETIVO GENERAL.

- ✓ Desarrollar una revisión documental sobre el estado del arte del módulo de elasticidad el concreto y, de forma paralela, caracterizar mecánicamente la roca caliza presente en la formación Toluviejo, de la cual se extraen los agregados gruesos utilizados para la producción de concreto en la región.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- ✓ Identificar las principales variables del agregado grueso, pasta endurecida, zona de transición interfacial y parámetros de prueba, que tienen incidencia sobre el valor del módulo elástico del concreto.

- ✓ Precisar, de acuerdo a la literatura existente, las variables que probablemente tienen mayor influencia sobre el comportamiento del módulo de elasticidad del concreto.

- ✓ Señalar los mejores tipos de agregados para la obtención de altos niveles de elasticidad en los concretos, de acuerdo a la literatura recolectada del tema.

- ✓ Mostrar las ventajas y desventajas del uso de agregados calizos sobre las propiedades mecánicas y elásticas del concreto en estado endurecido según los aportes de varios investigadores.

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

La seguridad estructural es uno de los tantos factores a tener en cuenta cuando se desarrolla un proyecto de infraestructura, además del factor económico, estético y la habitabilidad, sea cual sea el material para su ejecución. En nuestro país el código rector en este aspecto es el *Reglamento colombiano de construcción sismorresistente*, NSR 10, en el cual se establecen los requisitos mínimos de calidad en procedimientos y materiales, metodologías de diseño y demás apartes que deben cumplir las estructuras que se construirán dentro del territorio. Este código es la tercera actualización de la norma desarrollada por la comisión asesora permanente delegada por la ley 400 de 1997 como respuesta ante los daños ocurridos en eventos sísmicos recientes, fue adoptado en la república de Colombia por medio del decreto 926 del 19 de marzo de 2010 y sustituye y amplia lo especificado en la NSR-98, que a su vez reemplazó en su momento el CCCSR-84[1]. (AIS, 2010).

El diseño y construcción de las elementos de concreto estructural, referido en el *Titulo C* de la NSR10, es una adaptación al medio colombiano del código americano *ACI 318S* del 2008, desarrollado por el American Concrete Institute, el cual contiene modificaciones según lo citado en el numeral CR1.1 del título en cuestión (AIS, 2010). En lo referente al valor del módulo de elasticidad del concreto, la norma adopta lo expresado en ACI 318-08 al respecto como propio, solo adicionando unas ecuaciones que calculan E_c con base al origen del agregado grueso en CR8.5, como en NSR-98 (AIS, 1999). Además, como en ACI 318-08, expresa que el módulo de elasticidad puede ser calculado a partir de una ecuación que no acoge otros parámetros distintos al peso unitario y la resistencia a compresión del concreto en cuestión en una relación proporcional (AIS, 2010; American Concrete Institute, 2008).

[1] CCCSR-84: Código colombiano de construcción sismo resistente de 1984.

Gran interés presenta el tema, pues el uso de un valor estimado del módulo de elasticidad estático del concreto por estas ecuaciones ha mostrado valores bastante alejados de lo real, tanto como un 50% con NSR 98 (Serrano & Pérez, 2010), que afectan directamente el modelamiento y evaluación estructural de elementos de concreto reforzados y presforzados (Vakhshouri & Nejadi, 2018). El módulo de elasticidad del concreto está inmerso dentro de muchas aplicaciones del concreto y es útil para:

1. El cálculo de las deformaciones de los elementos estructurales en concreto a corto y largo plazo, deflexiones, estimaciones de las contracciones y el flujo plástico en el mismo (AIS, 2010; Lizarazo & López, 2011), así como el control de agrietamiento en elementos de concreto (Serrano & Pérez, 2010; Vakhshouri & Nejadi, 2018).
2. La estimación de deformaciones racionales y derivas en análisis sísmicos de estructuras en concreto (AIS, 2010; Lizarazo & López, 2011). E_c hace parte de la matriz de rigidez de los elementos de una estructura (Kassimali, Andrade, & Heredia, 2015).
3. El diseño a pandeo por flexión de columnas esbeltas en concreto, miembros compuestos tipo perfil revestido (AIS, 2010) y muros de cargas con base en a la teoría de pandeo de Euler (McCormac, 1998).
4. Evaluación de momentos de agrietamiento en elementos sometidos a flexión por el método de esfuerzos admisibles. (AIS, 2010; McCormac, 1998; Segura & Universidad Nacional de Colombia. 2011).
5. Cálculo de asentamientos elásticos y deformaciones laterales en cimentaciones profundas en concreto (Das, 2013).
6. Diseño de losas de cimentación por el método flexible aproximado y cálculo de asentamientos diferenciales en las mismas (Das, 2013).
7. Determinación de la capacidad de carga última del pilote hincado Q_u usando la formula Danesa (Das, 2013).

8. Cálculo de la capacidad de carga y el momento característico de pilas perforadas sobre arenas y arcillas, así como el cálculo de deflexiones (Das, 2013).
9. Cálculo de la fuerza critica de pilotes o pilas por pandeo de menos de 40cm de diámetro (AIS, 2010).
10. Cuantificación de los pernos conectadores de cortante en losas de concreto sobre tableros metálicos para garantizar que se alcance la resistencia a flexión de la sección transversal (sistema metaldesk) (AIS, 2010).

A continuación, se observa cómo después de realizar 611 ensayos experimentales sobre concretos normales en la ciudad de Bucaramanga (Colombia), la ecuación propuesta por NSR-98 ($E_c = 3900f'_c{}^{0.5}$ MPa) se encuentra por encima de los valores experimentales tanto como un 50%, mientras que la ecuación propuestas por el ACI 318 ($E_c = 0.043W_c{}^{1.5}f'_c{}^{0.5}$ MPa) sigue la misma tendencia anterior. Además, los autores encontraron fuerte incidencia de la calidad del agregado sobre E_c (Serrano & Pérez, 2010).

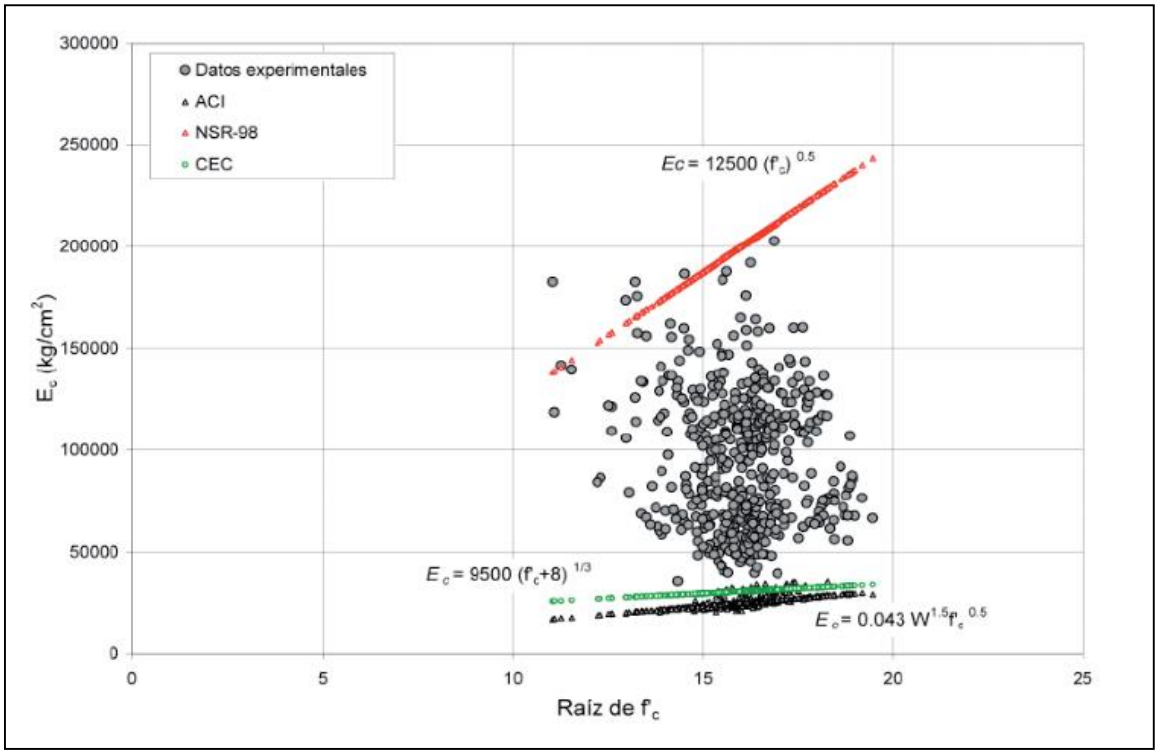


Ilustración 1. Comparación del módulo elástico del concreto de 21 MPa sobre los valores resultantes al aplicar las ecuaciones propuestas por el ACI, NSR-98 y CEC. Tomado de (Serrano & Pérez, 2010, p. 25)[2]

Por otra parte, la investigación desarrollada con 1300 ensayos en Bogotá por Ruiz et al. en 2007 muestra que las ecuaciones de NSR-98 sobrestiman E_c. Mientras que, en Bucaramanga, Hernández define que los concretos hechos en Bucaramanga, E_c está subestimado para los agregados sedimentarios y sobrestimado para los de tipo metamórfico al ensayar 70 probetas de concreto (Serrano & Pérez, 2010). Una tendencia similar es encontrada por Lizarazo & López (2011), al ensayar concretos de alta resistencia y donde NSR 10, ACI 363 y ACI 318 sobrestiman E_c para agregados sedimentarios y metamórficos del área de influencia de Bogotá. La ecuación del ACI 318 sobrestima un 50% los datos experimentales tomando en cuenta la densidad y la resistencia a compresión del concreto. (Lizarazo & López, 2011).

[2] Nota: La ilustración 1 contiene errores en la adopción de las ecuaciones del CEC y ACI 318, pues no toma en cuenta que las unidades de aplicación de las mismas es MPa y no kg/cm^2.

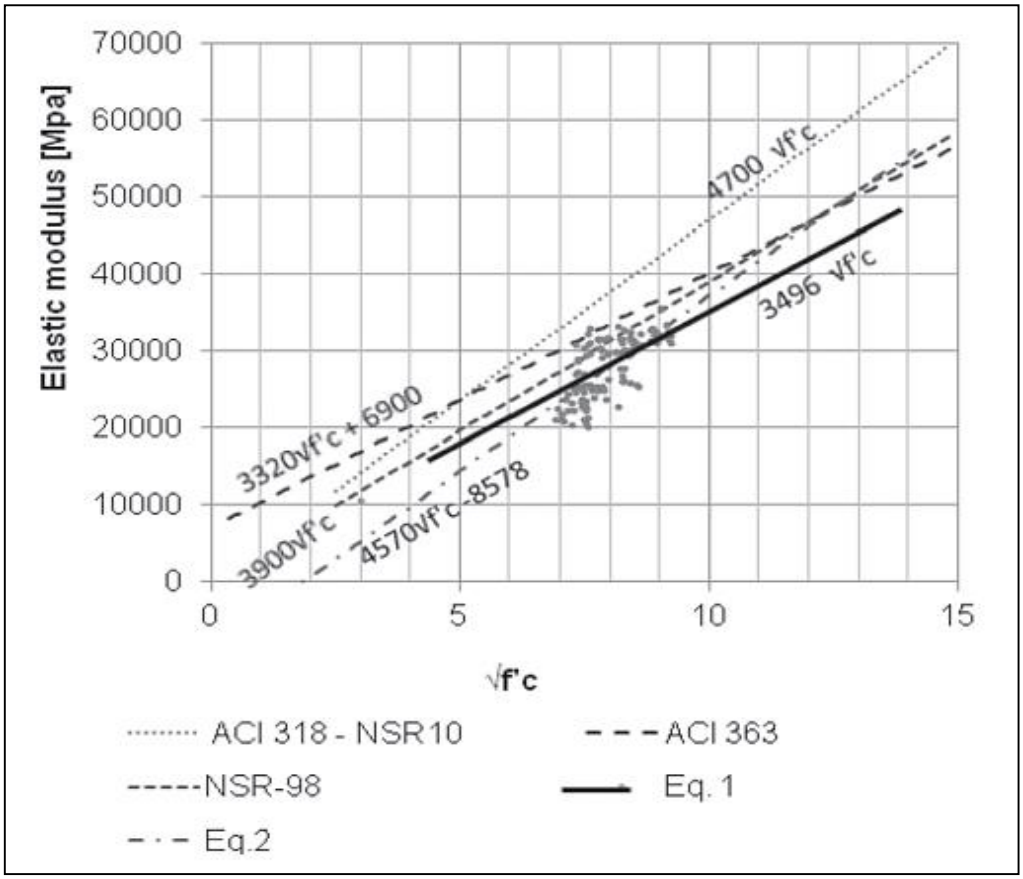


Ilustración 2. Expresiones de algunos códigos de diseño para valorar E_c en concretos del área de influencia de Bogotá (Colombia). Tomado de (Lizarazo & López, 2011, p. 241).

El hecho de que el módulo de elasticidad sea raramente tomando a partir de ensayos de laboratorio, y más comúnmente a partir de las ecuaciones establecida en los códigos de diseño que dan por supuesta una dependencia directa de E_c con base en la resistencia a compresión y el peso unitario del concreto (Mehta & Monteiro, 2006), genera gran incertidumbre en razón a que f'_c no tiene buena correlación con los valores de E_c, R^2 =0.501 (Lizarazo & López, 2011). Así mismo, la resistencia a compresión del concreto tiene un desarrolla una tasa crecimiento con la edad que es distinta a la que presenta el módulo elástico, donde a 14 días E_c ya obtiene hasta el 100% de la elasticidad a 28 días (Beushausen & Dittmer, 2015; Piasta, Góra, & Budzyński, 2017; Santos, Arruda, Silva, Vitor, & Trautwein, 2017). Por otro lado, estudios experimentales señalan que los mayores módulos elásticos se alcanzaron en concretos que no desarrollaron las más altas resistencias a compresión, para varios niveles de resistencia

(Beushausen & Dittmer, 2015; Kakizaki & Edahiro, 1993; Tanesi et al., 2017; Wu, Chen, Yao, & Zhang, 2001).

Un módulo sobrestimado puede incurrir en deformaciones excesivas de elementos donde la rigidez sea un parámetro que controle el diseño e inhabilite la estructura para su uso, además de que puede generar que la estructura no se comporte adecuadamente ante un evento sísmico al no tener la rigidez asumida en el diseño. Por otro lado, un módulo subestimado puede causar sobrecostos en el proyecto al no reconocer el aporte real de la rigidez del concreto.

Por otra parte, hay gran incertidumbre a nivel investigativo pues si bien existe gran variedad de estudios sobre el módulo de elasticidad estático del concreto, hay escasa documentación acerca de la influencia del módulo de elasticidad del agregado grueso en los parámetros del concreto, cuestión que resulta incoherente y contradictoria considerando, según el aparte CR8.5.1 del código NSR-10 y en las publicaciones normativas del ACI 318 de 1995 hasta 2014, que: "el módulo de elasticidad del concreto es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede diferir del valor especificado. los valores medidos varían típicamente de 80 a 120 por ciento del valor especificado". (ACI Committee 318, 1956, 1963, 1971, 1995, 1999; ACI Committee 318 & American Concrete Institute, 2001, 2004, 2011; AIS, 2010; American Concrete Institute, 2008; American Concrete Institute, Comité ACI 318, & Comité ACI 318, 2015; Committee 318 & Institute, 1989).

En 2006, Mehta y Monteiro reafirmaron que el módulo de elasticidad del concreto es afectado por el módulo de elasticidad del agregado y por el contenido volumétrico de éste en el concreto. Además, debido al poco conocimiento del valor de E_a, algunos códigos de diseño permiten que se adopte un coeficiente de ajuste al tipo de agregado en función de la densidad del concreto (Mehta & Monteiro, 2006). Un ejemplo de ello, es la metodología propuesta por

la International Federation for Structural Concrete (FIB), la cual sirvió de soporte para el desarrollo del Eurocode 2 en 2004, y algunas otras normativas como la brasileña.

La situación expuesta presenta un agravante adicional, el cual es la utilización de información ajena a la región adoptada por la AIS para el desarrollo del código colombiano de diseño sismo resistente NSR-10. El título C se basa en los lineamientos de la norma AIS 100-09 y los títulos ACI 318 desde 1999 hasta 2008 (AIS, 2010). Lo anterior se fundamenta en la poca investigación especializada existente respecto al tema, el poco interés mostrado en tratar de fomentar producción científica y/o la falta de equipos especializados para desarrollar trabajos de investigación en las universidades del país.

En el aparte 8.5.1 del título C de la NSR10, ésta señala que es una adopción idéntica del mismo título del ACI 318S-08 expresando también que: "E_c se define como la pendiente de la secante trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de $0.45f'_c$. El módulo de elasticidad del concreto es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede diferir del valor especificado." (AIS, 2010, pp. 528–529; American Concrete Institute, 2008, p. 113). Además, señala que el error en la medición de los valores es de ±20 %, y que la norma NTC 4025 (ASTM C469) define cómo determinar experimentalmente E_c.

Sin embargo, la norma técnica colombiana NTC 4025 asume, al igual que la ASTM C469, que la cota superior de esfuerzo para hallar E_c es de 40% y no 45% de la resistencia a compresión del elemento, este desacuerdo genera ambigüedad sobre como hallar E_c. Para la norma EHE 2008 y BS EN 12390-13, E_c debe hallarse a $1/3f'_c$ (33.3% de f'_c) (British Standards Institution, 2013; C09 Committee, 2014; Comisión Permanente del Hormigón, 2010; ICONTEC, 2019). Por otro lado, Hunka et al. en 2013 encontró experimentalmente que a medida que la cota superior de esfuerzo aumenta en los ensayos de módulo de elasticidad, el valor de E_c disminuye (Hunka, Kolisko, Vokac, & Rehacek, 2013).

Indudablemente que las expresiones citadas por el comité 318 del ACI tienen un carácter fiable y soportado dentro del ámbito de aplicación de las mismas. El modelo utilizado en sus códigos responde a una investigación desarrollada por Adrian Pauw en 1960, donde utiliza información de otros autores para presentar una expresión que permita determinar el módulo de elasticidad de concreto a partir del peso unitario y su resistencia a compresión usando agregados livianos (artifíciales) y de tipo normal (Adrian Pauw, 1960). Tal expresión hoy día sigue aplicándose en el reciente código ACI 318-19, en donde solo se citan algunos factores que pueden afectar el valor de E_c, tal y como lo ha hecho desde 1963 luego de la publicación de Pauw (Committee 318, 2019). Ello evidencia que no se ha tenido una actualización consistente en este aspecto a pesar del desarrollo de la ciencia y de nuevas tecnologías aplicadas al concreto, de modo que nada nuevo se ha dicho del módulo desde 1960 en los códigos de diseño bajo la directriz del ACI.

En la actualidad no existe completa certeza sobre el comportamiento real de las estructuras cuando se tiene cierto grado de incertidumbre en la forma en cómo se halla el módulo y, por ende, en cómo se actúa verdaderamente el concreto a nivel elástico en elementos de concreto tipo pórticos, losas y cimentaciones profundas. Además, el desconocimiento que existe sobre los parámetros que afectan E_c y la forma en que estos afectan su valor en relación al desarrollo de la industria de producción de concreto, es clave para garantizar, como la resistencia, un valor específico del módulo de elasticidad en las construcciones en concreto.

Los parámetros que actualmente se reconocen por su afectación sobre el valor del módulo de elasticidad estático del concreto, según Mehta & Monteiro, (2006), se refieren a los agregados, a la pasta, la zona de transición interfacial y las condiciones de prueba:

1. PARÁMETROS DEL AGREGADO:
   - ✓ *Fracción volumétrica del agregado* (Mehta & Monteiro, 2006; Neville, 1997; Stock, Hannantt, & Williams, 1979; Vakhshouri & Nejadi, 2018; Yıldırım & Sengul, 2011).
   - ✓ *módulo de elasticidad* (American Concrete Institute et al., 2015; Beushausen & Dittmer, 2015; Kakizaki & Edahiro, 1993; Piasta et al., 2017; Tanesi et al., 2017; Wu et al., 2001; Zhou, Lydon, & Barr, 1995),
   - ✓ *origen del agregado* (Lizarazo & López, 2011)
   - ✓ *tipo de agregado* (Beshrb, Almusallam, & Maslehuddin, 2003; Beushausen & Dittmer, 2015; Donza, Cabrera, & Irassar, 2002; Kakizaki & Edahiro, 1993; Piasta et al., 2017; A. C. D. Santos et al., 2017; Tanesi et al., 2017; Wu et al., 2001; Yıldırım & Sengul, 2011; Zhou et al., 1995)
   - ✓ *mineralogía* (Maia & Aslani, 2016; Piasta et al., 2017)
   - ✓ *tamaño máximo* (Kakizaki & Edahiro, 1993; G. Li, Zhao, Pang, & Li, 1999; Mills & Ioannides, 2007; Rocco & Elices, 2009; Saouma, Broz, Brühwiler, & Boggs, 1991; Yıldırım & Sengul, 2011; Zhou et al., 1995)
   - ✓ *textura* (Donza et al., 2002; Tanesi et al., 2017)
   - ✓ *forma* (Donza et al., 2002),
   - ✓ *porosidad, absorción* (Beshrb, et al., 2003; Tanesi et al., 2017),
   - ✓ *calidad (desgaste)* (Beshrb, et al., 2003; Kakizaki & Edahiro, 1993).
2. PARÁMETROS DE LA PASTA DE CEMENTO ENDURECIDA:
   - ✓ *contenido de cemento, relación agua/cemento* (Beushausen & Dittmer, 2015; Lizarazo & López, 2011; Piasta et al., 2017; Santos et al., 2017; Wu et al., 2001; Yıldırım & Sengul, 2011).
   - ✓ *adiciones minerales* (Tanesi et al., 2017; Yıldırım & Sengul, 2011).
   - ✓ *módulo de elasticidad* (Piasta et al., 2017).

- ✓ *fracción de volumen de la pasta* (Mehta & Monteiro, 2006).

3. PARÁMETROS DE LA INTERFASE AGREGADO-MATRIZ:
   - ✓ *porosidad, espesor y la afinidad química* (Kore & Vyas, 2016; Piasta et al., 2017; Rocco & Elices, 2009; Tanesi et al., 2017).
4. PARÁMETROS DE LAS CONDICIONES DE PRUEBA:
   - ✓ *dispositivo de medición de E_c* (Araújo, Guimarães, & Geyer, 2012; Huang, Liu, Sham, Chan, & Ng, 2010; dos Santos, Arruda, Silva, & Vitor, 2017).
   - ✓ *tamaño y forma de la muestra* (Araújo et al., 2012; del Viso, Carmona, & Ruiz, 2008; Maia & Aslani, 2016; Rashid, Mansur, & Paramasivam, 2002).
   - ✓ *tipo de refrentado, cota de esfuerzo para E_c* (Hunka et al., 2013).
   - ✓ *tipo de adhesivos* (Komurlu, Cihangir, Kesimal, & Demir, 2016).
   - ✓ *velocidad de carga* (dos Santos et al., 2017).
   - ✓ *tiempo de la edad de curado, edad de prueba* (Beushausen & Dittmer, 2015; A. C. D. Santos et al., 2017; Tanesi et al., 2017; Zhou et al., 1995).
   - ✓ *contenido de humedad* (Liu, Lv, Li, & Li, 2014).
   - ✓ *Velocidad de pulso ultrasonido* (Serrano & Pérez, 2010; Yıldırım & Sengul, 2011; Zhou et al., 1995).
   - ✓ *el peso unitario del concreto* (Adrian Pauw, 1960; Vakhshouri & Nejadi, 2018).
   - ✓ *esfuerzo a la compresión a los 28 días* (Beushausen & Dittmer, 2015; Piasta et al., 2017; Santos et al., 2017; Tanesi et al., 2017; Wu et al., 2001; Yıldırım & Sengul, 2011).

Muchos de estos parámetros han sido estudiados en diferentes partes del mundo, debido a la toma de conciencia en la importancia de tener valores más reales de los parámetros de diseño de las estructuras, pero las investigaciones respecto a los agregados no tocan el tema del módulo de elasticidad del agregado grueso que, como se ha mencionado con anterioridad, es

un dato vital para la predicción del comportamiento del concreto en estado endurecido (AIS, 2010). En la siguiente relación se muestra de manera general la influencia de algunas variables fundamentales en el módulo de elasticidad del concreto según Mehta & Monteiro, (2006).

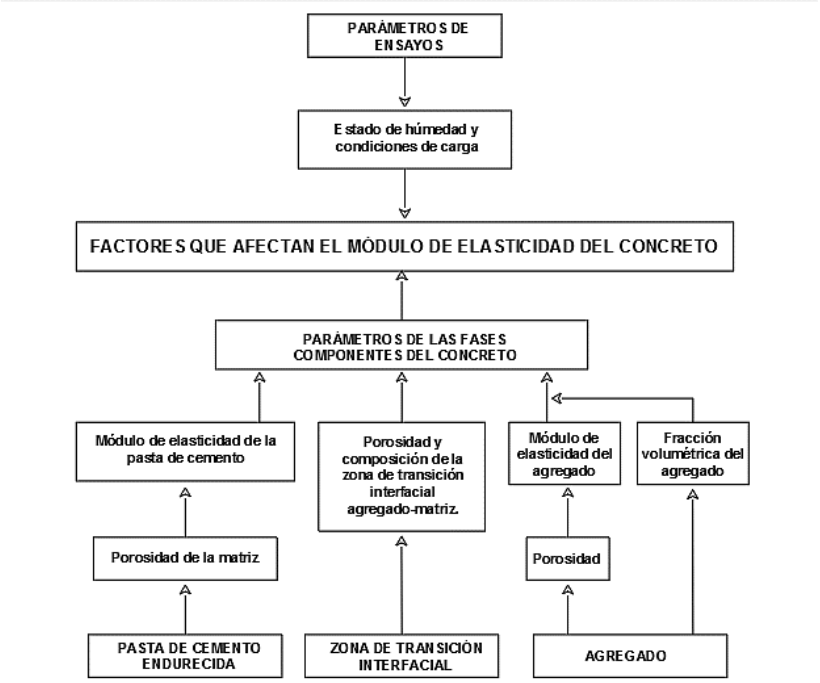


Fig 1. Varias variables que influyen en el módulo de elasticidad del concreto. Adaptado de Mehta & Monteiro, (2006).

El problema en torno al uso de valores estimados de módulos de elasticidad estáticos del concreto para la modelación y evaluación estructural de elementos de concreto reforzado y preesformazdo, el cálculo de deflexiones, deformaciones a corto y largo plazo, asentamientos y demás parámetros donde este valor está involucrado, es el uso de ecuaciones para estimar el módulo sin tomar en consideración la variabilidad innata de componentes del concreto que afectan E_c en mayor proporción que la sola resistencia a compresión uniaxial y el peso unitario, tales como el tipo de agregado grueso y su módulo elástico.

Ello debe abordarse desde un enfoque más científico al desarrollar ecuaciones que se ajusten a los materiales de construcción de cada región del país a partir de la investigación, considerando la mayor cantidad de parámetros accesibles para predecir su valor con base en

los modelos existentes y con equipos tecnológicos que generen valores confiables. De otro modo, debe pensarse en el uso de ensayos de laboratorio para definir $E_{c,}$ al no ser esta una propiedad intrínseca del concreto con ciertos materiales. Además, en algunos casos, exigir el cumplimiento de rangos específicos de E_c para la aceptación de elementos, que deben ser soportados experimentalmente con ensayos normalizados como lo especifica ACI 318 en su versión 2019 (Committee 318, 2019).

3.1. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN.

El presente trabajo se enfocará en la identificación y presentación de los principales parámetros que tienen incidencia sobre el valor del módulo de elasticidad estático del concreto, como respuesta al escaso interés demostrado a nivel normativo en la valoración de este parámetro. Además, mostrará una caracterización mecánico-elástica de la roca usada para la obtención de agregados gruesos de caliza para producir concretos en la región norte del país. Queda fuera del alcance, establecer modelos de comportamiento entre las propiedades mecánicas del concreto y del agregado, así como entre los parámetros de resistencia y rigidez de la roca caliza de la formación Toluviejo.

3.2. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN.

El módulo de elasticidad del concreto, desde sus primeras apariciones en documentos técnicos de ACI y en la literatura, se ha presentado como un parámetro directamente dependiente de la resistencia a compresión del concreto casi que de forma exclusiva. Ello lo demuestra Adrin Pauw donde señala expresiones como $E_c=1000f'_c$ (PSI)[3] para el ACI 318-56 (ACI Committee 318, 1956) y $E_c= 33W_c^{1.5}f'_c^{0.5}$ (KSI), eran utilizadas en los primeros años del diseño de estructuras de concreto en Estados Unidos y muchas partes del mundo (ACI, 1947; Adrian Pauw, 1960). De lo anterior, este estudio demostrará que la resistencia a compresión no es la variable que mejor correlación tiene con el módulo de elasticidad estático del concreto, así como que este último está afectado por un gran número de parámetros cuyo efecto es poco entendido y, por tanto, escasamente considerado hoy día.

[3] Esta expresión fue la primera ecuación utilizada en el mundo para estimar el módulo elástico del concreto y es a partir de la resistencia a compresión que se realiza su determinación, asumiéndola como variable directamente influyente sobre E_c. En publicaciones de ACI del año 1947, ya esta expresión era sugerida (ACI, 1947).

Cabe señalar que, de ser válida aquella afirmación, todas aquellas ecuaciones presentadas en los códigos de diseño de estructuras de concreto para estimar el módulo de elasticidad estático, no exponen completamente la realidad y dan lugar a errores de magnitud desconocida al no considerar cómo varía el módulo a partir de otros parámetros distintos a la resistencia. Por ser el concreto un material compuesto, sus propiedades mecánicas y elásticas están definidas por las de sus componentes (Mehta & Monteiro, 2006). Así, el módulo de elasticidad del agregado puede dar mejores indicios sobre el valor real de E_c (Tanesi et al., 2017).

4. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.

Este aparte contiene la delimitación geográfica de la zona de influencia del estudio para llevar a cabo el muestreo de núcleos de roca, según los objetivos propuestos. El área de interés se centra en la zona rural del municipio de Toluviejo (Sucre), en donde se concentran la mayor parte de canteras de roca caliza triturada como material de construcción en todo el departamento. Específicamente, en la vía que de Toluviejo comunica al corregimiento de Mancaján, donde se sitúan las plantas de procesamiento más reconocidas a nivel regional (Agregados y canteras del norte SAS y Agresucre SAS). En tal zona, existen al menos, tres grandes minas licenciadas para la explotación de caliza en la zona, sin embargo, también existen otras plantas de trituración que trabajan a una menor escala con procesos, a veces, poco tecnificados.

La ilustración 3 señala la zonificación del departamento de Sucre, el cual se encuentra localizado al noroeste de Colombia y forma parte de la llanura del Caribe. Este limita al norte y el este con el Departamento de Bolívar, por el sur y por el oriente con el Departamento de Córdoba, y por el noreste con el mar Caribe. Tiene un área total de superficie territorial de 10.917 km^2 (Torres, 2011). Por otra parte, la zona de influencia del proyecto está limitada por el área entre los municipios de Palmitos, Toluviejo, Chalan y el corregimiento de Macaján, que es donde se extiende la mayor parte de la formación Toluviejo sobre el departamento de Sucre.

La configuración fisiográfica del departamento es conformada por dos grandes conjuntos geomórficos: la sabana del caribe y la depresión del Bajo San Jorge y Bajo Cauca. La Sabana, conforma la planicie marina situada al noroeste del departamento, contigua al mar Caribe y el Cinturón de San Jacinto (Montes de María). Al sureste se tiene el centro del departamento como la sabana de Sucre (Torres, 2011).

En el aspecto climático el departamento es cálido, semiárido al norte y centro, y cálido semihúmedo, al sur. La época seca ocurre entre los meses de diciembre y marzo. Mientras que,

los periodos de lluvia no son muy prolongados, y acontecen en los meses de mayo y junio, más extensamente de agosto a octubre. Los principales cuerpos de agua superficiales tenemos los ríos Cauca y San Jorge, y entre las ciénagas se encuentran Malambo, La Hormiga, Punta de Blanco y San Benito (Torres, 2011).

Ilustración 3. Ubicación geográfica del municipio de Toluviejo, dentro del departamento de Sucre (Colombia). Adaptado de (Alcaldia de Toluviejo, s/f).

Toluviejo hace parte de la subregión golfo de Morrosquillo y se sitúa a 17 km de la capital del departamento de Sucre, y aproximadamente a 100 km del mar caribe. Cuenta con vías de comunicación en buen estado que lo conectan con los principales centros urbanos y zonas turísticas. Éste delimita con los municipios de San Onofre al norte, Colosó y Morroa al este, Santiago de Tolú al oeste y al sur con el municipio de Sincelejo. Este territorio estuvo habitado por los indígenas zenúes y es reconocido por ser el más antiguo del departamento (“Reseña historica del municipio de Toluviejo.”, s/f).

La ciudad cuenta, Según datos del Censo 2005 del DANE[4], con 18.955 habitantes y su actividad económica principal es la minería, seguido por la agricultura, ganadería ("Economía del Municipio de Toluviejo—Alcaldía Municipal de Toluviejo", s/f). La minería es el pilar principal de la economía del casco urbano y sus alrededores, así lo demuestran la presencia de industrias que explotan los cerros pertenecientes de la formación homónima que pasa por el municipio que conforman el flanco occidental de la formación, para la extracción de materia prima que será usada en: la producción de cemento, producción de materiales seleccionados para carreteras y rellenos, agregados para concretos, agregado fino, la industria de las cerámicas.[5]

La agricultura ha mermado sustancialmente y se ha limitado solo para el consumo propio en zonas pequeñas. La actividad pecuaria es más extensiva, usando grandes extensiones de tierra y poca mano de obra. Por otro lado, la actividad comercial es escaza se vincula principalmente a la prestación de servicios. Por último, el turismo de las cavernas y demás elementos de municipio genera otra fuente de ocupación entre los habitantes ("Economía del Municipio de Toluviejo—Alcaldía Municipal de Toluviejo", s/f).

Respecto a la flora el municipio cuenta con una amplia variedad de especies vegetales, se zonifican en dos tipos, para la identificación encontramos bosque de galería y los bosques de laderas.

> "Los primeros se localizan en las franjas emergentes a orillas de los cauces de los arroyos y corrientes estaciónales, donde el nivel freático favorece la disponibilidad de agua. Por otra parte, los bosques de laderas se desarrollan en pendientes fuertes o

[4] DANE: Acrónimo del Departamento Administrativo Nacional de Estadística
[5] Empresas como la cementera Argos, canteras como Agresucre, Agreroca, Agrenorte, Tectonico.

moderadas, con abundante afloramiento rocosos calizos de origen marino, predominando especies caducifolias" ("Geología", s/f).

De igual forma, la fauna es muy variada y comprende gran variedad de animales. Al ser la formación Toluviejo la estructura con mayor cantidad de material tipo caliza aprovechable para la industria de la construcción (Clavijo & Barrera, 2001), y al estar las principales empresas estacionadas sobre el corredor vial que comunica Toluviejo con el corregimiento de Macaján, se establecieron los límites y las áreas de trabajo dentro de los predios de dichas canteras. El criterio era facilitar el desarrollo de las labores de muestreo en campo y tomar materiales representativos de los agregados usado para producir concreto ("Geología", s/f).

El proyecto se recoge geográficamente sobre el flanco occidental del anticlinal Toluviejo, donde las canteras de Agrenorte, Agresucre y Agreroca extraen materia prima para el desarrollo de su actividad minera. La ilustración 4 muestra la ubicación de cada una de las canteras y vías de acceso o comunicación.

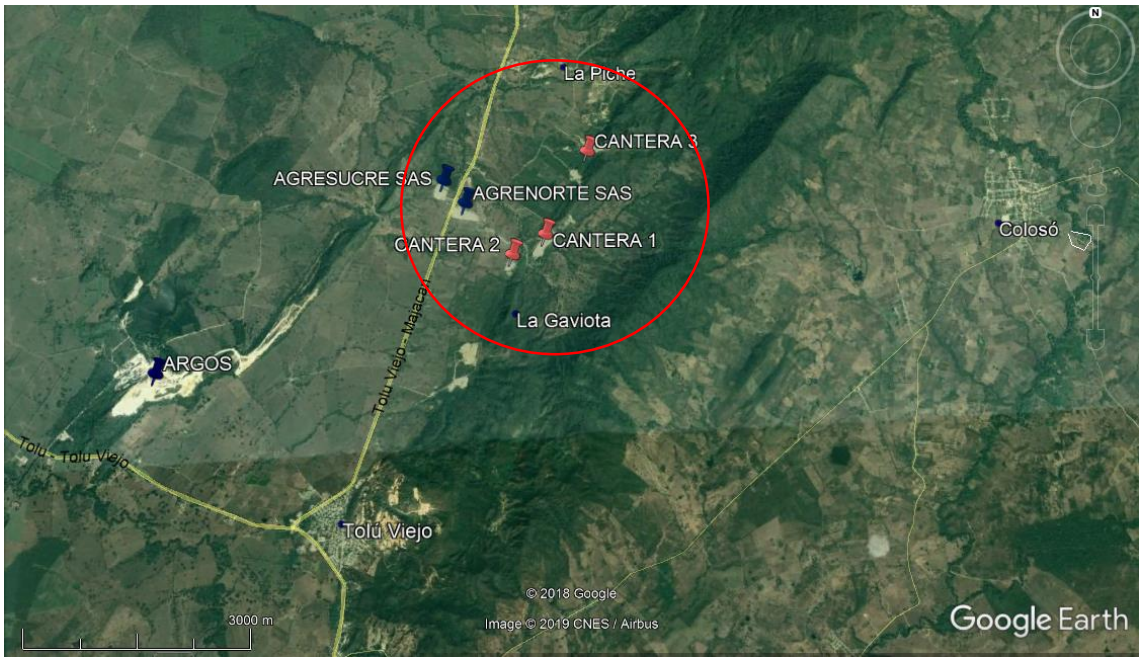


Ilustración 4. Fotografía de satélite del área de influencia del proyecto en rojo, con las principales canteras de roca caliza. Imagen obtenida con el software Google Earth Pro 7.3.2.5776 (32-bit) y modificada por el autor.

La zona de explotación de la cantera 1, se ubica a 4.9 kilómetros del casco urbano del municipio de Toluviejo, se caracteriza por ser una zona boscosa y con grandes montañas, poco habitada por el ejercicio de la minería. Por otro lado, la cantera 3 extrae materia prima de una zona 6.2 km del municipio, es una zona con mucha flora y fauna que se ubica alejada de los asentamientos humanos. De igual forma, la cantera 2 se ubica a 4.4 km del municipio de Toluviejo y comprende una zona con características similares a las anteriores.

Las canteras señaladas en anteriormente, se ubican sobre la formación Toluviejo, la cual contiene la mayor cantidad de carbonatos y rocas calcáreas de los departamentos de Sucre y Córdoba. Esta formación, corresponde a un accidente geomorfológico que se extiende desde el suroeste de Sucre y norte de Córdoba, hacia el noreste de Sucre el cual será estudiado a profundidad en siguiente capítulo. En ese sentido, la siguiente imagen muestra la ubicación geográfica aproximada de la zona de estudio o interés del proyecto, destacándose su relieve montañoso y accidentado sobre la parte izquierda de la formación.

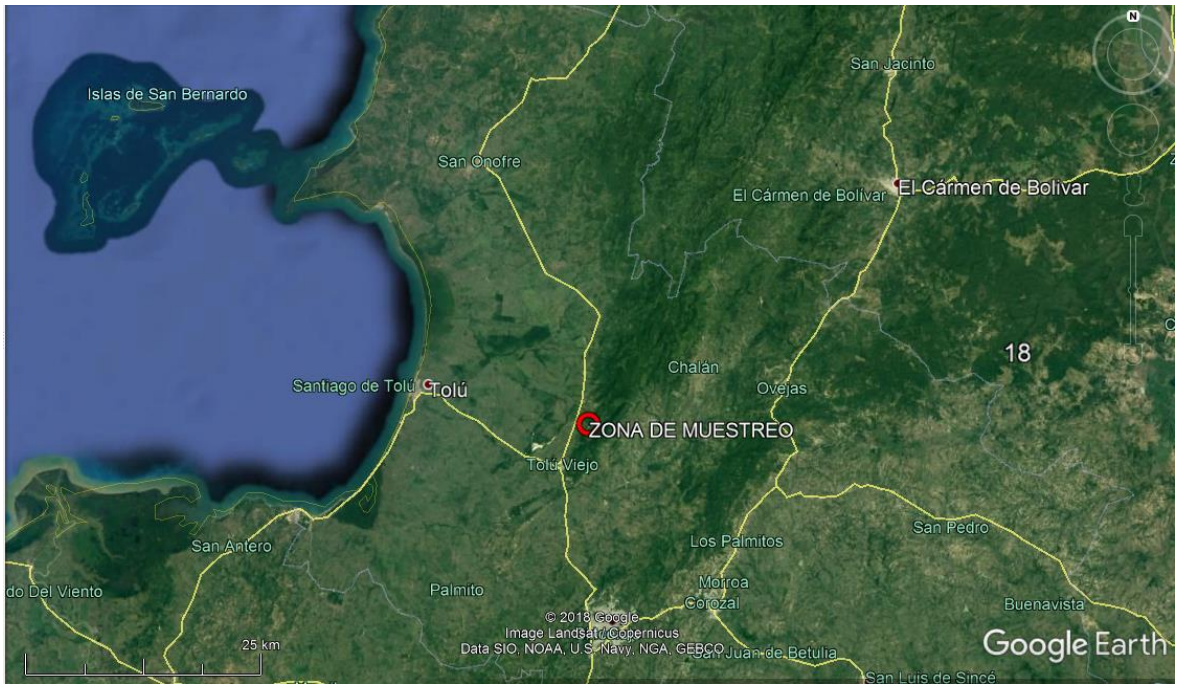


Ilustración 5. Fotografía de la ubicación de la zona de muestreo sobre el departamento de Sucre, imagen extraída del software Google Pro 7.3.2.5776 (32-bit) modificada por el autor.

5. MARCO GEOLÓGICO.

El proyecto de investigación se desarrolla en el marco del área de influencia de la Formación Toluviejo (Pgt) y San Cayetano (Pgsc), ubicadas dentro de las planchas geológicas 44 y 52. Estas últimas están situadas en la región Caribe de Colombia, dentro de los departamentos de Sucre y Córdoba. La extensión cubierta por estas es, en total, 3640 km2 con 20 km2 inmersos en el mar Caribe. Estas formaciones hacen parte de las 9 que componen las planchas anteriores[6], todas ellas con presencia de rocas principalmente sedimentarias cuyas edades se estiman del Cretácico Superior al Pleistoceno. Estas rocas se formaron a partir de sedimentos cuyo origen es eminentemente marino de margen continental (Clavijo & Barrera, 2001).

[6] Ingeominas dividió el área de las planchas 44 y 52 en 9 formaciones y un elemento: 1. F. Cansona (Ksc). 2. F. San Cayetano (Pgsc). 3. F. Maco (Pgm). 4. F. Toluviejo (Pgtv). F. San Jacinto (Pgsi). 5. F. Cienaga de Oro (Pgco). 6.F. Carmen (PgNgc). 7. F. Cerrito (Ng). 8. F. Sincelejo (NgQs). 9. F. Betulia (Npb).

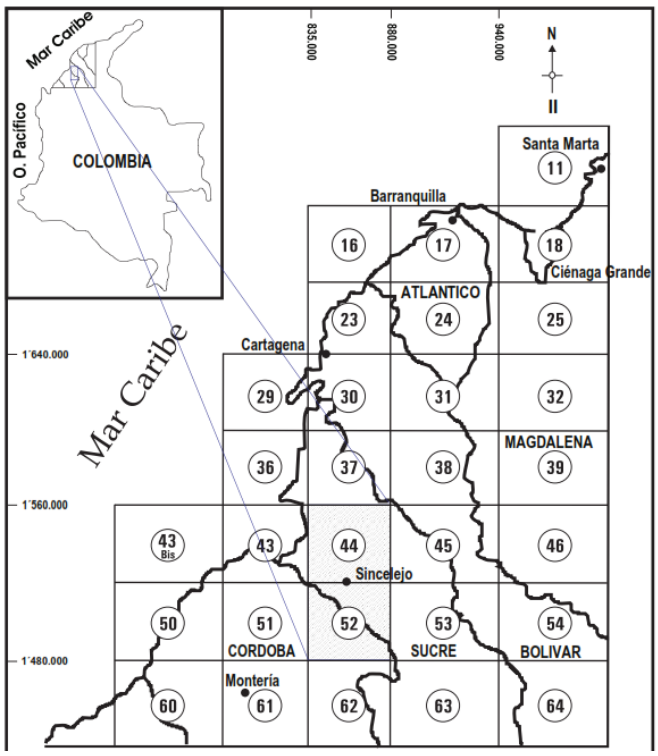


Ilustración 6. Planchas 44 y 52 bajo la subdivisión de INGEOMINAS en la zona norte del país. Tomado de (Clavijo & Barrera, 2001, p. 52)

La siguiente imagen muestra una sobreposición del mapa geológico colombiano sobre el relieve presente en la zona del proyecto, usando el software Google Earth Pro. Además, presenta la zona de estudio del proyecto sobre la formación Toluviejo.

Ilustración 7. Localización geográfica- geológica de la zona de muestreo. Tomado y adaptado de (Gómes, Montes, Nivia, & Diederix, 2015) en el software Google Pro 7.3.2.5776 (32-bit).

La Formación Toluviejo esta codificada geológicamente como Pgt, mientras que para la Formación San Cayetano es Pgsc. Las formaciones que contienen rocas de carbonatos corresponden a San Cayetano, Maco, Chengue y Toluviejo. Pero, sólo la Formación Toluviejo, contiene caliza que puede ser aprovechable por su espesor y calidad para efectos de explotación minera para la industria de la construcción. Las anteriores están constituidas por arenitas de cuarzo, lodolitas, arcillolitas y conglomerados, con intercalaciones de caliza. (Torres, 2011).

A continuación, se anexa un parte del mapa geológico de Sucre, desarrollado por (Barrera, 1999), el cual presenta en detalle la extensión y los límites de cada formación, así como su distribución espacial y la estructura geológica de la zona. La Tabla 1 muestra las convenciones usadas y su significado, además, la figura 3 muestra la extensión de la formación Toluviejo sobre todo el departamento de Sucre. La anterior fue adaptada sobre el mapa geológico de tal departamento por el autor.

Tabla 1. *Convenciones geológicas principales de los materiales predominantes en las zonas aledañas al desarrollo del proyecto. Tomado de (Barrera, 1999).*

Elemento	*Descripción*	*Patrón*
Contactos y fallas.	Contacto definido.	
	Falla definida.	
	Falla inferida.	
	Falla cubierta.	
	Falla inversa o de cabalgamiento definida.	
	Lineamiento fotogeológico.	
Líneas de protección marítima.	Zona con protección antrópica baja.	
	Zona con protección antrópica alta.	
	Línea de costa con protección baja.	
	Línea de costa con erosión alta.	
Estructuras plegadas	Sinclinal definido	
	Sinclinal cubierto	
	Anticlinal definido	
Mediciones sobre rocas sedimentarias	*Capa inclinada*	15

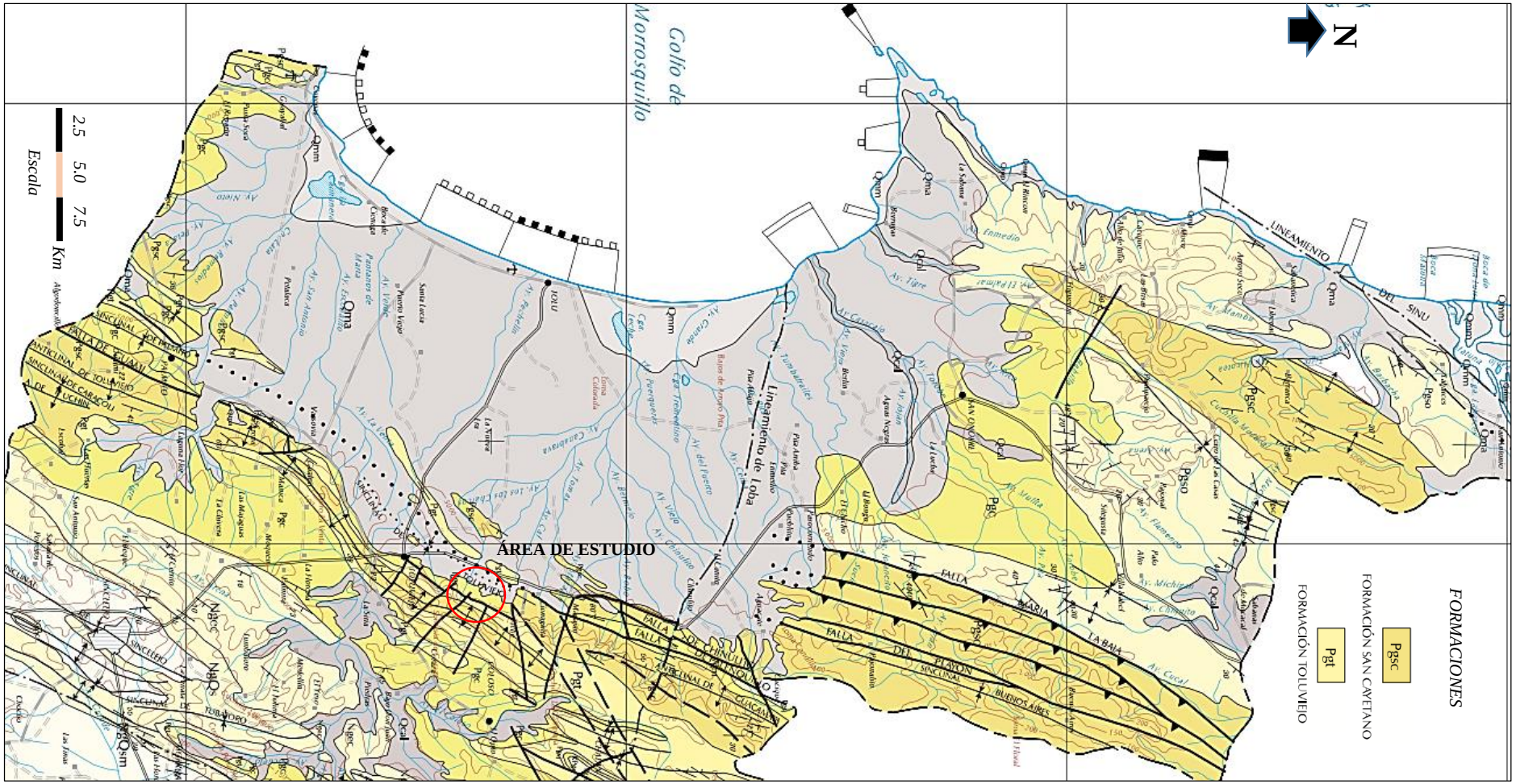


Fig 2. Distribución geográfica de las formaciones sobre la Serranía de San Jacinto, en el departamento de Sucre. (Barrera, 1999). Adaptado por el autor.

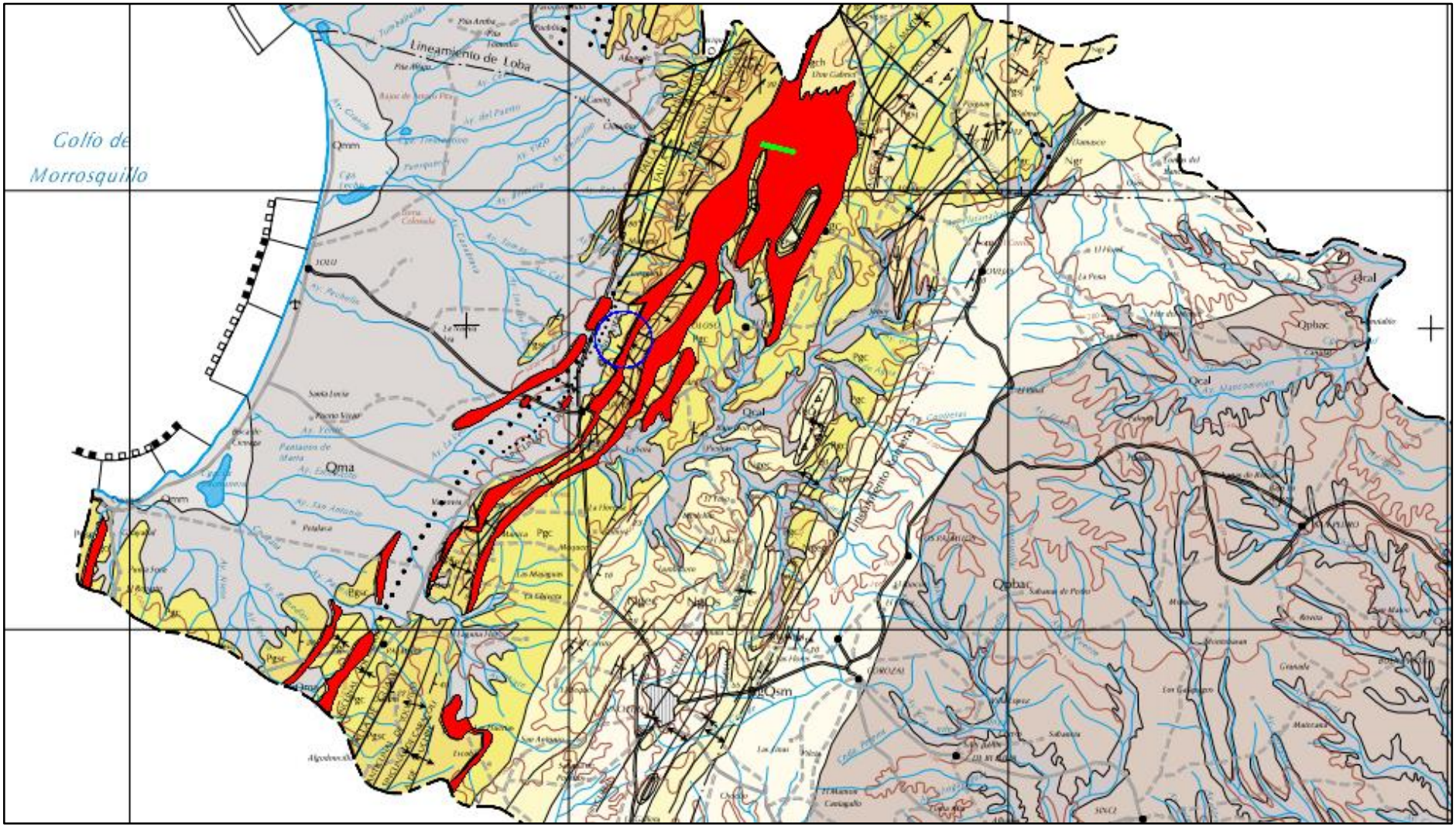


Fig 3. Extensión de la formación Toluviejo en el departamento de Sucre.(Barrera, 1999). Adaptado por el autor.

5.1. CINTURÓN DE SAN JACINTO.

Es una de las dos provincias tectónicas de las Planchas 44 y 52 que toma parte del departamento de Sucre y Córdoba: al centro occidente, el Cinturón de San Jacinto, y al suroriente, la Cuenca de San Jorge. El lineamiento de Romeral limita estos accidentes hacia el oriente. Clavijo & Barrera (2001) definen el Cinturón de San Jacinto como "una faja replegada caracterizada por fallas inversas y de cabalgamiento, y pliegues apretados, que evidencian una dinámica compresiva". Por otra parte, "La Cuenca de San Jorge se caracteriza por fallamiento normal, generado por una dinámica distensiva" (p. 49).

Las fallas presentes en la Serranía de San Jacinto son de dos tipos, longitudinales y transversales con una mayor extensión para las primeras en el sentido N-NE (inversos). En segundo lugar, las trasversales desplazan las longitudinales y presentan una menor extensión, su sentido es EO, EOE, ONO (Clavijo & Barrera, 2001).

A continuación, se presenta una breve descripción de los tipos de pliegues y las distintas fallas presentes en el área de influencia de las planchas 44 y 52 donde afloran las formaciones Toluviejo y San Cayetano. Esta información esa disponible en la memoria explicativa de las planchas 44 y 52 hecha por Clavijo & Barrera (2001).

5.1.1. FALLAS LONGITUDINALES (NNE).

5.1.1.1. Falla de Palmito: Aflora al sureste del municipio de Palmitos (Plancha 44) con una longitud a la vista de 5 km y continúa hacia el sur en la Plancha 52. Es de ángulo alto (60º–70ºE) y rumbo N30E. Aunque no se observa planos de fricción, su relación con pliegues anticlinales invertidos (Plancha 52) parece indicar que se trata de una falla inversa, con buzamiento al SE. Esta falla tiene influencia principalmente sobre las rocas de la Formación Toluviejo (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.1.2. Falla de Guaimí: Al sureste de la plancha 44 se localiza esta falla, entre Guaimí y Varsovia, la cual continúa hacia el sur en la Plancha 52. Está compuesta, aproximadamente, por 12 km de longitud en la Plancha 44 y mientras esta asciende al noreste tiende a desaparecer por estar cubierta por sedimentos recientes. Se define como de una falla inversa de ángulo alto, (N20º-50ºE/65º-90º) que pone en contacto rocas de la Formación San Cayetano con rocas de la Formación Carmen (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.1.3. Falla de Toluviejo: Se extiende desde el municipio de Toluviejo hasta los límites con la Plancha 37. Es una falla de cabalgamiento de ángulo alto (60º-80º) de rumbo N60º-50ºE y buzamiento al este. Pone en contacto rocas de la Formación Toluviejo sobre las de la Formación San Cayetano (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.1.4. Falla de Palenquillo: Recibe el nombre del arroyo del mismo nombre cuyo curso se observa su trazo norte sobre la Plancha 44. Tiene una longitud de 16 km y se continúa en la Plancha 37; su rumbo varía entre N10ºE y N30ºE, su buzamiento entre 48° y 81° al suroeste. Se observa planos estriados en arcillolitas de la Formación San Jacinto y areniscas de Formación Maco que indicarían que se trata de una falla inversa con buzamiento hacía el oeste. Afecta rocas de las formaciones Maco y San Jacinto (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.1.5. Falla de Chinulito: Falla paralela a la anterior, cuya extensión es de 15 km que continúa en la Plancha 37. Es una falla normal que pone en contacto las formaciones San Cayetano al occidente y Maco al oriente (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.1.6. Falla de Chalán: Corresponde a una falla inversa de ángulo alto de rumbo N10º-20ºE y buzamiento al oeste que se localiza al occidente del Municipio de Chalán. Esta falla incide con predominio sobre las rocas de la Formación

Toluviejo y pone en contactos las formaciones San Cayetano, Toluviejo y Maco (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.2. FALLAS TRANSVERSALES (ONO).

Son fallas que desplazan las fallas longitudinales, principalmente de poca longitud, 2 a 6 km, a excepción de la falla Macaján de 13 km sobre la Plancha 44. Según Clavijo & Barrera (2001): "son fallas normales con componentes de rumbo, tanto dextrales como sinestrales, cuyos rumbos varían entre E-O, N60ºO, N45ºO, con predominio de las de 45. Sus buzamientos son de ángulo alto (60º-90°) tanto al oeste como al este" (p. 52).

5.1.3. PLIEGUES.

El área del Cinturón de San Jacinto está compuesta por pliegues anticlinales estrechos, alargados, fallados y sinclinales más amplios. Lo anterior muestra la gran variabilidad presente en los accidentes geomorfológico del área de estudio. Seguidamente, se describen de forma breve cada uno de los elementos presentes en el área de las Planchas 44 y 52.

5.1.3.1. Sinclinal de Carbón. Se ubica hacia el suroeste de la Plancha 44 y parece continuar en esa misma dirección en la Plancha 51. Alcanza una extensión aproximada de 15 km (Plancha 44). Es un pliegue simétrico de dirección N30E, cuyo núcleo está constituido por arcillolitas de la Formación Carmen. (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.3.2. Sinclinal de Palmito. Es un pliegue simétrico cuyo eje tiene dirección variable, en el sur a N30ºE y en el norte a N45ºE. Con 24 km es considerada una de las estructuras más largas, a pesar de que ésta está mayormente cubierta por sedimentos recientes. Por otro lado, su núcleo está constituido por lodolitas de la Formación Carmen (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.3.3. Sinclinal de Tumba Toro. Según Clavijo & Barrera (2001). “Es un pliegue simétrico de dirección N30ºE con cabeceo a la latitud de Paraíso y Vijagual; su núcleo está constituido por areniscas conglomeráticas de la Formación Sincelejo”. Está ubicado al oriente de la localidad del mismo nombre con una longitud de casi 18 km de trazos no continuos (p. 52).

5.1.3.4. Sinclinal del Martirio (Don Gabriel). Se localiza al este de Don Gabriel, al norte en la Plancha 44. Su longitud es de 12 km, y se continúa hacia el norte en la Plancha 37. Su eje, de dirección N10º-20ºE está truncado por fallas transversales y su núcleo está compuesto por lodolitas de la Formación Carmen (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.3.5. Anticlinal de Toluviejo. Clavijo & Barrera (2001) lo define como “un pliegue asimétrico, invertido en el sur (al oriente de Palmito), fallado en el norte, fraccionado por fallas transversales. Varía en dirección de N30ºE a N45ºE. Su núcleo está constituido por areniscas, lodolitas y conglomerados de la Formación San Cayetano.” Este pliegue es la estructura principal del área de influencia de las planchas 44 y 52. Tiene una extensión de 30 km a trazos no continuos, y se prolonga hacia el sur en la Plancha 52 (Clavijo & Barrera, 2001, p. 52).

5.1.3.6. Sinclinal de Caracolí. Es una estructura de 7 km de longitud, confinado entre las estructuras anticlinales de Toluviejo al oeste y Tuchín al este. Aflora al norte de la Plancha 52 afectando a las rocas de la Formación San Cayetano (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.3.7. Anticlinal de Tuchín. Según Clavijo & Barrera (2001): “Aflora al noreste de la Plancha 52 con una longitud de 14 km y una dirección NNE similar a la del

Sinclinal de Caracolí. Afecta rocas de la Formación San Cayetano" (Clavijo & Barrera, 2001, p. 52).

5.1.3.8. Anticlinal del Cedro (Providencia). Clavijo & Barrera (2001) lo definen como: "un pliegue parcialmente invertido con cierres en ambos extremos de su eje, el cual está fraccionado por fallas transversales. Su núcleo está constituido por areniscas y lodolitas de la Formación San Jacinto." Esta estructura plegada de 11 km de longitud, se extiende al noreste de la Plancha 44, al este de Don Gabriel. (p. 52).

5.1.3.9. Sinclinal de Sincelejo. Estructura plegada que se extiende de sur a norte en aproximadamente 12 km de longitud y dirección SSONNE del municipio de igual nombre (Clavijo & Barrera, 2001).

5.1.3.10. Anticlinal del Pital. Según Clavijo & Barrera (2001): "Aflora al suroccidente de la Plancha 52 y se continúa hacia el sur en la Plancha 62. Tiene una longitud visible de 14 km y está conformado por rocas de la Formación Sincelejo" (p. 53).

5.1.3.11. Sinclinal de Arenas. Su trazo es paralelo al del anterior y tiene una extensión de 12 km sobre la Formación Sincelejo (Clavijo & Barrera, 2001).

5.2. FORMACION TOLUVIEJO (Pgt).

Ésta es descrita por Clavijo & Barrera, (2001) como: "una sucesión de carbonatos con un conglomerado cuarzoso hacia la base, con intercalaciones de areniscas hacia la parte media y baja; estas últimas facies aumentan su presencia hacia el sur en Varsovia y Palmito." (p. 27). Esta se extiende sobre la parte centro occidental de la plancha 44, y hace parte de la zona montañosa de la subregión de Montes de María sobre el anticlinatorio de San Jacinto.

Esta formación hace parte de la llamada Serranía o Cinturón de San Jacinto. La formación Toluviejo cubre una faja de aproximadamente 16 kilómetros de largo y un ancho variable de 2 a 6 kilómetros desde el SE hasta el NE, con espesores variables fluctuando entre 200 y 350 metros. Según Warenfel 1926 (Citado por Clavijo & Barrera (2001)), la Formación Toluviejo está constituida por "calizas masivas de color blanco o pardo sin estratificación visible, que pasan lateralmente a unas areniscas de grano fino, color pardo, con foraminíferos, cuya localidad tipo se encuentra en el Anticlinal de Toluviejo", de allí el nombre de la formación (Clavijo & Barrera, 2001, p. 30).

Por otro lado, ésta no se caracteriza por su abundancia en microfósiles, más bien, existe una mayor presencia de macrofósiles; algas, fragmentos de equínidos, moluscos y macroforaminíferos. La microfauna presente indica que la formación inició su desarrollo en el Eoceno medio. Cronológicamente la formación es correlacionable a la Formación San Jacinto y Ciénaga de Oro, mientras que las propiedades faciales y ambientales correlacionan con la formación Chengue (norte) la Formación Tampa (sur) (Clavijo & Barrera, 2001).

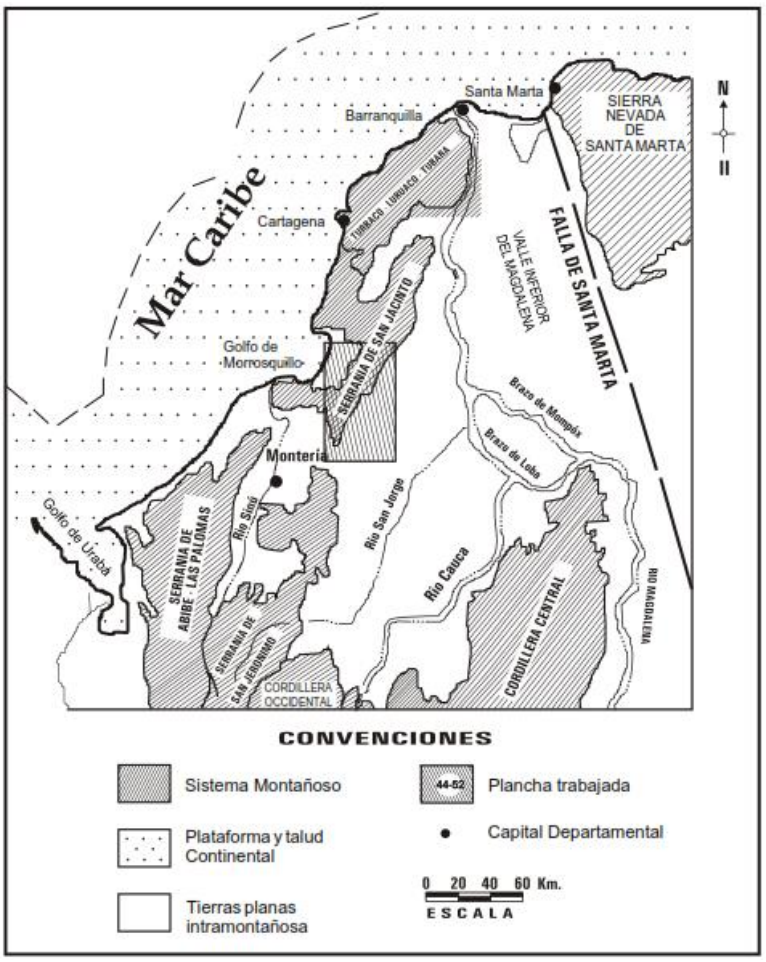


Ilustración 8. Fisiografía sobre la cual se emplaza la formación Toluviejo. Extraída de (Clavijo & Barrera, 2001, p. 14).

Las secciones más completas de la Formación Toluviejo se encuentran en el arroyo Chalan, los alrededores de Varsovia y el cerro Mena. Respecto a la sección del arroyo Chalán, Clavijo & Barrera (2001) desarrollaron un estudio en parte de su cauce de donde se obtuvo la columna estratigráfica de la formación, sección Arroyo Chalán, levantada por J. Clavijo. En ella se aprecian las variaciones estratigráficas que sufre el material en esa zona dentro de los 208.5 metros entre capas de arcillolitas, limolitas, areniscas, conglomerados y calizas.

La imagen 9 muestra la sección presentada por Clavijo & Barrera (2001) en la memoria explicativa de las planchas 44 y 52. Se resalta que ésta es la única sección que muestra la distribución estratigráfica en toda la formación Toluviejo, dentro del área de las planchas mencionadas anteriormente.

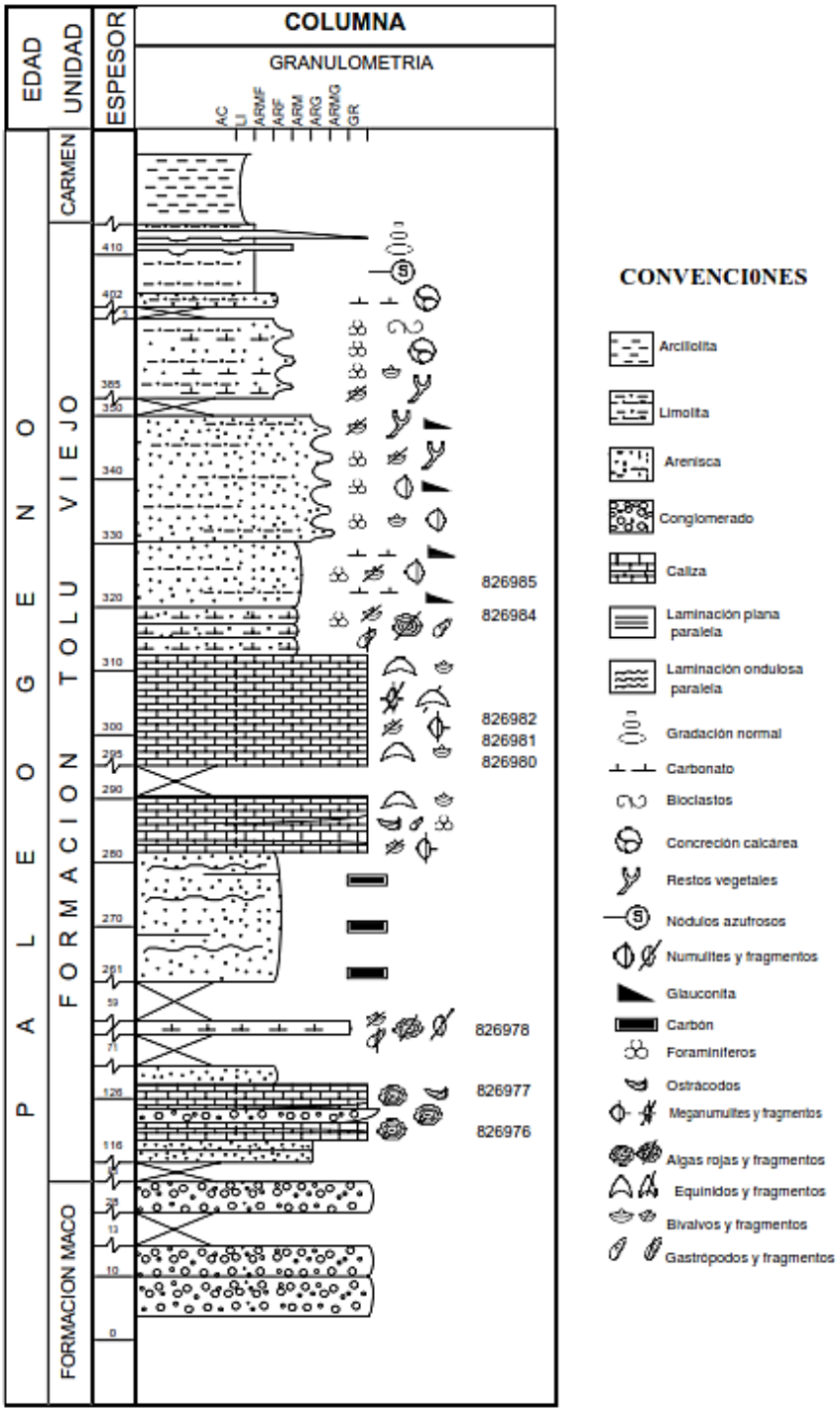


Ilustración 9. Columna estratigráfica de la formación Toluviejo, sección arroyo Chalan. levantada por j. Clavijo. (Clavijo & Barrera, 2001, p. 29).

Las facies de la formación varían de norte a sur y de este a oeste, mostrando cambios en las condiciones ambientales que las generaron a pesar de pertenecer a la misma unidad. Clavijo & Barrera (2001) establecen que:

> “En la parte occidental del área predominan los carbonatos con numulites, macronumulites, algas rojas, equínidos planos orientados y fragmentos de bilvalvos, algunos bivalvos y numulites orientados de forma plana paralela, que muestran la dinámica de corrientes. Hacia el borde sur, caso de la sección de Varsovia, existe una acumulación de clastos y bloques de carbonatos en una matriz clástica con cemento calcáreo, donde se nota la influencia de depósitos que ocurren en el borde de un arrecife (Wilson, 1975) Las características sedimentológicas observadas, junto con la fauna de estos depósitos, indican una variación de ambiente que va desde batial superior a nerítico medio superior.” (p. 30).

Con relación a los contactos con los accidentes colindantes, afirma Clavijo & Barrera (2001) que: “en la parte extrema occidental del área la formación se encuentra en discordancia angular con la infrayacente Formación San Cayetano; en el Anticlinal de Chalán está en aparente para conformidad sobre la Formación Maco. El contacto superior es también para conforme con la suprayacente Formación Carmen” (p. 30).

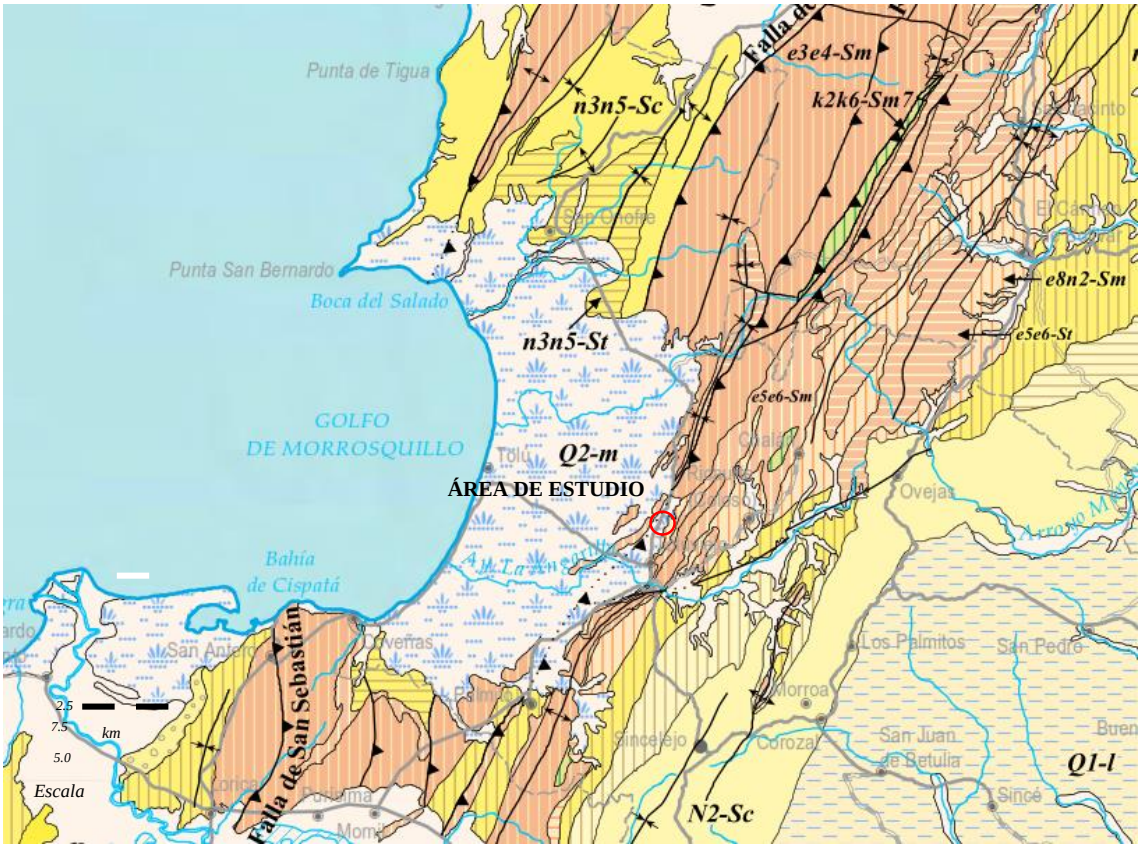


Fig 4. Geología presente en el norte del departamento de Sucre, según el SGC. (Gómes et al., 2015).

El mapa geológico de Colombia desarrollado en 2015 por el Servicio Geológico Colombiano (SGC), muestra una actualización de la clasificación geológica del material presente en el país. Este se compiló producto de muchos estudios que fueron resumidos en tal informe cartográfico por Jorge Gomes, Nohora Montes, Álvaro Nivia y Hans Diederix.

Como se nota, la disposición de la formación no presenta unos límites bien definidos en el mapa desarrollado por Gómes et al., (2015). Sin embargo, el área donde se desarrollará el estudio está dentro de los limites señalados en a la figura anterior. La tabla 2 presenta la lista de convenciones geológicas presentes en la sección del mapa geológico colombiano de la figura 4, con su respectiva descripción y periodo de formación.

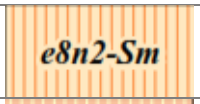
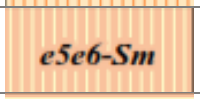
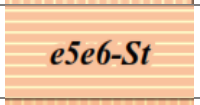
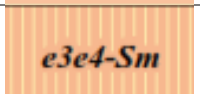
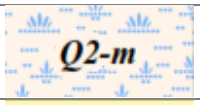
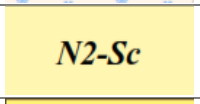
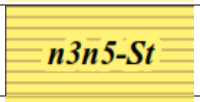
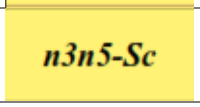
Geográficamente, el área de Toluviejo se caracteriza por poseer un sistema montañoso paralelo y mayormente orientado de suroeste a noreste. Estructuralmente corresponde al extenso anticlinal Toluviejo, que expone los materiales más antiguos que constituyen el núcleo

del pliegue debido a la erosión completa de la chamela del mismo y cuyos flancos están formados por caliza. El eje del anticlinal sufre una serie de cabeceos más o menos pronunciados, y ésta estructura continua su rumbo hacia el suroeste, hasta Varsovia y Palmitos. Según De Porta (1962), citado por Torres (2011): "Al oeste de Chalán, se ha observado otro anticlinal cuyos flancos también están conformados por capas de caliza" (p. 237).

Las calizas de Toluviejo forman una masa fuertemente diaclasada y sin estratificación aparente. El espesor de estas calizas es ampliamente variable y con valores tan bajos como 20 metros, pero con cotas superiores de casi 60 metros. Hacia el occidente de Chalán, se puede apreciar la formación mostrando sucesiones de capas calcáreas de casi 40 metros de espesor, aproximadamente, presentando estructuras de 2 y 3 metros. En la franja occidental y noroccidental de Chalán, la formación se extiende constituyendo sucesiones de pliegues sinclinales y anticlinales fallados entre 10 y 15 metros de espesor variable (Torres, 2011)

De la descripción presente en la tabla 2 y según la figura 4, la formación Toluviejo puede presentar geológicamente zonas con arenitas líticas, calizas y conglomerados de forma muy general. Todo ello con la variabilidad expresada de los perfiles estratigráficos de cada zona, siendo conscientes de la no uniformidad esperada de tales elementos, incluso, dentro de un grupo de elementos geológicos.

Tabla 2. *Convenciones geológicas de los materiales predominantes en las zonas aledañas al desarrollo del proyecto (Gómes et al., 2015).*

Código	*Descripción*	*Patrón*	*Edad (Periodo)*
e8n2-Sm	Calizas, arenitas y lodolitas calcáreas		Aquitaniano (Mioceno)
e5e6-Sm	Arenitas líticas de grano medio a conglomeráticas, calizas y conglomerados.		Bartoniano (Eoceno)
e5e6-St	Arenitas líticas de grano fino a conglomeráticas, ocasionalmente glauconíticas, intercaladas com calizas y conglomerados.		Bartoniano (Eoceno)
e3e4-Sm	Arenitas líticas granodecrecientes de conglomeráticas a arenas de grano fino intercaladas con lodolitas y olitostromas de calizas micríticas.		Ypresiano (Paleogeno)
Q2-m	Depósitos de gravas y arenas acumulados en playas, y de lodos ricos en materia orgánicas asociados al desarrollo de manglares.		Holoceno (Cuaternario)
N2-Sc	Conglomerados, y arenitas líticas conglomeráticas intercaladas con arcillolitas, limolitas y turbas.		Piacenziano (Plioceno)
n3n5-St	Lodolitas y shales calcáreos, con algunos niveles de arenitas.		Tortoniano (Mioceno)
n3n5-St	Cuarzoarenitas de grano fino a conglomeráticas intercaladas con lodolitas.		Tortoniano (Mioceno)

5.3. FORMACION SAN CAYETANO (Pgsc).

Esta formación se establece sobre la Serranía de San Jacinto principalmente, y es definida por Clavijo & Barrera (2001) como: “una sucesión rítmica de areniscas de grano grueso a fino con concreciones calcáreas de areniscas limolítitas, arcillolitas, con intercalaciones de chert, calizas y conglomerados hacia la parte media superior” (pp. 19-20). En ella predominan arenitas, arcillolitas, limolitas y conglomerados.

Sobre la Plancha 44 aflora desde el centro de está hacia el oeste, y conforma el núcleo del Anticlinal de Toluviejo y, al este de corregimientos de Macaján, Chinulito y Aguacate, se desarrolla parcialmente en otros pliegues afectados por varias fallas (como la de Chinulito y Palenquillo). Por otra parte, en la Plancha 52, se ubica en el extremo noroeste y forma

estructuras geológicas como los anticlinales de Toluviejo, Tuchín y el sinclinal de Caracolí (Clavijo & Barrera, 2001).

En el área de las planchas 44 y 52 fueron levantadas cinco columnas generalizadas de referencia: carretera Momil – Tuchín – San Andrés, Cerro Mena, Arroyo Macaján, Cantera Pechelín y Arroyo Palenquillo. La primera columna corresponde con la descripción más completa de la formación y la de mayor espesor al noroeste de la Plancha 52. Desde el suroccidente hacia nororiente de la plancha 44 se establecen los siguientes espesores totales de la formación, así: Sección carretera Momil–San Andrés con 2013.2 metros de espesor, compuesta principalmente por limolitas, areniscas y conglomerados; La sección Cantera Pechelín compone parte del flanco oeste del Anticlinal de Toluviejo con espesores de 34 metros de areniscas conglomeráticas, calcáreas y conglomerados; sección Cerro Mena localizada en el flanco oriental del Anticlinal de Toluviejo, cuya unidad está conformada por arcillolitas, alternadas con areniscas y limolitas, además de calizas pardas dentro de 150 metros de espesor total; Sección Arroyo Macaján, tiene un espesor de 250 metros y se define como una sucesión rítmica de areniscas, limolitas y arcillolitas de color gris verdoso a gris amarillento; Sección Arroyo Palenquillo es una sucesión predominante limosoarcillosa, alternada con areniscas de grano fino de espesor de 126 metros. (Clavijo & Barrera, 2001).

Con base a los análisis micropaleontológicos, mostrados en Clavijo & Barrera (2001), por los autores y Duque-Caro (1967 y 1972), se establece que la edad de la unidad corresponde del Paleoceno inferior – Eoceno medio para la Formación San Cayetano en el área entre Chalán y Sincelejo.

Por otra parte, según Clavijo & Barrera (2001) “el contacto superior es una discontinuidad estratigráfica (discordancia); la unidad suprayacente es en algunas áreas la

Formación Maco (arroyo Palenquillo, arroyo Macaján); en otras la Formación Toluviejo (cerro Mena, Anticlinal de Toluviejo)" (p. 24).

A pesar de que no se tiene bien definido el espesor total de la formación, debido a las deformaciones tectónicas que sufre y al no tener un contacto inferior definido con la formación Cansona (Ksc), se pudo establecer un comportamiento más o menos lógico. La variabilidad notable del espesor en toda la formación responde a ello, con los mayores espesores en el sur (2.013 m) y los menores (250 m) hacia el norte mostrando un poco su distribución espacial (Clavijo & Barrera, 2001). Según Cucalón et al. (1968), citado por Clavijo & Barrera (2001), se estima un espesor medio de casi 600 metros para esta unidad.

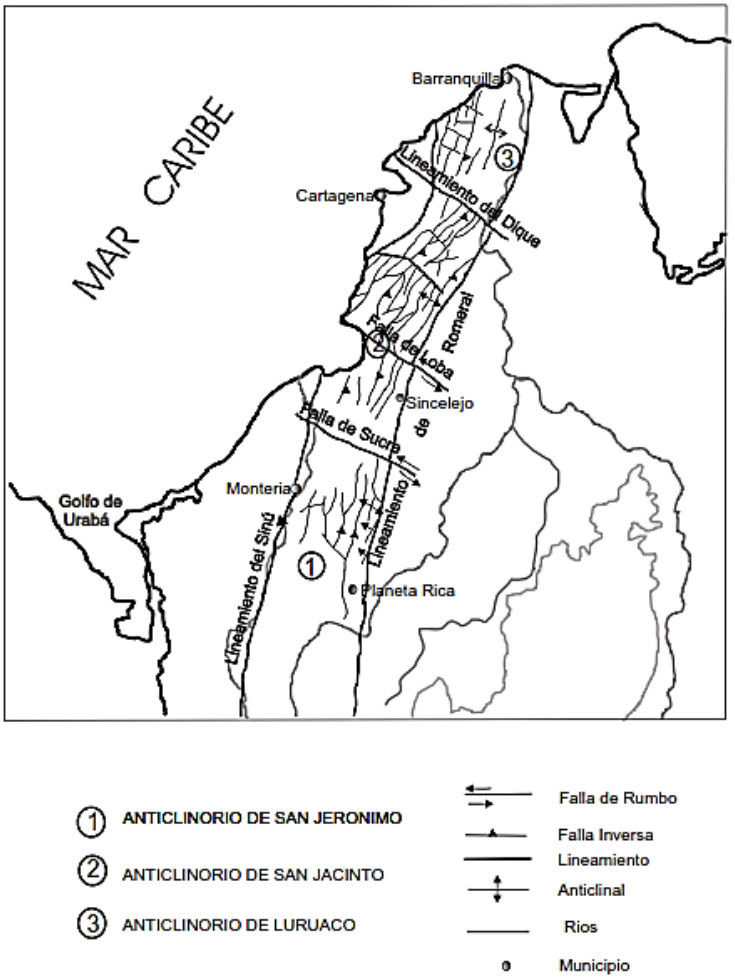


Ilustración 10. Esquema general de la distribución de los distintos tipos de estructuras geológicas presentes en el área de influencia del proyecto sobre el Cinturón de San Jacinto (Clavijo & Barrera, 2001)

5.4. RECURSOS NATURALES.

Debido a la gran variedad de materiales presente en el área de influencia de las Planchas 44 y 52, así como la gran presencia de materiales calcáreos sobre la formación Toluviejo, esta zona posee gran potencial minero dentro de sectores como la construcción; producción de cemento, agregados para construcción, producción de cerámicos, industria química, entre otros a menor escala.

Clavijo & Barrera (2001) afirma que: "Los conglomerados y areniscas conglomeráticas presentes en las formaciones San Cayetano, Maco, Sincelejo, San Jacinto, Toluviejo y Cerrito constituyen una fuente apropiada para su extracción y utilización en la elaboración de agregados gruesos para concretos" (p. 55). Existen explotaciones de estos materiales en asentamientos como Caracolí, Toluviejo, La piche, Ovejas, Morroa, Pechelín, Varsovia y Tuchín, San Andrés, Chinú. Cabe aclarar también, que estos elementos también son usados como materiales seleccionados para construcción de carreteras y realización de rellenos.

La fuente de agregados más grande y probablemente la más importante en cuanto a uso en la región responde a las calizas trituradas de la formación Toluviejo para la producción de concretos. Estas son procesadas tanto en canteras formales como en zonas no formalizadas en la zona cubierta por el Municipio de Toluviejo (Sucre) y el caserío La Piche, ubicada sobre la formación. Otros sitios donde se explotan las calizas con este fin son: Palmito, Varsovia, El Hueso (vía Palmito-Coveñas) (Clavijo & Barrera, 2001)

Respecto a la producción de agregados finos, Clavijo & Barrera (2001) afirma:

> "El carácter inmaduro y la compactación de las areniscas descartan las capas arenosas de las formaciones Tuchín y San Jacinto como generadoras de arenas de peña de calidad para la industria de la construcción. Las areniscas presentes en la Formación Sincelejo y parte superior de la Formación Cerrito constituyen una fuente potencial importante

> de Agregados finos para concretos. Los sedimentos aluviales recientes, presentes en algunos arroyos Inter montanos, especialmente los que drenan en las formaciones Sincelejo y Morroa, se están explotando artesanalmente para la industria local de la construcción…en los alrededores de Ovejas. Los aluviones presentes en el arroyo Pechelín, en la llanura costera del golfo de Morrosquillo, también se están explotando manualmente" (p. 55).

Otro de los usos generalizados de los materiales presentes en la serranía de San Jacinto es la producción de cementos calcáreos provenientes del aprovechamiento de las calizas extraídas de la formación Toluviejo. Clavijo & Barrera (2001) describen las calizas presentes aquí como: "los recursos naturales minerales industriales más importantes de la región" (p. 55). Las mayores reservas se ubican sobre la formación Toluviejo y los alrededores de Palmito.

Por otra parte, los componentes silíceos son extraídos de las margas y arcillas (shale) presentes en la Formación Toluviejo, así como también se obtienen componentes calcáreos y otros indispensables en la industria cementera. Los estratos de liditas y chert presentes en la Formación San Cayetano son utilizados para la fabricación del cemento portland, el cual requiere de la adición de material alto en sílice aportado por estas fases. Adicionalmente, se conoce la existencia de algunos estratos puzolanas en la Formación San Cayetano, y otros probablemente asociados a las rocas calcáreas del Eoceno medio al noreste de la plancha 44 (Clavijo & Barrera, 2001).

A continuación, se muestran los resultados de un análisis químico de los materiales presentes en la formación Toluviejo, sobre el Cerro el Porvenir, cuya explotación pertenece a la empresa Tolcementos (hoy Argos). El material está disponible en (Clavijo & Barrera, 2001) y fue adaptado por el autor.

Tabla 3. *Resultados de composición química de los materiales que predominan en la formación Toluviejo, utilizados en la industria para la producción de cemento. Disponible en (Clavijo & Barrera, 2001), adaptado por el autor.*

Compuestos	*Caliza M1 28*	*Caliza M2 23*	*Margas*	*Lodolitas*
% $CaCO_3$	97.25	98.85	68.50	5.00
% Pérdidas por calcinación.	84.86	48.63	32.44	14.60
% SiO_2	0.12	0.15	20.70	51.76
% Fe_2O_3	0.86	0.15	2.28	7.02
% Al_2O_3	0.27	0.06	3.08	16.44
% CaO	53.84	55.08	39.28	4.85
% MgO	0.51	0.44	0.32	1.20
% SO_3	0.09	0.03	0.09	1.23
% NaO_2	0.06	0.10	0.22	0.80
% K_2O	0.03	0.03	0.34	1.60

Por otra parte, Torres (2011) generó un estudio sobre la caliza en Colombia donde mostró los resultados de un análisis químico realizado sobre 5 ejemplares de caliza de la formación Toluviejo.

Tabla 4. *Resultados análisis químico de la formación Toluviejo realizado por De Porta (1962) (Citado por (Torres, 2011).*

Análisis	*M1*	*M2*	*M3*	*M4*	*M5*
% CaO	51.6	53.75	50.15	51.00	53.80
% MgO	0.43	0.79	2.42	0.72	0.90
% P_2O_5	0.70	0.63	0.51	1.08	0.31
Residuo insoluble	4.89	1.05	6.25	4.80	0.50
Zona	Toluviejo - Arroyo Seco	Cerro Villanueva	Arroyo Chalán	Miramar	Caserío La Piche
Contiene	Caliza detrítica con oolitos, algas y foraminíferos	Biocalcarenita	Caliza con algas y foraminíferos	Caliza criptocristalina con foraminíferos	Caliza blanca compacta

Numéricamente, de las tablas anteriores se deduce que las calizas presentes en la formación Toluviejo tienen valores de óxido de calcio superiores al 50% en toda su extensión, que corresponde a más de 15 km^2 al encontrar rocas tipo caliza más al norte y al sur del área de la Plancha 44 dentro del departamento de Sucre. Lo anterior favorece su uso para la industria cementera de la región que provee a departamentos como Sucre, Córdoba, Antioquia y a algunos países del centro y norte del continente (Torres, 2011).

En 2017, Luengas y Prieto mostraron un mapa con la producción de caliza en Colombia discriminada por departamentos. En este documento se resalta que, según datos de la Agencia Nacional de Minería, en 2016 se produjeron 12.8 millones de toneladas de caliza donde el 98% de este producto fue utilizado para la producción de cemento y sus derivados. Mientras, el valor restante fue usado por la industria de la siderurgia como fundente, para producir cal o con fines ornamentales.

Por otro lado, en 2019 la Agencia Nacional de Minería actualizó tal información y resaltó que para el 2018 se produjo 18.4 millones de toneladas de caliza. Específicamente, se produjeron 46920 toneladas de dolomita y 18440144 toneladas de caliza, para un total de 18487034 toneladas de caliza para tal año (Luengas & Prieto, 2019). Para el 2016, el valor ascendió a 80798 toneladas de dolomita y 12719184 toneladas para caliza, para un total de 12799982 toneladas de este material (Luengas & Prieto, 2017)

A continuación, se muestra la producción departamental establecida por la Agencia Nacional de Minería en los documentos anteriormente referidos. Tal información posiciona muy bien al departamento de Sucre dentro de las zonas de gran explotación de caliza en el País.

Tabla 5. *Registros de producción de toneladas de caliza en Colombia en el año 2018. Adaptado de (Luengas y Prieto, 2019).*

Puesto	*Departamento*	*2018*		
		Caliza	*Dolomita*	*Total*
1	Tolima	3904338		3904338
2	Boyacá	3416661		3416661
3	Bolívar	3275999		3275999
4	Antioquia	2851911	31381	2883292
5	Valle del Cauca	2003286		2003286
6	Sucre	715068		715068
7	Atlántico	528640		528640
8	Santander	480502		480502
9	Magdalena	459978		459978
10	Norte de Santander	326213		326213
11	Cesar	167776		167776

12	Cundinamarca	115942		115942
13	Córdoba	100886		100886
14	La Guajira	47375		47375
15	Meta	18586	4250	22836
16	Caldas	18028		18028
17	Huila	8925	11289	20214
	Total	18440114	46920	18487034

De la información mostrada en las tablas 4 y 5 se concluye que, para el 2018 Sucre sólo produjo un 4% la caliza para su uso en la industria de la construcción colombiana, mientras Tolima tuvo un 21% de participación. A diferencia de Tolima que redujo su producción anual de caliza en un 7% respecto al año 2016, la producción de Sucre se mantuvo estable en 4% para ese mismo año.

Tabla 6. *Registros de producción de toneladas de caliza en Colombia en el año 2016. Adaptado de (Luengas y Prieto, 2017).*

Puesto	*Departamento*	*2016*		
		Caliza	*Dolomita*	*Total*
1	Tolima	3545573		3545573
2	Bolívar	2803913		2803913
3	Boyacá	2569550		2569550
4	Valle del Cauca	1532120		1532120
5	Sucre	545965		545965
6	Magdalena	364680		364680
7	Cundinamarca	334539		334539
8	Santander	273135		273135
9	Norte de Santander	248146		248146
10	Atlántico	158799		158799
11	Antioquia	151151	49860	201011
12	Cesar	100283		100283
13	La Guajira	46145		46145
14	Meta	19981	22995	42976
15	Córdoba	11884		11884
16	Caldas	10903		10903
17	Huila	2417	7943	10360
	Total	12719184	80798	12799982

6. MARCO DOCUMENTAL.

6.1. MARCO CONCEPTUAL.

El concreto es el material de construcción más ampliamente usado en el mundo, este se asume como una mezcla de agregados, naturales o artificiales, agua, cemento y adiciones, químicas o minerales que, combinados bajo proporciones adecuadas y en un ambiente adecuado, puede lograr excelentes propiedades mecánicas en estado endurecido. Con el desarrollo de investigaciones y estudios detallados sobre el concreto desde su creación, se ha entendido que no solo la resistencia mecánica del concreto es importante, que además existen otras características complementarias asociadas a la resistencia como lo son; la trabajabilidad, estanqueidad, resistencia al fuego, estabilidad dimensional, relaciones esfuerzo deformación, durabilidad, varios módulos de elasticidad y relaciones de Poisson, que deben considerase en todo proyecto que emplee este material (Li, 2011).

6.1.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAXIAL DEL CONCRETO.

La resistencia a compresión uniaxial es una de las propiedades mecánicas más valoradas por diseñadores e ingenieros de calidad, y frecuentemente es asociada con la calidad del concreto a pesar de solo representar la capacidad de soportar esfuerzos del concreto bajo carga hasta fallar. Lo anterior es debido a su relativa facilidad y economía en el desarrollo de ensayos y a que es una de las propiedades que mayor estudio ha tenido en la literatura del concreto. Muchas de las propiedades mecánicas del concreto son expresadas frecuentemente en función de la resistencia a compresión axial asumiendo una dependencia directa que, a veces, simplemente no es suficientemente precisa (Li, 2011; Mehta & Monteiro, 2006).

Por otro lado, Li (2011) vincula la resistencia a compresión del concreto con la aparición de grietas, y al considerar que la aparición de estas está estrechamente vinculada con las deformaciones, entonces afirma que el criterio real de falla del concreto está más limitado

por la deformación que por el esfuerzo mismo. Concretos de alta resistencia se deforman en menor grado antes de alcanzar la falla que el concreto de menor resistencia.

Mehta & Monteiro (2006) afirman que en los materiales solidos existe una relación inversa entre la resistencia a compresión y la porosidad del elemento, que está estrechamente vinculada con la relación agua/cemento para el caso del concreto. Tal deducción se aplica al concreto en cuanto a que la porosidad de sus fases; agregado, matriz endurecida e interface agregado-matriz, controlan la resistencia del concreto. También afirman que la propiedad no solo depende de la porosidad y la relación agua/cemento, sino que también está vinculada a otros factores como la compactación y condiciones de curado, textura superficial, forma, gradación, mineralogía y tamaño del agregado, tipo de adiciones, geometría de la muestra, velocidad de carga, tipo de esfuerzo y la humedad.

Esta relación no es aplicable directamente al concreto, pues este mismo ya se encuentra agrietado a nivel microestructural producto del proceso de secado y endurecimiento (Mehta & Monteiro, 2006). Dentro del concreto existen vacíos de diferente tamaño y forma en la matriz con microgrietas en la interface, y grietas en la matriz siempre que el esfuerzo sea superior a un 50% de la resistencia última del concreto en compresión, esto último dificulta predecir correctamente el modo de falla de las muestras sometidas a ensayos (Li, 2011).

La resistencia a compresión puede ser evaluada al ensayar muestras de concreto endurecidas a compresión uniaxial, de acuerdo a las normativas adoptadas por cada país. En Colombia, la normativa que rige la construcción en concreto se refiere al Título C de la NSR-10 donde se encuentran requisitos mínimos aplicables al respecto, y las normas técnicas para el desarrollo de este ensayo corresponde a NTC 673 y INV E 410-13. En ellas se especifica el uso de especímenes cilíndricos con su altura igual al doble de su diámetro (ICONTEC, 2010).

El código colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10) especifica que debe tomarse la resistencia a compresión como el promedio de dos muestras cilíndricas de 150 por 300 mm (6 por 12 pulg), o el promedio de tres elementos si en vez se usan muestras de 100 por 200 mm (4 por 8 pulg) (AIS, 2010). Otras normas para ensayos a compresión usualmente referidas corresponden a ASTM C39 (USA) y EN 12390 parte 3 (Unión Europea), pero la normativa colombiana adopta la metodología americana para el desarrollo de estos y otros ensayos (British Standards Institution, 2013; C09 Committee, 2018).

En la normativa americana es permitido utilizar moldes cilíndricos de 150x300 mm para tomar las muestras para ensayo, estos se funden en 3 capas compactadas por 25 golpes de una barra de punta redondeada. Tiene la desventaja de que una de las caras, la superior, debe ser tratada con algún método de refrentado pues comúnmente no cumple los requisitos de planitud y paralelismo para el desarrollo del ensayo. La muestra se desmolda entre 16 y 24 horas y se lleva a curado húmedo permanente a una temperatura cercana a los 23º hasta alcanzar la edad de prueba (Li, 2011).

El enfoque europeo, también usado en China, toma muestras cubicas de dimensión estándar de 150x150x150 mm coladas en 3 partes iguales y permitiendo compactar cada capa con 35 golpes, con la ventaja de que no se requiere método de terminación superficial para el elemento pues las otras 5 caras se espera que sean planas. Eventualmente es utilizado un molde con arista de 100 mm para consumir menos material, el cual se debe llenar con 3 capas de concreto compactadas con 25 golpes de una varilla de punta redondeada como lo especifica la normativa. La muestra es llevada a curado con una temperatura entre 19-21º y una humedad relativa superior a 90% (Li, 2011).

Mehta & Monteiro (2006) muestran el efecto de varias características sobre la resistencia a compresión del concreto de forma muy precisa, estas son presentadas a continuación brevemente:

LA POROSIDAD.

Se define como la relación entre el volumen de vacíos de un material y su volumen total. A medida que aumenta la porosidad en cada una de las fases del concreto, se afecta la estructura porosa de todo el sistema produciendo una disminución de resistencia a compresión en el elemento. La relación agua/cemento, según Mehta & Monteiro (2006), controla tanto la porosidad de la pasta de cemento como de la zona de transición interfacial entre el agregado y la pasta.

$$S = S_o e^{-kp}$$

Con *S* la resistencia del material para una porosidad *p*, S_o la resistencia del material sin poros y *k* una constante que depende del material (Mehta & Monteiro, 2006).

En altas relaciones agua/cemento (concreto normal y de baja resistencia), la resistencia del material estará limitada por la porosidad de la matriz y de la zona de transición interfacial entre el agregado y la pasta (ITZ). Mientras que, a bajas relaciones a/c, una mejora en la resistencia de la ITZ y de la pasta causará un aumento de la resistencia con pequeñas disminuciones en la relación agua/cemento de la mezcla (Mehta & Monteiro, 2006). Aquí, la calidad de la pasta comparable con la del agregado, luego los factores del agregado que afectan la interfase hacen la diferencia en la estructura de la falla del concreto (textura, forma, tamaño, mineralogía, entre otros).

LA RELACION AGUA/CEMENTO.

Es una de las variables de mayor impacto sobre propiedades como la resistencia del concreto. En general, la teoría al respecto es clara en afirmar que cuanto más alta es tal relación la resistencia del concreto disminuye notablemente, es decir, la relación entre estos parámetros es inversa (Mehta & Monteiro, 2006). Ello es explicado por el progresivo debilitamiento de la matriz del concreto por el aumento en la porosidad, que también afecta negativamente la ITZ. El agua de mezclado en exceso es perjudicial para mantener una estructura resistente y homogénea, aquí el microagrietamiento de la ITZ se entrelaza más rápidamente con las grietas en la matriz y el concreto se agrieta a cargas cada vez menores.

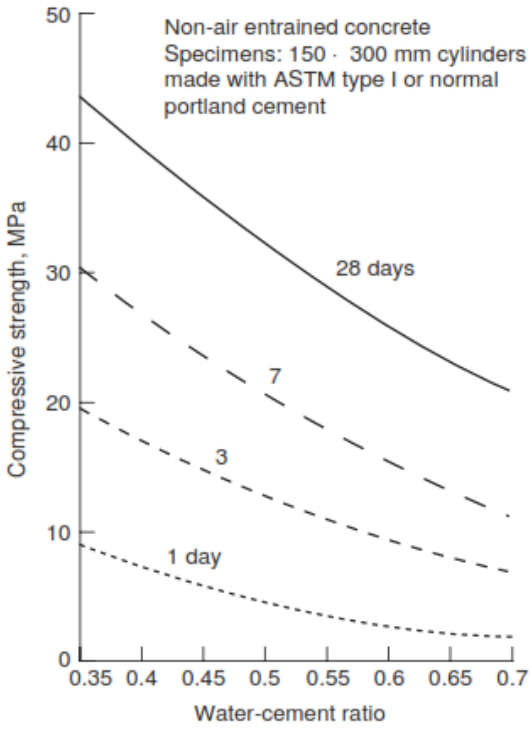


Ilustración 11. Relación entre la resistencia a compresión y la relación agua/cemento con la edad de prueba del concreto. Tomado de (Mehta & Monteiro, 2006, p 54).

Para bajas relaciones agua/cemento, se logran aumentos de resistencia abruptos con una pequeña disminución en tal relación, explicado por la mejora de la porosidad de la interfase agregado-matriz y una menor porosidad de la matriz al tener menos cantidad de agua para mezclado disponible. Normalmente, estos concretos requieren el uso de fluidificantes para mejorar la trabajabilidad.

EL CONTENIDO DE AIRE

Estudios han mostrado que el aumento del contenido de aire en una mezcla de concreto reduce la resistencia del concreto. Este efecto se debe a que estos vacíos, incrementan la porosidad en la matriz y en la interfase agregado-matriz, generando un sistema poroso poco estable que reduce la capacidad portante en el concreto para todas las edades y relaciones agua/cemento. Particularmente, se evidencia que en concretos de alto contenido de cemento y bajas relaciones agua cemento, un decrecimiento en la resistencia mucho más pronunciado que para concretos con bajas cantidades de cemento (baja resistencia) (Mehta & Monteiro, 2006).

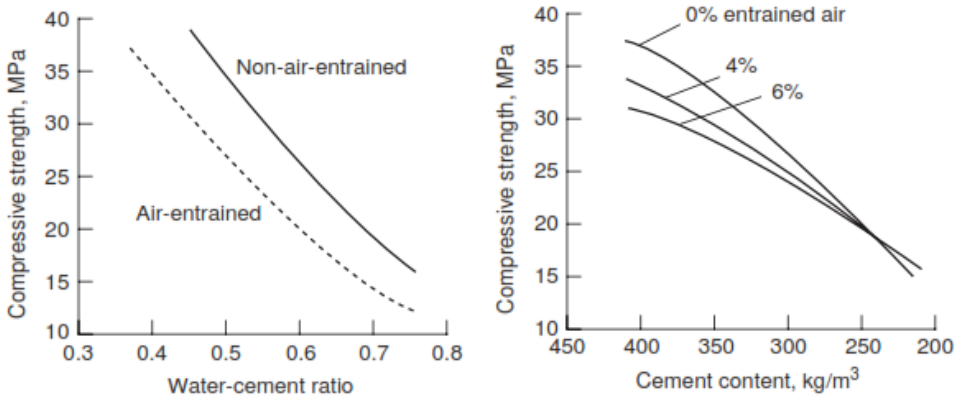


Ilustración 12. Izquierda. Relación entre la resistencia a compresión del concreto y la relación agua/cemento con el contenido de aire. Derecha. Variación la resistencia a compresión con el contenido de aire en la mezcla. Tomado de (Mehta & Monteiro, 2006, p 55).

La entrada de aire puede ser debida a un proceso de compactación no adecuado y al uso de aditivos incorporadores de aire para mejorar la fluidez de la mezcla.

EL TIPO DE CEMENTO

La finura del cemento y su composición afectan significativamente el valor de resistencia del concreto resultante. Los concretos Tipo III según ASTM (alta resistencia temprana y gran finura) presentan las tasas de ganancia de resistencia más elevadas, mientras que este parámetro a mayores edades presenta bajos valores pues la hidratación se ha desarrollado casi que completamente en los primeros días. Ahora, existe otro aparte de

importancia y son los esfuerzos térmicos causados en el concreto de alta resistencia temprana por la alta liberación de calor en las reacciones de hidratación del cemento, que genera mayor microagrietamiento en el concreto hecho con cementos de finura creciente (Mehta & Monteiro, 2006).

ADICIONES.

Son de origen químico o mineral y su principal objetivo es la mejora de una o más propiedades en el concreto, tales como; su consistencia, tasas de hidratación del cemento, permeabilidad, entre otras. Los aditivos reductores de agua mejoran la trabajabilidad en muestras de bajas relaciones agua/cemento sin aumentar la estructura porosa del concreto con la adición de agua de mezclado.

Por otro lado, el uso de modificadores de la tasa de hidratación del cemento, influyen sobre la tasa de ganancia de resistencia del concreto. Así, aditivos acelerantes producen mayor resistencia temprana, pero a edades tardías el crecimiento de la misma decae. Caso contrario con los aditivos retardantes. Mehta y Monteiro (2006) afirman que se esperan mayores resistencias ultimas para los concretos con aditivos retardantes que con aquellos que usaron acelerantes de resistencia, ello puede ser explicado por las altas tasa de calor de hidratación presentes en los concretos con acelerantes, cuyo uso potencia el crecimiento de fisuras microscópicas en el concreto a nivel estructural por esfuerzos térmicos (Mehta & Monteiro, 2006).

Las adiciones minerales son puzolanas y materiales cementicos que normalmente reemplazan parcialmente el contenido de cemento. Tiene un efecto retardante en la resistencia del concreto a edad temprana, pero mejora otras propiedades como la resistencia tardía y su estanqueidad. Este fenómeno se debe a la homogeneización de la matriz y la ITZ producto de

la formación de silicato de calcio hidratado, al reaccionar con el hidróxido de calcio de las adiciones con el agua (Mehta & Monteiro, 2006).

EL AGREGADO

El agregado en el concreto comprende una fracción normalmente mayor al 50% del volumen del concreto y, por tanto, este último puede heredar algunas propiedades de aquel en estado endurecido. Los agregados para concreto se clasifican en gruesos (gravas) y finos (arenas). El agregado grueso es normalmente mucho más resistente que las otras dos fases, por ello, en concreto normal la resistencia viene dada por las fases más débiles.

Algunos parámetros del agregado afectan las propiedades mecánicas del concreto de múltiples formas. Mehta & Monteiro (2006) reconocen características de los agregados que afectan a la resistencia del concreto, tales como: la textura, forma, tamaño, gradación y mineralogía del agregado. Un cambio en tales características influencia modificaciones en la zona de transición intersticial agregado-matriz, sin importar el nivel de resistencia del concreto (a/c), y afecta la resistencia del concreto en última instancia. Por ser el concreto un material compuesto, no homogéneo, si una de sus fases se modifica, habrá seguidamente una alteración en las propiedades del material resultante.

TAMAÑO MÁXIMO.

Es una propiedad física de los agregados que viene dada por el equipo de reducción de tamaños y, por lo tanto, es muy variable. Está asociado con a la gradación del agregado grueso y corresponde a la malla más pequeña donde pasa toda la muestra de ensayo. Está normalizado en la norma técnica colombiana NTC 77 y 78, así como en la designación INVIAS INV E 213-13. Otras normativas aplicables son: ASTM C 136.

En general, cuanto mayor es el tamaño máximo del agregado grueso en una muestra de concreto, se produce una disminución de la resistencia a compresión axial para una gradación específica y una misma mineralogía. Este efecto, para igual consistencia y contenido de cemento, es explicado por Mehta & Monteiro (2006) como: "Agregados más grandes tienden a formar débiles zonas de transición interfacial conteniendo más microgrietas" (p 57). Adicionalmente, afirman que tal efecto se espera sea mucho más pronunciado sobre concretos con relaciones agua/cementos menores a 0.50 (concretos normales y alta resistencia) y no se esperan afectaciones sobre la resistencia en concretos de altas relaciones agua/cemento (baja resistencia) (Mehta & Monteiro, 2006).

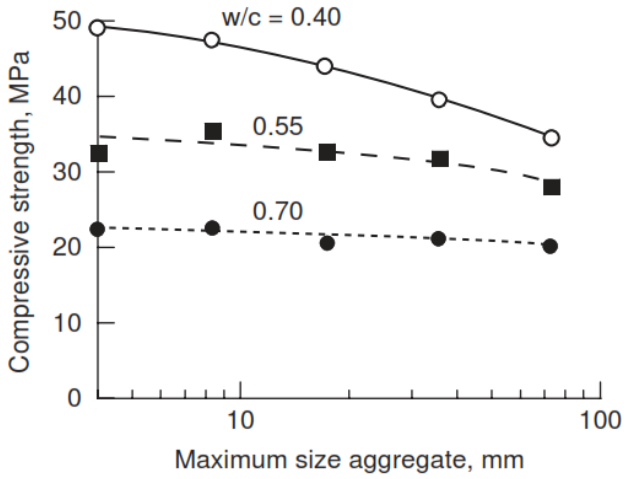


Ilustración 13. Influencia del tamaño del agregado grueso y la relación agua/cemento sobre la resistencia a compresión del concreto. (Mehta & Monteiro, 2006, p 57).

TEXTURA.

La textura de los agregados juega un papel fundamental en la calidad de la zona de transición interfacial, y, por ende, en la resistencia del concreto. En general, agregados triturados con textura rugosa proporcionan mayores resistencias a compresión que aquellos concretos con agregados de textura suave (cantos rodados), con igual mineralogía. Este efecto es más pronunciado para edades tempranas, pues en edades tardías el efecto de la unión química entre el agregado y la pasta endurecida empieza a tomar lugar (Mehta & Monteiro, 2006).

El aumento en la resistencia del concreto se debe a la mejora en la unión física entre el agregado y la pasta. Eventualmente, el uso de agregados con textura rugosa ocasiona un mayor consumo de agua para trabajabilidad mientras que para los agregados de textura suave este efecto es contrario. Podría pensarse que existe una composición entre los dos fenómenos, pero a nivel microestructural este efecto es mucho más complejo.

GRADACIÓN.

Se refiere a la dosificación empleada en la mezcla de concreto, donde un aumento en la relación agregado grueso/fino genera una disminución en la resistencia a compresión, pero un aumento de la trabajabilidad para una relación agua/cemento constante (Mehta & Monteiro, 2006).

MINERALOGÍA.

El uso de diferentes tipos de agregados para producir concretos hace que se tengan respuestas variadas en las propiedades mecánicas del concreto. En general, diferentes tipos de agregados se espera que produzcan resistencias variadas debido a contrastes en cuanto a sus propiedades mineralógicas, a pesar de pertenecer a un mismo grupo geológico (ej. calizas, basaltos) (Mehta & Monteiro, 2006; Tanesi et al., 2017).

CONDICIONES DE CURADO.

Son todas aquellas condiciones que promueven el desarrollo de hidratación del cemento en el concreto y afectan la tasa de ganancia de resistencia. Principalmente, se refiere al tiempo, la temperatura y la humedad. Además, existen múltiples formas para curar las estructuras de concreto, los más utilizados son el curado en húmedo y el curado a vapor (elementos premoldeados) (Mehta & Monteiro, 2006).

TIEMPO DE CURADO.

A mayor periodo de curado húmedo, mayor resistencia a la compresión es esperada en los elementos. Esto se debe a la continua ganancia de resistencia motivada por la continua hidratación de las partículas de cemento con el curado húmedo. La edad del concreto es un parámetro clave, al igual que las condiciones de curado pues van íntimamente ligados. En general, a mayor edad mayor será la resistencia del concreto bajo condiciones óptimas de humedad (Mehta & Monteiro, 2006).

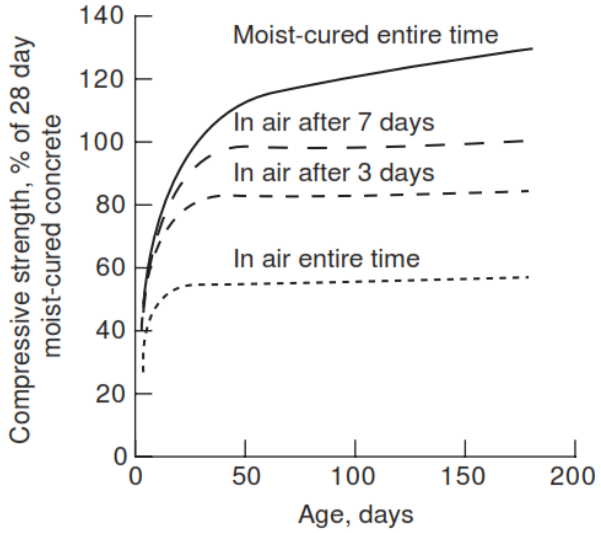


Ilustración 14. Efecto de las condiciones de curado y la edad sobre la resistencia a compresión del concreto (Mehta & Monteiro, 2006, p 62).

HÚMEDAD.

Es uno de los parámetros más importantes para el concreto pues luego de la etapa de colocación, la fase de curado garantiza que se sigan desarrollando las reacciones de hidratación con los granos de cemento no hidratado en la matriz. Luego, condiciones adecuadas de saturación y una humedad relativa menor a 80% propician un ambiente óptimo para que continua la ganancia de resistencia en el concreto. A mayor periodo de curado húmedo, mayor desarrollo de hidratación se tendrá en el concreto y, por ende, mayor resistencia (Mehta & Monteiro, 2006).

La misma muestra sometida a curado húmedo continúo y a curado al aire libre, presenta tasas de desarrollo de resistencia muy distintas donde la última condición podría no presentar ningún aumento de resistencia. La respuesta del concreto curado al aire libre se debe a que, al estar expuesta la superficie del concreto al ambiente sin protección alguna, se genera un aumento en el micro agrietamiento de la interfase agregado-matriz por contracción por secado en la matriz (Mehta & Monteiro, 2006).

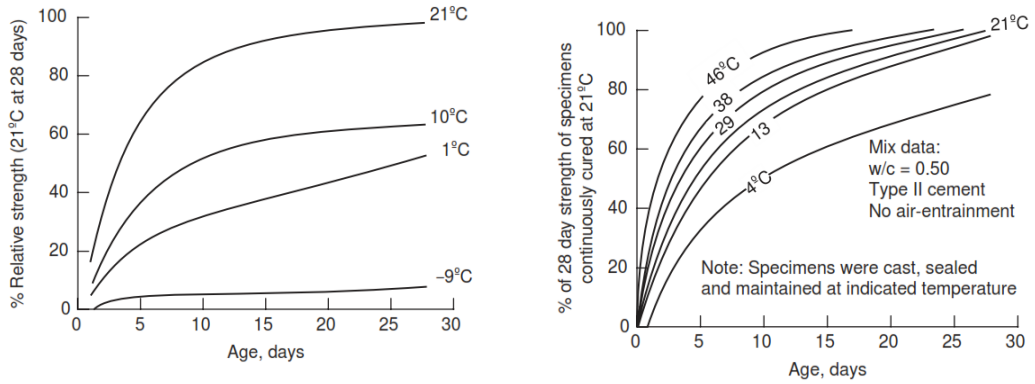


Ilustración 15. Izquierda. Resistencia relativa del concreto con la temperatura de curado en base a 21ºC sobre muestras con a/c de 0.53 (Mehta & Monteiro, 2006, p 64). Derecha. Influencia de la temperatura colado y curado sobre los valores de resistencia del concreto en compresión en base a 21ºC.

TEMPERATURA.

La temperatura del concreto y la del ambiente son factores que afectan directamente la calidad y resistencia mecánica del hormigón endurecido. A mayor temperatura de curado y/o colocado habrá mayor tasa de hidratación de las partículas de cemento y, por tanto, un aumento de la resistencia temprana del concreto, pero también una baja resistencia ultima. Una temperatura de curado muy baja tampoco es muy deseable, pues la tasa de hidratación del cemento y ganancia de resistencia disminuye. Por otro lado, se debe considerar una temperatura optima de curado y colocación cercana a los 20 ºC, pues mientras más bajo sea este valor una mayor uniformidad en la matriz del concreto endurecida se logrará, principalmente por un sistema poroso menos acentuado (Mehta & Monteiro, 2006).

PARÁMETROS DE ENSAYO.

Son todas aquellas variables relativas a la preparación de la muestra y el desarrollo del ensayo, que inciden en los valores de resistencia a compresión. Muy frecuentemente son poco consideradas, pero tienen mucha influencia sobre los resultados obtenidos. Algunas de estas propiedades son: el diámetro de la muestra, la relación altura/diámetro o relación de esbeltez, velocidad de carga, el método de refrentado y la humedad de la muestra.

TAMAÑO DE LA MUESTRA.

Existen dos enfoques normativos al respecto del tamaño y forma de los especímenes para ensayos mecánicos en concreto. La metodología americana de la ASTM que asume muestras cilíndricas de relación altura/diámetros iguales a dos, y el método europeo que considera elementos primaticos cúbicos con su altura igual a la base (British Standards Institution, 2013; C09 Committee, 2018).

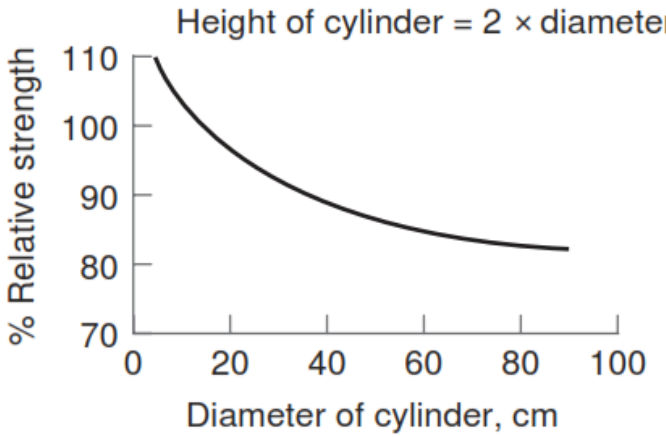


Ilustración 16. Efecto del tamaño del diámetro de las muestras sobre la resistencia a compresión, cuando la relación altura/diámetro es igual a 2. Tomado de (Mehta & Monteiro, 2006).

Experimentaciones mostradas por Mehta & Monteiro (2006) afirman que, para muestras cilíndricas de 150 por 300 (6 por 12 pulgadas) y una relación de esbeltez igual a dos, a mayor diámetro de la muestra habrá una disminución en la resistencia a compresión del concreto. Probetas de 3 por 6 pulgadas muestran un 8% más de resistencia a compresión

respecto a aquellas de 6 por 12 pulgadas del mismo concreto. Para diámetros mayores a 300 mm o para un aumento de la relación de esbeltez (H/D) no se esperan diferencias significativas al respecto.

Li (2011) también afirma que los especímenes de menores tamaños muestran mayores resistencias aparentes respecto a otros de mayores dimensiones. Además, especímenes no estandarizados (cubos de 4" o cilindros de 4" por 8") de muestras de concreto deberán usar factores de reducción de resistencia para equilibrar los datos obtenidos con aquellos considerados estándar en cada normativa.

RELACIÓN ALTURA/DIÁMETRO (H/D).

Es una medida de la configuración geométrica de la muestra que se relaciona con la forma de falla y capacidad de carga de los elementos. A medida que esta relación es disminuye, la resistencia del concreto aumenta. Es decir, son variables inversamente correlacionadas (Mehta & Monteiro, 2006).

VELOCIDAD DE CARGA.

Cada una de las normativas mostradas anteriormente para el desarrollo del ensayo de compresión uniaxial de muestras de concreto presenta metodologías algo distintas al respecto. En especímenes cilíndricos la ASTM[7] regula tasa de carga entre 0.20-0.30 MPa/s (C09 Committee, 2018), mientras que para muestras cubicas, BSI[8] especifica 0.20-0.40 MPa/s. Sin embargo, se espera una disminución de la resistencia a compresión mientras más bajo sea este valor, y para altas velocidades la resistencia tiende a ser mayor (Li, 2011).

[7] American Societive for Testing and Materials.

[8] British Standard International.

Li (2011) muestra que, de forma general, a medida que se carga la muestra a tasas de esfuerzo menores, se obtienen mediciones de resistencia menores. Afirma que las bajas tasa de carga permite el crecimiento de grietas subcríticas que llevan a que se desarrollen mayores defectos, y una consecuente menor carga aparente. Por otra parte, este autor encontró que un mayor flujo plástico es obtenido en el concreto para las menores tasa de carga, lo cual incrementará la deformación para una carga dada, aquí la falla puede darse cuando el concreto alcance un valor critico de deformación para niveles de resistencia menores.

TERMINACIÓN FINAL O REFRENTADO.

La fricción entre la terminación de los especímenes y el plato de carga de la máquina de ensayo hace que la muestra no esté sometida a esfuerzos de compresión uniaxial puros, sino más bien a esfuerzos triaxiales combinado con uniaxiales. Esto se debe a la considerablemente mayor rigidez del acero sobre el concreto y las diferencias en la relación de Poisson que hacen que la deformación lateral en los platos sea menor que la misma en el extremo de la muestra de concreto, si no están restringidas en movimiento. Ese fenómeno causa una restricción de la deformación lateral de los extremos de las muestras e introduce esfuerzos de corte mayores que gradualmente desaparecen a distancias de cada extremo de 122.5% de su diámetro o arista (Li, 2011).

Este confinamiento lateral se manifiesta en la formación de conos (pirámides) inalterados en los extremos de las muestras cilíndricas de concreto, con relación altura/diámetro de 2, al llevarlas hasta la falla. Luego, solo una pequeña porción central de la muestra se encuentra sometida bajo esfuerzos de compresión uniaxial, y la parte restante en un estado de esfuerzos triaxiales (Li, 2011). Este autor explica que este fenómeno proporcionaría, apartemente, mayor resistencia a compresión uniaxial por causa de la restricción presente en sus extremos.

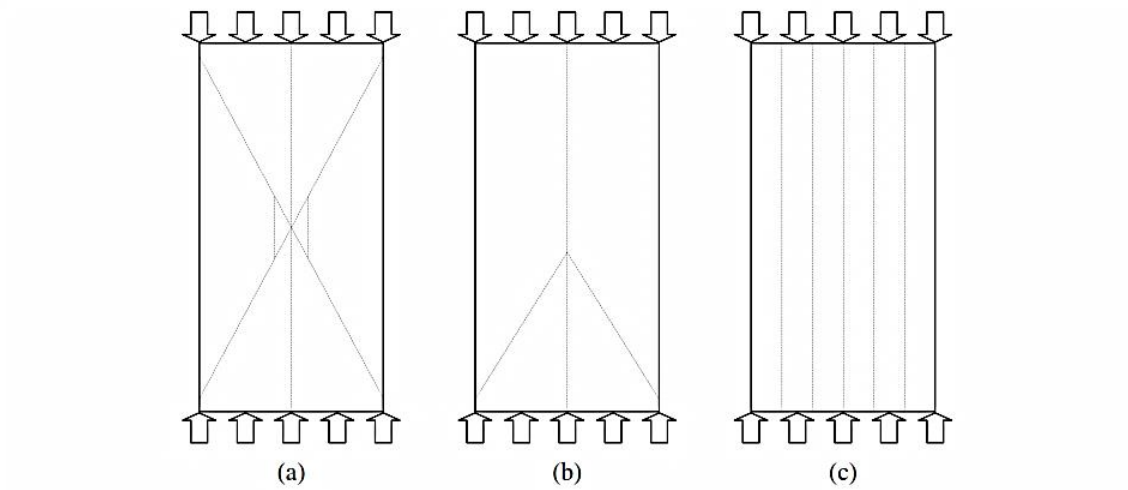


Ilustración 17. Influencia de la restricción de los extremos sobre el modo de falla de la muestra: (a) restringido en ambos extremos, (b) restringido en solo un extremo, (c) sin restricciones. Tomado de (Li, 2011).

La falla a compresión pura podría darse para bajos niveles de esfuerzo cuando las deformaciones laterales por tensión ocurren en el concreto normal de relación de Poisson de 0.20. Como se detalló anteriormente, los esfuerzos inducidos por las restricciones en los extremos causan el desarrollo de una falla cónica en la muestra, y como tales restricciones no pueden ser evitadas, entonces la falla puede ocurrir por la combinación de muchos factores mostrando variaciones como en la parte b de la imagen 17. Se muestra que las grietas no son capaces de propagarse en áreas del espécimen sobre la cual está actuando esfuerzos de confinamiento lateral (los extremos) (Li, 2011).

La influencia de tales esfuerzos de confinamiento lateral en muestras de concreto prismáticas, bajo la metodología europea, muestran un efecto significativamente mayor, donde la fricción entre los platos y la cara del cubo causa un aumento de la resistencia a compresión del concreto en el orden de 25%, con respecto a los especímenes cilíndricos (Li, 2011). Sin embargo, para concretos de alta resistencia este valor podría ser menor.

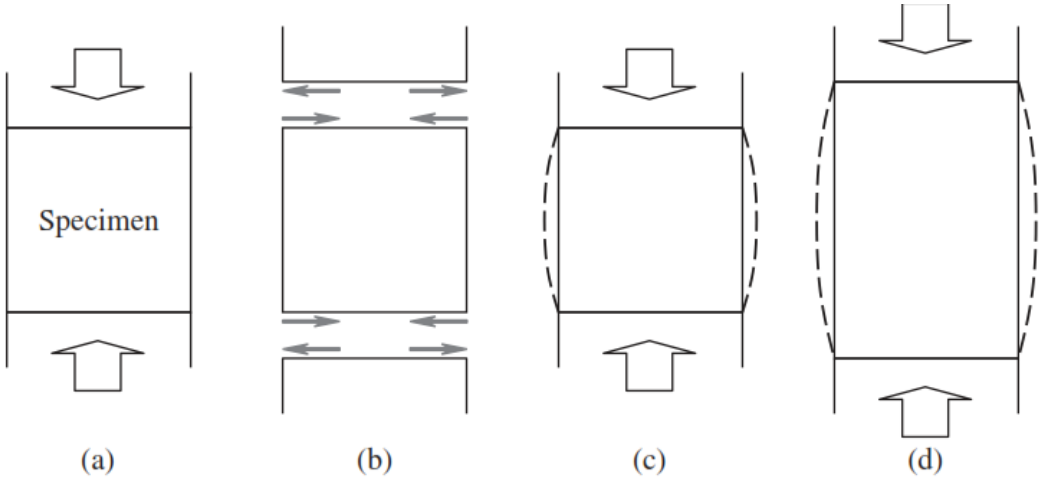


Ilustración 18. Efecto de las restricciones sobre especímenes cúbicos (a, b, c) y cilíndricos de concreto (d): (Li, 2011)

HÚMEDAD DE LA MUESTRA.

En general, especímenes secos pueden presentar un aumento en la resistencia a compresión medida hasta en un 20% respecto a los mismos en condición saturada. Ello se explica por la presión de poros ejercida por el agua que debilita la pasta de cemento endurecida. La norma NTC 673 señala tolerancias de tiempo admisibles para la ejecución de pruebas de resistencia sobre cilindros de concreto endurecido, estas mismas varían según la edad de prueba del elemento. A mayor edad de prueba, se tendrá mayor tolerancia de tiempo para efectuar el ensayo luego de retirar la muestra de la zona de curado húmedo, permitiendo que la muestra se seque superficialmente (ICONTEC, 2010).

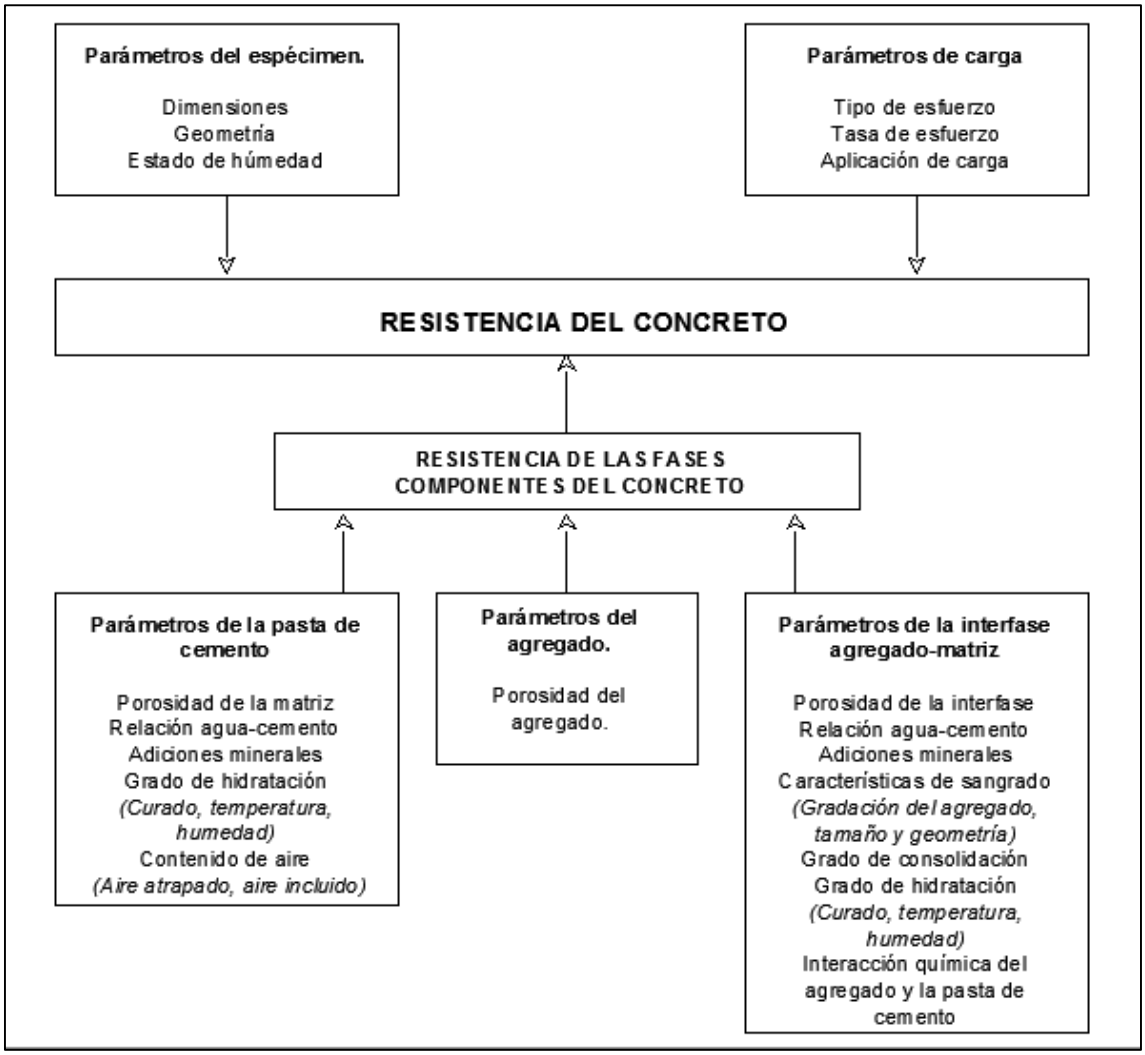


Fig 5. Parámetros que influencian la resistencia a compresión del concreto (Mehta & Monteiro, 2006).

6.1.1. LEY DE HOOKE.

Beer, Johnston, Dewolf, Mazurek, & Murrieta, (2013) afirman que la mayoría de las estructuras en ingeniería se diseñan para sufrir deformaciones relativamente pequeñas, que involucran sólo la parte recta del diagrama de esfuerzo-deformación correspondiente. Para esta porción inicial del diagrama, el esfuerzo σ es directamente proporcional a la deformación ϵ, y puede escribirse como:

$$\sigma = E\epsilon$$

Esta relación se conoce como ley de Hooke, llamada así en honor del matemático inglés Robert Hooke (1635-1703). El coeficiente E se denomina módulo de elasticidad del material involucrado o, también, módulo de Young, en honor del científico inglés Thomas Young (1773-1829). Como la deformación es una cantidad adimensional, el módulo E se expresa en

las mismas unidades que el esfuerzo σ (Beer et al., 2013). Sin embargo, este nombre se ha sustituido por módulo de elasticidad o elástico, que no mide las propiedades elásticas del material sino su rigidez (Singer & Pytel, 2003).

El máximo valor de esfuerzo para el que puede emplearse la ley de Hooke en un material dado se conoce como límite de proporcionalidad de ese material. Si las deformaciones causadas en una probeta por la aplicación de una carga dada desaparecen cuando se retira la misma, se dice que el material se comporta elásticamente, este valor máximo de esfuerzo para el que el material se comporta elásticamente coincide con el límite elástico (Beer et al., 2013, Pag 56).

Para la mayoría de los materiales dúctiles, se encuentra que la resistencia última a compresión es mucho mayor que la resistencia última a la tensión. Esto se debe a la presencia de fallas (como cavidades o grietas microscópicas) que tienden a debilitar al material a tensión, mientras que no afectan en forma significativa su resistencia a la compresión (Beer et al., 2013).

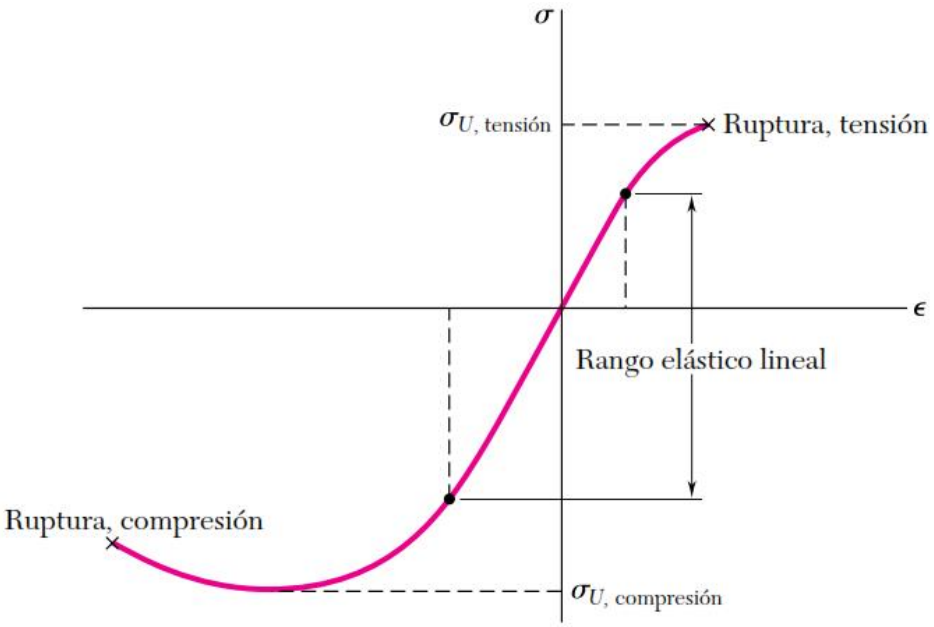


Ilustración 19. Diagrama esfuerzo deformación del concreto en estados tensionales de compresión y tracción (Mehta & Monteiro, 2006, p 54).

Beer et al., (2013) nos muestra un claro ejemplo de material frágil con diferentes propiedades a tensión y a compresión es el concreto, cuyo diagrama esfuerzo-deformación se muestra en la ilustración 18. En la parte de tensión del diagrama, primero se observa un rango elástico lineal en el que la deformación es proporcional al esfuerzo. Después de que se ha alcanzado el punto de cedencia, la deformación aumenta más rápidamente que el esfuerzo hasta que ocurre la fractura.

El comportamiento del material bajo compresión es diferente. Primero, el rango elástico lineal es significativamente mayor. Segundo, la ruptura no ocurre cuando el esfuerzo alcanza su máximo valor, en su lugar, el esfuerzo decrece en magnitud mientras que la deformación plástica sigue aumentando hasta que la fractura ocurre. Cabe aclarar que el módulo de elasticidad, representado por la pendiente de la curva de esfuerzo-deformación en su porción lineal, es el mismo en tensión que en compresión. Esto es cierto para la mayoría de los materiales frágiles (Beer et al., 2013).

6.1.2. TIPOS DE DEFORMACIÓN.

El concreto muestra deformaciones tanto elásticas como inelásticas cuando está sometido a cargas, así como deformaciones por secado o congelamiento, las cuales son una respuesta del material ante cargas externas o al exponerse al ambiente exterior. Sin embargo, todas estas deformaciones, según el principio de Robert Hooke, tienen un esfuerzo asociado a ellas y puede superar la resistencia a tracción del concreto en determinado momento, y frecuentemente causar agrietamiento en el concreto (Mehta & Monteiro, 2006).

Las contracciones en el concreto son deformaciones inelásticas que generalmente ocurren en las primeras horas de colocado de este material y que son responsables del agrietamiento a nivel microscópico en el concreto, estas pueden ser de muchos tipos: térmicas, por secado, por congelamiento, autógena, plástica (Li, 2011). Por otra parte, están las deformaciones viscoelásticas, también llamado flujo plástico, las cuales muestran un aumento

de la deformación en el tiempo bajo una carga sostenida. Ambos fenómenos, si bien tienen efectos distintos, estos están controlados por parámetros comunes como: el contenido de agregado, la rigidez, el contenido de agua y cemento, el tiempo de exposición, la humedad relativa y el tamaño y forma del miembro de concreto (Mehta & Monteiro, 2006).

Cuando el concreto es sometido a la humedad y al ambiente (colado), este responde ante este estimulo con contracciones térmicas o por secado, según las condiciones que predominen. La primera se refiere a deformaciones por enfriamiento y la segunda a deformaciones relacionadas con la perdida de humedad en el concreto. Por otra parte, cuando estas contracciones son restringidas de forma completa, comúnmente por el acero o por deformaciones diferenciales entre exterior-interior, se originan deformaciones elásticas en el concreto modeladas por la ecuación de Hooke. Por lo anterior, el agrietamiento en el concreto se espera que se produzca por un efecto combinado de deformaciones elásticas e inelásticas, que cause un nivel de esfuerzo interno que supere la resistencia a tensión del material (Mehta & Monteiro, 2006).

6.1.3. RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN COMPRESIÓN EN EL CONCRETO.

Esta relación muestra una curva que representa el estado de deformación de un miembro de concreto sometido a una carga de compresión creciente hasta que éste falla. Está curva se halla por medio del ensayo de probetas de concreto a compresión bajo carga constantes con registro continúo de la deformación del espécimen, a partir las normativas adoptadas por cada país. Según sea el nivel de resistencia del concreto (SC, NC o HSC), la forma de la curvatura presentará un comportamiento algo distinto, en general a mayor resistencia el concreto tiene a obtener una curva con mayores módulos con un rango lineal elástico más amplio. Esta teoría es también aplicable a las rocas.

PARTES DE LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN.

Se conoce como límite de proporcionalidad al segmento rectilíneo de la curva esfuerzo-deformación desde el origen hasta el punto donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones, a partir del cual se deduce la ley de Hooke. Esta proporcionalidad no se extiende a toda la curva, como se ven la ilustración 19, sino que culmina en el límite de proporcionalidad. Luego, en la curva sigue el límite de elasticidad o limite elástico que es un esfuerzo a partir del cual es material no recupera totalmente su forma al ser descargado quedando con una deformación permanente. Por otro lado, el límite de fluencia es el punto a partir del cual se da un aumento considerable de la deformación sin el aumento de carga, este es más común en materiales dúctiles y puede no manifestarse en otros materiales (Singer & Pytel, 2003).

El límite de proporcionalidad aparente es un concepto referido a aquellos materiales que no tienen bien definido el punto de fluencia o no cuentan con él, en el cual se busca establecerlo según un procedimiento estándar. Tal punto consiste en el esfuerzo obtenido al interceptar una línea paralela trazada la tangente en el origen de la curva esfuerzo-deformación, a partir de un valor de deformación normalizado que comúnmente es 0.2%, con dicho diagrama. El esfuerzo último es el máximo valor de esfuerzo en la curva esfuerzo-deformación, mientras que el esfuerzo de fractura es algo menor al anterior y corresponde al punto final de la curva-esfuerzo deformación (Singer & Pytel, 2003).

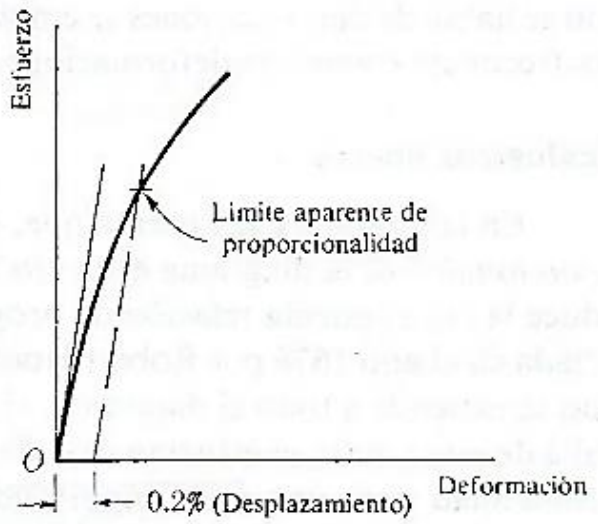


Figura 2-3. Determinación del límite de proporcionalidad al 0.2%.

Ilustración 20. Esquema de la determinación del límite proporcionalidad aparente para materiales sin punto de fluencia (Singer & Pytel, 2003).

COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO.

Sin embargo, al analizar la ilustración 20 se nota que el comportamiento del concreto no es elástico, además los esfuerzos no son completamente proporcionales a las deformaciones y que estas últimas no son completamente recuperables al descargar el concreto. Mehta & Monteiro (2006) explican este comportamiento por el progresivo micro agrietamiento del concreto bajo carga, que causa un aumento en las deformaciones ante pequeños incrementos de carga cuanto más próximo se está del esfuerzo máximo a compresión. Caso opuesto ocurre con la pasta de cemento endurecida que exhibe un comportamiento bastante ideal.

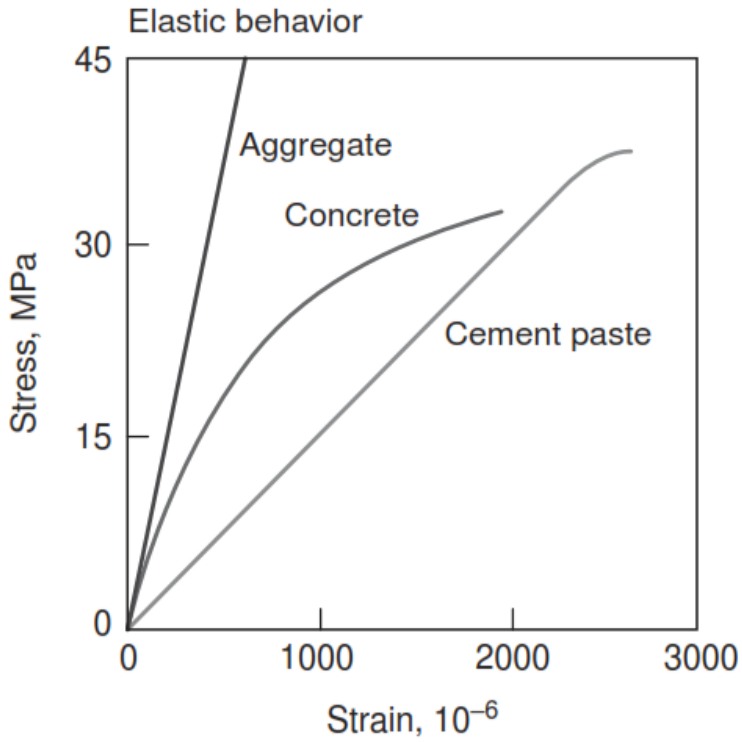


Ilustración 21. Comportamiento típico esfuerzo deformación de la pasta de cemento, el agregado grueso y el concreto en compresión (Mehta & Monteiro, 2006, p 87).

La curva esfuerzo deformación se determina mediante el ensayo de módulo de elasticidad del concreto, así, existen dos metodologías principales que explican cómo proceder para la realización de esta prueba de formas sustancialmente distintas y con resultados algo diferentes, así como sucede con los ensayos de resistencia a compresión axial (ASTM C 649 y BS EN 12390-13). Ambas requieren la determinación anticipada de la resistencia a compresión del concreto para así delimitar el rango de esfuerzos de trabajo.

Una curva típica esfuerzo deformación muestra muchos estados de esfuerzo a saber: lineal elástico, inelástico, deformación por ablandamiento o región post pico. La imagen 22 muestra una forma típica de una curva esfuerzo deformación mostrada por Mehta & Monteiro (2006) en su libro Concrete: Microestructure and properties. Aquí se evidencia el estado de deformación de una muestra bajo cargas de compresión, con registros de desplazamientos en la región postpico (postpeak).

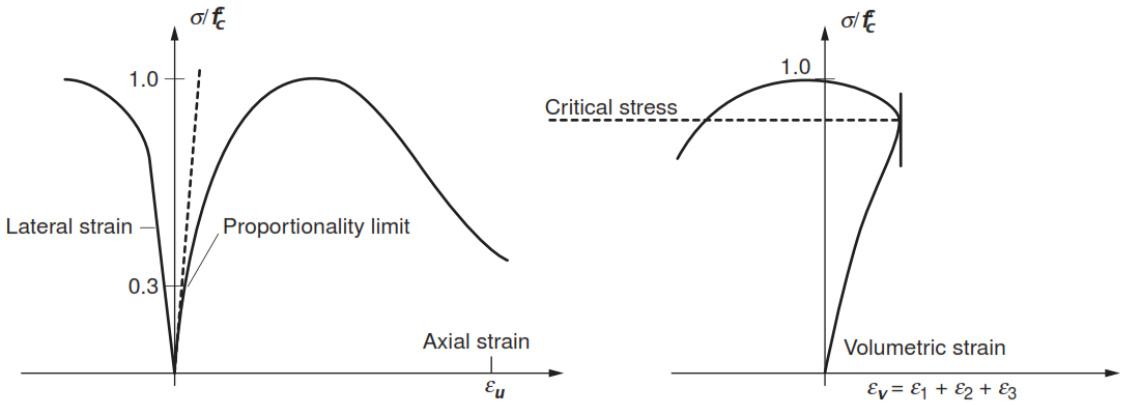


Ilustración 22. Izquierda. Gráfico típico resistencia a compresión vs deformación unitaria. Derecha. Resistencia a compresión vs deformación volumétrica del concreto (Mehta & Monteiro, 2006, p 87).

Típicamente, la curva esfuerzo-deformación muestra un comportamiento lineal elástico hasta un 30% del esfuerzo máximo a compresión del concreto, es decir, existe una relación lineal entre la resistencia y la deformación unitaria como lo expresa la Ley de Hooke. Además, cabe la posibilidad de que la muestra, luego de descargarse, vuelva a su estado inicial sin sufrir deformaciones permanentes. Esto último, se cumple de forma parcial pues en realidad existen muchos parámetros que limitan la "elasticidad" del concreto (Mehta & Monteiro, 2006).

Este comportamiento lineal elástico del concreto es explicado en razón a que, hasta ese nivel de esfuerzo bajo cargas a corto plazo (rápidas), las microgrietas en la interfase agregado-matriz se mantienen inalteradas. Se debe tener en cuenta que estas microgrietas en la interfase se desarrollaron en cuando el concreto es expuesto a ambiente, debido a deformaciones causadas por el fenómeno de contracción, por secado o térmicas (Mehta & Monteiro, 2006).

Para esfuerzos por encima de este punto, la curva muestra un incremento creciente en la curvatura de la misma con el crecimiento del esfuerzo a compresión hasta un valor cercano a 75-90 % de la resistencia, donde la curva se nota casi plana en la cima. Luego de ello, la curva tiende a descender hasta que la muestra falla completamente (Mehta & Monteiro, 2006)

Para un nivel de esfuerzo entre 30% y 50% de la resistencia a compresión, el concreto muestra un pequeño aumento en la longitud, ancho y profundidad de las microgrietas de la interfase agregado-matriz debido a la concentración de esfuerzos, que, sin embargo, no causan agrietamiento en la matriz. Se asume que el crecimiento de las grietas se mantiene estable, debido a que la longitud de estas mismas rápidamente alcanza su valor final si el esfuerzo que las produce se mantiene constante (Mehta & Monteiro, 2006).

Con un incremento entre el 50-75 por ciento de la resistencia a compresión el concreto tiende a volver inestable el sistema de grietas, y las mismas en la ITZ comienzan a crecer nuevamente mientras que en la matriz solo está comenzando el agrietamiento. Cuando el esfuerzo alcanza el valor de 75% de la resistencia a compresión del concreto, comienza el desarrollo de grietas importantes en la matriz que desequilibran el sistema y que pueden llevar a la falla de la muestra de aumentar el nivel de esfuerzo. Este último, se conoce como esfuerzo crítico y también corresponde al punto con mayor deformación volumétrica del concreto (Mehta & Monteiro, 2006).

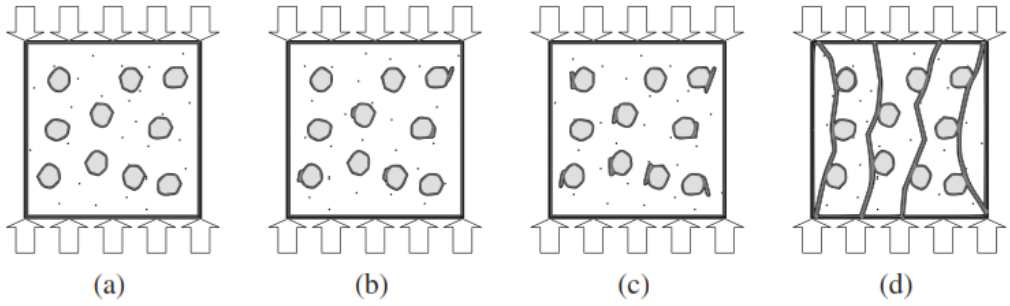


Ilustración 23. Proceso de falla en compresión del concreto: (a) Grieta en la vecindad de la interface para cargas menores a 40% de la resistencia, (b) crecimiento de grietas con la carga (40%-80% de la resistencia del concreto), (c) concentración de grietas para esfuerzos mayores a 80% de f'_c, (d) formación de grietas principales y falla de la muestra (Li, 2011, p. 168).

Z. Li (2011) señala que por encima del punto de esfuerzo crítico, la muestra cambia de dirección tendiendo a expandirse cuando está próximo a alcanzar el esfuerzo máximo a compresión, donde el agrietamiento comienza a notarse en zonas de concentración de esfuerzo localizadas en cercanías al eje de carga (Mehta & Monteiro, 2006).

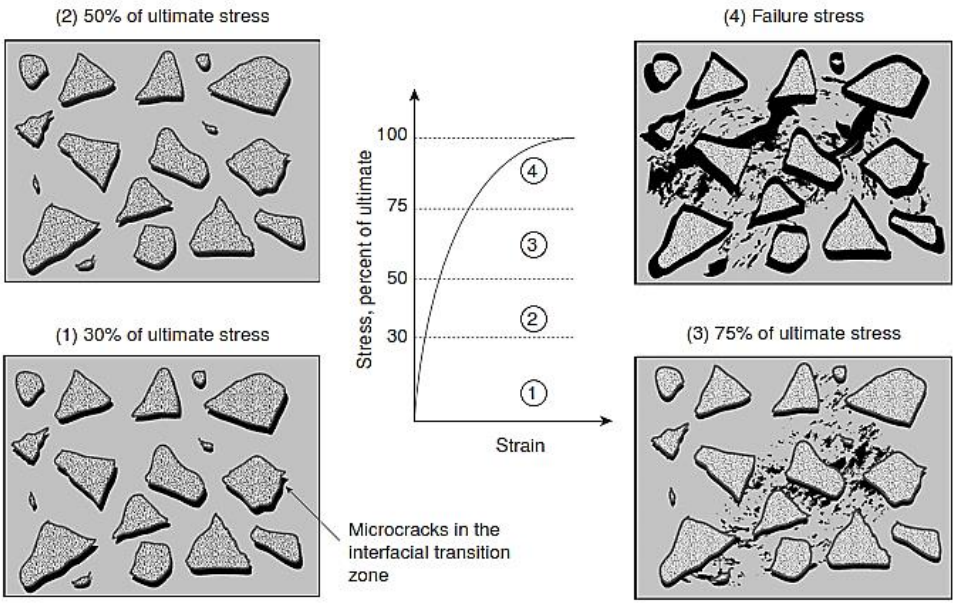


Ilustración 24. Esquema de los efectos del aumento de esfuerzo en el concreto sobre su estado de agrietamiento interno. Tomado de (Mehta & Monteiro, 2006, p 87).

Valores mayores al punto de esfuerzo critico pueden desarrollar la falla en el concreto por la interconexión o entrelazamiento de grietas de la matriz con las de la interfase, y cerrando otras (Li, 2011). Ahora, con un sistema de grietas continúo, se forman zonas no homogéneas que le resta área resistente al concreto y lo hace fallar por el desarrollo de esfuerzos diferenciales. La fractura de este material muestra un comportamiento tiempo dependiente, pues el entrelazamiento de las grietas de la matriz y la interfase puede llevar a que se desarrolle una falla para esfuerzos sostenidos mucho menores que la resistencia a compresión a corto plazo obtenida en ensayos (resistencia máxima) (Mehta & Monteiro, 2006).

Price, citado por (Mehta & Monteiro, 2006), concluye que la falla a largo plazo en el concreto se produce para valores de esfuerzo sostenidos de 80% de la resistencia a compresión

o menores, mientras que si el elemento se carga al 90% la falla podría ocurrir dentro de la hora siguiente. En general, mientras más alejado del esfuerzo a corto plazo se encuentra el esfuerzo sostenido en el elemento, más tardará en fallar (Mehta & Monteiro, 2006).

6.1.4. RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN TENSIÓN.

La forma de la curva esfuerzo deformación, el módulo de elasticidad y la relación de Poisson del concreto sometido a cargas de tracción es muy similar al comportamiento bajo cargas de compresión. Sin embargo, tienen características distintas en ese sentido que explican la falla frágil del concreto en este estado tensional. En general, un miembro sometido a tracción tiende a restringir el crecimiento de las grietas en la matriz y la interface, reduciendo así el periodo o intervalo de desarrollo de equilibrado de grietas y pasando rápidamente al estado de fractura con el aumento del esfuerzo (Mehta & Monteiro, 2006).

Una traducción de lo expresado por Chen, citado por (Mehta & Monteiro, 2006), es mostrada a continuación:

> "La dirección de la propagación de la grieta en tensión uniaxial es transversal a la dirección de esfuerzo. El inicio y crecimiento de todas las nuevas grietas reducirá el área disponible de capacidad de carga, y esta reducción produce un incremento en los esfuerzos en las puntas de las grietas críticas. La disminución de la frecuencia de restricción de las grietas significa que la falla en tensión es causada por unas pocas grietas entrelazadas más que por numerosas grietas, como ocurre para el estado de esfuerzo a compresión. Como consecuencia de la rápida propagación de las grietas, es difícil seguir a parte descendiente de la curva esfuerzo deformación en un ensayo experimental." (p. 71).

Es sabido que el concreto no posee alta resistencia a esfuerzos de tensión, está última está en el orden de 7% al 11% de la resistencia a compresión del concreto pero su valor depende

de las características de sus componentes, en especial a la interface agregado-pasta de cemento. Se conocen algunos parámetros que afectan el valor de resistencia a tracción del concreto, tales como: el método de medición de la resistencia (medición directa, tracción indirecta, ensayo a flexión), el nivel de resistencia del concreto (SC, NC o HSC), el uso de adiciones (minerales y químicas) y propiedades del agregado como la textura superficial, mineralogía, la forma (Mehta & Monteiro, 2006).

6.1.5. MÓDULO DE ELASTICIDAD.

Li (2011) define el módulo de elasticidad del concreto como la pendiente inicial de la curva esfuerzo-deformación unitaria diseñada bajo condiciones controladas. El módulo de elasticidad está inmerso en ley de Hooke, la cual establece que los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones en materiales homogéneos e isótropos, y cuyo factor de proporcionalidad es dicho módulo. En concreto, esto es válido únicamente para la región lineal elástica del mismo, y este representa la capacidad que tiene un elemento, hecho con este material, de deformarse bajo un dado nivel de esfuerzo.

Mehta & Monteiro (2006) afirman que características elásticas de un material son cuantificadas por su rigidez, a pesar de que el concreto no muestra un comportamiento completamente elástico, se requiere un valor aproximado de su elasticidad de modo que sea posible calcular los esfuerzos inducidos por las deformaciones, así como relacionar los efectos que las cargas puedan tener sobre los elementos de concreto. Este parámetro es necesario para el cálculo en el diseño de elementos simples sometidos a carga, así como el cálculo momentos y deflexiones en estructuras complejas.

Numerosas ecuaciones matemáticas han intentado explicar la respuesta no lineal de la curva esfuerzo deformación del concreto bajo compresión uniaxial. Sin embargo, han surgido muchas inconvenientes a partir de que el comportamiento en deformación del concreto es

afectado por el progresivo microagrietamiento que sufre con el aumento del nivel de carga, el cual es inherente al concreto. Este último, al ser un compuesto complejo, su respuesta ante las deformaciones esta cercanamente relacionada tanto a su composición como a su microestructura. Por lo anterior, es claro que una simple ecuación matemática no es suficientemente precisa para representar el amplio rango esperado de comportamiento del concreto, con distintos niveles de resistencia y características de sus componentes (Li, 2011).

Actualmente, se cuenta con varios enfoques muy conocidos y usados para la obtención del módulo de elasticidad del concreto, dependiendo del nivel de precisión requerido y del costo asumible. Por una parte, tenemos los ensayos de laboratorio donde encontramos las menores incertidumbres en los resultados a pesar de su alto costo, consumo de tiempo y poca disponibilidad y equipos para su desarrollo. En el otro extremo se cuenta con ecuaciones empíricas o teóricas que representan de forma aproximada el valor del módulo de elasticidad del concreto con parámetros como la resistencia a compresión del concreto y el peso unitario del mismo, mostrando mucha mayor imprecisión en los resultados y un menor costo y consumo de tiempo.

Respecto a los ensayos de laboratorio, al igual que en la resistencia a compresión, se manejan dos grandes metodologías a saber: la americana (ASTM) o la utilizada en el territorio europeo (EN), cada una con condiciones y parámetros totalmente distintos los cuales serán brevemente mostrados a continuación.

La metodología de la American Societive for Testing and Materials (ASTM) bajo designación C469 permite hallar el módulo de elasticidad del concreto sobre probetas cilíndricas con altura igual al doble de su diámetro, con una tasa fija de carga y sugiriendo el uso de dos compresómetros o un equipo compresómetro-extensómetro para las lecturas de deformación en el elemento. Un punto importante en esta metodología es que la muestra se

carga hasta el 40% de la resistencia a compresión axial, de forma continua, no cíclica, y de manera relativamente rápida (2-5 min) dependiendo del nivel de resistencia (C09 Committee, 2014).

$$E_c = \frac{S_2 - S_1}{\epsilon_2 - 0.000050}$$

Donde E_c es el módulo de elasticidad secante en MPa aproximado a 350 MPa, S_2 el esfuerzo correspondiente al 40% de la resistencia a compresión (f'_c) y S_1 el esfuerzo correspondiente a la deformación unitaria longitudinal de 50 millonésimas (0.000050) (C09 Committee, 2014; ICONTEC, 2019).

Mientras tanto, la metodología europea se refiere a la European Standard (EN) 12360 parte 13 (2013) donde muestra que se requieren realizar tres ciclos de carga preliminares sin registro de deformación sobre el espécimen para el ajuste de los dispositivos llevando la muestra hasta un 1/3 (0.333) de la resistencia a compresión. Luego, ejecutar un cuarto ciclo de carga desde un valor esfuerzo de 5 MPa, manteniendo la carga por 30 segundos y midiendo entonces la deformación registrada δ_b, hasta un 33.3% de la resistencia a compresión, manteniendo la carga por 30 segundos y también midiendo la deformación registrada δ_a. Luego se calcula $\delta_4 = \delta_a - \delta_b$. Se permite hace un quinto ciclo de igual forma como el anterior, calculando δ_5 (British Standards Institution, 2013; Li, 2011). Si la diferencia entre δ_4 y δ_5 es menor a 0.003 mm, se toma la última lectura (δ_5) para calcular el módulo según la siguiente ecuación:

$$E_h^s = \frac{P - P_0}{A} \frac{l}{\delta_n}$$

Donde E_h^s es el módulo de elasticidad en compresión, P_0 la carga que produce un esfuerzo de 5 MPa, P es la carga correspondiente a 1/3 de la resistencia (f'_c) y los valores de l,

A y δ_n son la longitud de medición, el área de la muestra y la deformación del último ciclo de carga (Li, 2011).

Esta metodología admite la determinación de la resistencia a compresión del concreto luego de que se realicen todos los ciclos de carga y, por tanto, requiere un equipo sofisticado que permita realizar todas esas variaciones cíclicas. Aquí, las muestras son prismas cúbicos con su altura igual a su base, tanto para ensayos a compresión como para el respectivo de módulo de elasticidad.

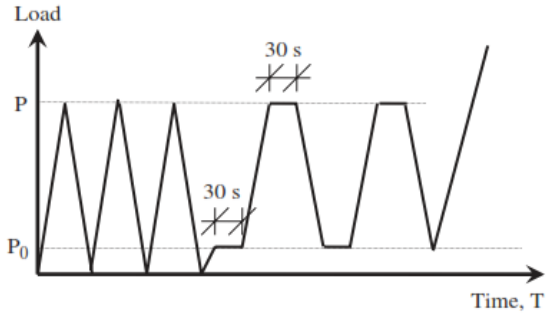


Ilustración 25. Diagrama de carga-tiempo durante el ensayo de módulo de elasticidad según metodología EN 12390-13 (Li, 2011, p. 193).

Hablando ahora de las ecuaciones constitutivas, las cuales pueden ser de origen netamente empírico (la gran mayoría) o ser obtenidas a partir de planteamientos teóricos y bases matemáticas, estadísticas, numéricas, entre otras. Estas relacionan dos o más cantidades físicas que describen la respuesta de un material bajo la acción de factores externos, en este caso cargas y deformaciones (Li, 2011). Este último grupo ha tomado mucha fuerza últimamente, asociando nuevas técnicas para tratar de explicar el comportamiento del concreto a partir de variables conocidas.

Los códigos de diseño de estructuras de concreto reforzado en el mundo actualmente se inclina en mayor medida sobre este último grupo, dada la rapidez y sencillez en la obtención de resultados, relegando a un lado su conformidad con la realidad. Es uno de los métodos más

imprecisos, pero más usados, y sobre los cuales se basan los principales códigos de diseño del mundo (ACI, EUROCÓDIGO, CSA).

TIPOS DE MÓDULOS DE ELASTICIDAD.

Mehta & Monteiro (2006) muestra que, a partir de que la curva esfuerzo-deformación trazada al ensayar una muestra en compresión axial es no-lineal, tres métodos para determinar el módulo de elasticidad del concreto son comúnmente usados.

EL MÓDULO TANGENTE: Está dado por la pendiente de una línea trazada tangente a la curva esfuerzo-deformación en algún punto de la misma. Punto más utilizado es cerca al origen para hallar el módulo tangente inicial.

EL MÓDULO SECANTE: Está dada por la pendiente de una línea trazada desde el origen hasta un valor de 40% de la resistencia máxima del concreto.

EL MÓDULO PROMEDIO: Es aquel referido a la pendiente de una línea trazada entre dos puntos de la curva esfuerzo-deformación. Es similar al anterior, simplemente que, en vez de tomar el origen de la curva como aquel, se toma un valor de esfuerzo para una deformación unitaria longitudinal de 50 μm/m y como nivel superior el 40% de la resistencia a compresión del concreto. Permite corregir el valor de E_c al considerar que al inicio del ensayo se producen algunas distorsiones en la forma de la curva que afectan el valor del módulo.

EL MÓDULO DE ELASTICIDAD DINÁMICO: Corresponde aproximadamente al módulo de elasticidad tangente inicial el cual es obtenido a partir de la pendiente de una línea tangente al origen, el principalmente obtenido a partir de métodos sónicos y es mayor, aproximadamente, un 20%, 30% y 40% del valor de módulo de elasticidad estático del concreto de baja, media y alta resistencia, respectivamente (Mehta & Monteiro, 2006). Es un módulo

que considera muy pequeñas deformaciones instantáneas en el concreto, como las que ocurren sobre algunas estructuras en terremotos o cuando se someten a cargas de impacto.

Otro tipo de módulo de elasticidad usado en el análisis y diseño de estructuras como pavimentos y elementos masivos, es el módulo de elasticidad en flexión (Mehta & Monteiro, 2006).

EL MÓDULO ELASTICO EN FLEXIÓN: Es calculado aproximadamente a partir del ensayo de deflexión de una viga simplemente apoyada, este método no considera la deflexión por cortante en el concreto y es comúnmente utilizado en análisis y diseño de pavimentos.

$$E = \frac{P\ L^3}{48\ I\ \Delta}$$

Donde Δ es la deflexión en la mitad de la luz debido a la carga P, L es la longitud del elemento e I es el momento de inercia del mismo (Mehta & Monteiro, 2006).

RELACIÓN DE POISSON.

Es denotado por el símbolo μ y expresa la relación entre la deformación unitaria transversal y la longitudinal, dentro del rango elástico, en un ensayo de módulo de elasticidad en compresión. Es principalmente usado en el análisis de estructuras hiperestáticas como túneles y arcos de presas. Toma valores cercamos entre 0.15 y 0.20 para concreto normal, pero para concretos de alta resistencia la relación tiende a disminuir. Por otro lado, concretos saturados y aquellos bajo cargas dinámicas tiende a proporcionar mayores valores (Mehta & Monteiro, 2006).

FACTORES QUE AFECTAN EL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO.

En materiales heterogéneos como el concreto, el comportamiento elástico del mismo es determinado por la fracción volumétrica, la densidad y elasticidad de sus componentes, así

como las propiedades de la interfase agregado-matriz. La densidad está estrechamente relacionada de forma opuesta al concreto, entonces los parámetros que afectan la porosidad de los componentes del concreto pueden ser importantes en el comportamiento elástico del mismo. Por otra parte, el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión tienen en común que ambos son afectados por la porosidad, de ahí su estrecha relación, pero, sin embargo, no de igual modo (Mehta & Monteiro, 2006).

AGREGADOS.

Mehta & Monteiro (2006) sostienen que dentro de todas las variables que afectan el módulo de elasticidad el concreto, la porosidad es la más importante pues controla la rigidez y, que su vez, afecta la capacidad del agregado de restringir las deformaciones en la matriz del concreto. Así, agregados densos presentan, normalmente, mayores módulos de elasticidad. En general, una mayor proporción de agregados con alto módulo de elasticidad en una mezcla de concreto genera una mayor elasticidad en el mismo.

A pesar de lo anteriormente expresado sobre el módulo de elasticidad, las variaciones normales en la porosidad del agregado no generan un efecto notorio sobre la resistencia a compresión para concretos de resistencia normal a baja. Esto evidencia que cada parámetro tiene un efecto muy variados sobre los características mecánicas del concreto (Mehta & Monteiro, 2006).

Para la medición de la elasticidad de agregados para concreto de origen natural se usan los núcleos de roca inalterados, estos mismos proporcionan informaciones sobre las características mecánicas del material que son útiles para cuantificar la calidad del agregado. Mehta & Monteiro (2006) exponen que, según ensayos de núcleo, agregados densos como el granito, la roca de voladura y el basalto se espera que tengan módulos elásticos entre 70-140 GPa, mientras que areniscas, calizas y gravas más porosas pueden fluctuar los valores entre 21-

49 GPa. Agregados de tipo liviano muestran valores de elasticidad entre 7 y 28 GPa, mientras que el concreto hecho con tales materiales muestra una elasticidad que fluctúa entre 14 y 21 GPa.

Por último, algunos parámetros del agregado que afectan directamente la calidad de la interface agregado-matriz y, por tanto, la curva esfuerzo-deformación y el módulo de elasticidad del concreto son: la textura, el tamaño máximo, la forma, gradación y la mineralogía del agregado (Mehta & Monteiro, 2006).

MATRIZ DE PASTA DE CEMENTO.

El módulo de elasticidad de la pasta de cemento endurecida depende directamente de su porosidad, y en ese sentido, el módulo responderá ante factores que varíen tal parámetro. Estos factores que controlan la porosidad de la pasta se refieren particularmente a: la relación agua/cemento, el contenido de aíre, adición mineral y grado de hidratación del cemento. Por otra parte, se establecen valores típicos de módulo de elasticidad de la pasta entre 7-28 GPa (Mehta & Monteiro, 2006).

ZONA DE TRANSICIÓN DE INTERFASE AGREGADO-MATRIZ.

Algunos parámetros bastante comunes en la interface agregado-matriz, y poco en la matriz, son muy importantes en el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto, estos son referidos como: los vacíos capilares, microgrietas y cristales de hidróxido de calcio hidratado. Por otra parte, Mehta y Monteiro afirman que la edad de curado no afecta del mismo modo la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad del concreto. Además, señala que con el uso de distintas mezclas de concreto de variada resistencia, el módulo de elasticidad aumentó a una tasa mayor que la resistencia a compresión del concreto para edades tardías, debido a la mejora en la densidad de la interface (Mehta & Monteiro, 2006).

PARÁMETROS DE ENSAYO.

Con respecto a la edad de curado y la humedad de la muestra, los especímenes ensayados en condición húmeda muestran un aumento en el módulo de elasticidad del concreto, cercano al 15%. Lo anterior ofrece un efecto completamente contrario al que desarrolla la resistencia a compresión, donde la muestra ensayada en estado seco ofrece un 15% más de resistencia que en estado húmedo. El efecto del secado ofrece escenarios distintos sobre su influencia en la pasta de cemento endurecida y la interfase agregado-matriz; mientras la pasta gana resistencia al mejorar las fuerzas de enlace de Van Der Waals entre los productos de hidratación, la interfase disminuye su capacidad portante debido al microagrietamiento (Mehta & Monteiro, 2006).

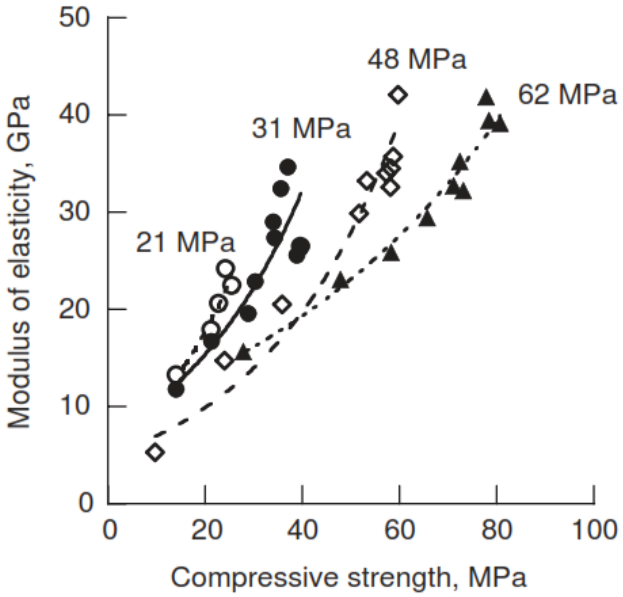


Ilustración 26. Relación entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad para 4 tipos de concretos ensayadas para edades hasta de 1 año. Tomado de (Mehta & Monteiro, 2006, p 95).

Para edades tardías, el módulo de elasticidad incrementa a una tasa mayor que la tasa de aumento de resistencia con la evolución de la edad, según los datos de la imagen anterior. En general, la resistencia del concreto aumenta con una mejora en la resistencia de la pasta, sin embargo, el módulo de elasticidad se ve disminuido por el microagrietamiento que sufre el

concreto incluso antes de estar sometido a cargas, que afecta grandemente la forma de la curva esfuerzo-deformación. Por otra parte, otro enfoque es que el agua adsorbida por los productos de hidratación es capaz de soportar carga, mejorando el comportamiento esfuerzo deformación del elemento. Mientras, esta misma agua causa una presión de poros interna que tiende a desasociar los productos de hidratación, causando una reducción de las fuerzas de Van Der Waals y mostrándose con menor resistencia (Mehta & Monteiro, 2006).

6.1.6. MÓDULO DE ELASTICIDAD SEGÚN LOS CÓDIGOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO EN EL MUNDO.

El código de diseño del American Concrete Institute (ACI 318), ha sido un referente mundial para el desarrollo de códigos de diseño de estructuras de concreto reforzado en todo el mundo. Sus primeras publicaciones muestran ya ecuaciones y modelos que permitían analizar y diseñar algunos tipos de elementos estructurales, cuando el concreto apenas empezaba a tomar auge. Gran cantidad de información presente en la literatura sobre el concreto fue desarrollada por los científicos adscritos a esta asociación y que hoy día sigue siendo un referente muy importante en la tecnología del concreto. Los investigadores del ACI fueron los primeros en mostrar expresiones sobre el módulo elástico del concreto y su relación con la resistencia a compresión.

Este enfoque ha mostrado una forma sencilla y clara de cómo determinar el módulo de elasticidad el concreto cuando no se tienen ensayos sobre el material, únicamente usando la resistencia a compresión del elemento y su peso unitario. La Tabla 7 muestra un compendio de la mayoría de las publicaciones recientes del American Concrete Institute bajo su comité 318.

Mehta & Monteiro (2006) afirman que las relaciones en el ACI 318 son aplicables para concretos de densidad normal y resistencia menos a 41 MPa, mientras ACI Committee 363

(1992) reafirma que la ecuación de ACI 318 sobrestima el módulo de elasticidad del concreto para resistencias superiores a 6000 PSI (41 MPa).

Tabla 7. *Expresiones históricamente usadas por el código ACI 318 para determinar E_c.*

Código	*Año*	*Módulo elástico*	*Aplicación*	*Anotación*
ACI 318-43 (Adrian Pauw, 1960) (ACI, 1947)	1943	$E_c = 1000f'_c$ (PSI)		Especialmente usado para calcular la relación modular *n*
ACI 318-56 (ACI Committee 318 & American Concrete Institute, 1956)	1956	$E_c = 1000f'_c$ (PSI)		Especialmente usado para calcular la relación modular *n*
ACI 318-63 (ACI Committee 318, 1963)	1963	$E_c = 33w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (PSI)	Con w_c entre 90-155 lb/ft^3. w_c puede tomarse como 145 lb/ft^3	Basado en los estudios de Adrian Pauw.
ACI 318-89 (Committee 318 & Institute, 1989)	1989. Reimpreso en 1992.	$E_c = 33w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (PSI)	Con w_c entre 90-155 lb/ft^3. w_c puede tomarse como 145 lb/ft^3	
ACI 318-95 (ACI Committee 318, 1995)	1995	$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)	Con w_c entre 1500-2500 kg/m^3.	E_c es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede variar ±20% del valor real.
ACI 318-99 (ACI Committee 318, 1999)	1999	$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)	Con w_c entre 1500-2500 kg/m^3.	E_c es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede variar ±20% del valor real.
ACI 318-05 (ACI Committee 318 & American Concrete Institute, 2004)	2005	$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)	Con w_c entre 1500-2500 kg/m^3.	E_c es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede variar ±20% del valor real.
ACI 318-08 (American Concrete	2008	$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)	Con w_c entre 1440-2560 kg/m^3.	E_c es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede

Institute, 2008)				variar ±20% del valor real.
ACI 318-11 (ACI Committee 318 & American Concrete Institute, 2011)	2011	$E_c = 33w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (PSI) o $E_c = 57000\sqrt{f'_c}$ (PSI) [$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)]	Con w_c entre 90-160 lb/ft3 [Con w_c entre 1440-2560 kg/m3]	E_c es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede variar ±20% del valor real.
ACI 318-14 (American Concrete Institute et al., 2015)	2014	$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa) [$E_c = 33w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (PSI) o $E_c = 57000\sqrt{f'_c}$ (PSI)]	Con w_c entre 1440-2560 kg/m3. [Con w_c entre 90-160 lb/ft^3]	E_c es sensible al módulo de elasticidad del agregado y la dosificación de la mezcla. Éste, puede variar ±20% del valor real.
ACI 318-19 (Committee 318, 2019)	2019	$E_c = 33w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (PSI) o $E_c = 57000\sqrt{f'_c}$ (PSI) [$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)]	Con w_c entre 90-160 lb/ft^3. [Con w_c entre 1440-2560 kg/m^3]	E_c es sensible a variables que incluyen: el tipo de agregado, los constituyentes del conceto, dosificación, unión agregado-pasta y edad del concreto. Permite tomar datos de laboratorio

Otras expresiones para concretos especiales están registrada en códigos ACI como el 363 para concretos de alta resistencia (ACI 363), concreto autocompactante o autoconsolidado (ACI 237) y concreto liviano (ACI 213) (Committee 318, 2019).

Tabla 8. *Expresiones históricamente usadas por el código FIB para determinar E_c.*

Código	*Año*	*Módulo elástico*	*Aplicación*	*Anotación*
CEB-FIB 1990 (Vakhshouri & Nejadi, 2018)	1990	$E_c = \propto_E 21.5 \cdot 10^3 \left(\frac{f'_c}{10}\right)^{1/3}$	$\propto_E$: 0.9 para caliza, 0.7 para arenisca, 1.2 para basalto y caliza densa, 1.0 para cuarcita	
CEB-FIB 1990 (Vakhshouri, 2018)	2008	$E_c = 10000(f'_c + 8)^{1/3}$		
FIB Model Code 2010 (Beverly & International Federation for Structural Concrete, 2013)	2010	$E_c = \propto_E 21.5 \cdot 10^3 \left(\frac{f'_c}{10}\right)^{1/3}$	$\propto_E$: 0.9 para caliza, 0.7 para arenisca, 1.2 para basalto y caliza densa, 1.0 para cuarcita	Si no se cuenta con f'_c, se puede como $f'_c = f'_{ck} + 8$

Tabla 9. *Expresiones usadas por el código ACI para determinar E_c para varios tipos de concreto.*

Código	*Año*	*Módulo elástico*	*Aplicación*	*Anotación*
ACI 363-92 (ACI Committee 363, 1992b)	1992. Reaprobado en 1997.	$E_c = 3320\sqrt{f'_c} + 6900$ (MPa) o $E_c = 40000\sqrt{f'_c} + 1 \cdot 10^6$ (PSI)	Para f'_c entre 21 MPa y 83 MPa	E_c depende de las propiedades y proporciones del agregado grueso.
ACI 213R-87 (ACI Committee 213, 1987)	1987. Reaprobado en 1999.	$E_c = 33w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (PSI) o $E_c = 57000\sqrt{f'_c}$ (PSI) [$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)]	Con w_c entre 90-155 lb/ft^3. [Con w_c entre 1440-2480 kg/m^3]	Solo es aplicable en un 15-20% y se recomienda tomar ensayos sobre ASTM C 469.
ACI 237R-07 (ACI Committee 237, 2007)	2007	$E_c = 33w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (PSI) o $E_c = 57000\sqrt{f'_c}$ (PSI) [$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)]	Con w_c entre 90-155 lb/ft^3. [Con w_c entre 1500-2500 kg/m^3]	Donde E_c sea critico para el elemento de concreto, se recomienda tomar ensayos sobre ASTM C 469.

De lo anterior se resalta que no ha habido un desarrollo de estas expresiones paralelo al desarrollo de la ciencia y la tecnología, que permite refirmar y disminuir la incertidumbre en los valores medidos. Mehta & Monteiro (2006) muestran que la metodología del FIB-CEB model (1990) para la determinación del módulo de elasticidad del concreto de peso normal, es muy distinta a la presentada por ACI. En ella, la ecuación para la determinación de la elasticidad del concreto tiene la siguiente forma y solo es válida hasta valores de resistencia a compresión de 80 MPa.

$$E_c = 2.15 \cdot 10^4 \left(\frac{f'_c}{10}\right)^{1/3}$$

Donde E_c es módulo de elasticidad del concreto en MPa y f'_c es la resistencia a compresión del concreto, ambos, a 28 días. Si no se conoce la resistencia a compresión a 28 días, se permite usar $f'_c = f'_{ck} + 8$, donde f'_{ck} es la resistencia esperada en el elemento en MPa. Sin embargo, esta relación fue desarrollada para concretos con agregado cuarcítico, para

algunos otros tipos de agregados se permite el uso de factores de corrección para ajustar el valor de elasticidad (Mehta & Monteiro, 2006).

Tabla 10. *Factor de corrección para el módulo de elasticidad del concreto según el tipo de agregado grueso (Mehta & Monteiro, 2006).*

Tipo de agregado grueso	α_e
Basalto, caliza densa	1.20
Cuarcítico	1.00
Caliza	0.90
Arenisca	0.70

A continuación, se muestra un compendio de las ecuaciones usadas en algunos códigos de diseño de concreto de varios países en el mundo para determinar el módulo de elasticidad estático del concreto. En general, se trata de las más recientes publicaciones al respecto y, en algunos casos, versiones menos actualizadas.

Tabla 11. *Expresiones históricamente usadas por diferentes códigos de diseño de estructuras de concreto en el mundo para determinar E_c.*

País	*Código*	*Año*	*Módulo elástico*	*Anotación*
COLOMBIA	CCCSR 84 (Colombia, 1984)	1984	$E_c = 13000\sqrt{f'_c}$ (kg/m^2)	
	NSR 98 (AIS, 1999)	1998	Agregado Ígneo $E_c = 0.043 w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 5500\sqrt{f'_c}$ (MPa) Agregado Metamórfico $E_c = 0.041 w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa) Agregado Sedimentario $E_c = 0.031 w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 3600\sqrt{f'_c}$ (MPa) Valor medio, sin tipo de agregado $E_c = 0.034 w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 3900\sqrt{f'_c}$ (MPa)	Con w_c entre 1500-2500 kg/m^3
	NSR 10 (AIS, 2010)	2010	$E_c = 0.043 w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)	Con w_c entre 1440-2560 kg/m^3. Permite usar las ecuaciones para E_c de NSR 98 a modo de guía. E_c es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede

				variar ±20% del valor real.
VENEZUELA	NV COVENIN 1753 (FONDONORMA, 2006)	2006	$E_c = 0.14 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ (kgf/cm^2) o $E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$ (kgf/cm^2)	Con w_c entre 1500-2500 kg/m^3
URUGUAY	UNIT 1050 (UNIT, 2005)	2005	$E_{cj} = 19000 \sqrt{f'_{cj}}$ (daN/cm^2)	Con j la edad del concreto. Para esfuerzos que no sobrepasen $0.5 f'_{cj}$
PERÚ	NTE E.060. (SENCICO, 2009)	2009	$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$ (MPa)	Con w_c entre 1450-2500 kg/m^3. Permite tomar datos de laboratorio.
MÉXICO	NTC 2017 (SECRETARÍA DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA Y SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS, 2017)	2017	Concretos Clase 1. Agregado grueso de caliza $E_c = 4400 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Agregado grueso de basalto $E_c = 3500 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Concretos Clase 2. $E_c = 2500 \sqrt{f'_c}$ (MPa)	Concretos Clase 1 con w_c en estado fresco mayor a 2.2 ton/m^3. Concretos Clase 2 con w_c en estado fresco entre 1.9 a 2.2 ton/m^3. Permite tomar datos de laboratorio.
ARGENTINA	CIRSOC 201 (CIRSOC & INTI, 2005)	2005	(1) $E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ (MPa) (2) $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$ (MPa) [$E_c = 4700\text{K} \sqrt{f'_c}$ (MPa) con K=1.0 agregados de roca cuarcítica, K=1.2 agregados de rocas graníticas o basálticas densas, K=1.3 gravas aluvionales de las cuencas de los ríos Colorado, Limay, Neuquén y similares y gravas aluvionales del río Uruguay. K=1.4]	Para (1) con w_c entre 1500-2500 kg/m^3. Para (2) con w_c entre 2000-2800 kg/m^3. E_c es sensible al módulo de elasticidad del agregado y puede variar ±20% del valor real.
BRASIL	ABNT NBR 6118 (ABNT/CB-002 Construção Civil, 2014)	2014	$E_c = \propto_i E_{ci}$ (MPa) $\propto_i = 0{,}8 + 0{,}2 \cdot \frac{f'_c}{80} \leq 1{,}0$ Para E_{ci}: (1) $E_{ci} = 5600 \propto_E \sqrt{f'_c}$ (2) $E_{ci} = 21.5 \cdot 10^3 \propto_E \left(f'_c/10 + 1.25\right)^{1/3}$(MPa) [$\propto_E$= 1.2 para agregado de basalto y diabasa, $\propto_E$= 1.2 para granito y gneis, $\propto_E$= 0.9 para agregado calcáreo, $\propto_E$= 0.7 para arenisca]	Para (1) con f'_c entre 20 MPa y 55 MPa. Para (2) con f'_c entre 55 MPa y 90 MPa.

BOLIVIA	CBH 87 (IBNORCA, 1987)	1987	(1) $E_{cj} = 6000\sqrt{f'_{cj}}$ (MPa) (2) $E_{cj} = 9500\left(f'_{cJ} + 8\right)^{1/3}$ (MPa).	Con i la edad del concreto. (1) Para esfuerzos en servicio menores a $0.5f'_c$. (2) para calcular el módulo de elasticidad secante promedio.
ECUADOR	NEC-SE-HM (MIDUVI & CAMICON, 2014)	2011	$E_c = 1.15\sqrt[3]{E_a}\sqrt{f'_c}$ (GPa)	E_a para caliza 67.9 GPa, Chert 15.8 GPa, Diabasa 89.3 GPa, Tonalita 74.9 GPa, Basalto (F. piñón) 52.5 GPa, Basalto 27.2 GPa, Ígnea 110.5 GPa y Volcánica 17.5 GPa.
CANADA	CSA A23.03-04 Reafirmado en 2010 (Canadian Standards Association, 2004)	2004	(1) $E_c = \left(3300\sqrt{f'_c} + 6900\right)(w_c/2300)^{1.5}$(MPa) (2) $E_{cj} = 4500\sqrt{f'_{cj}}$ (MPa) [Para (1) con w_c 1500-2500 kg/m^3. Para (2) con f'_c entre 20 MPa y 40 MPa.]	E_c es sensible a la fracción de agregado en la mezcla, al módulo de elasticidad de los agregados y a la velocidad de carga. Éste, puede variar ±20% del valor real.
CHILE	NCH 430	2008	$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa) [Con w_c entre 1500-2500 kg/m^3]	ACI 318 2005
	ACI 2011 (UPI Chile, 2011)	2011	$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)	ACI 318 2011
PANAMA	REP 2014	2014	$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa) o $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa)	ACI 318-08
AUSTRALIA	AS3600-2001 (Standards Association of Australia & Cement and Concrete Association of Australia, 2002)	2002	(1) $E_c = w_c^{1.5}(0.043\sqrt{f'_c})$(MPa) (2) $[E_c = 5000\sqrt{f'_c}$ (MPa)]	Con w_c el peso unitario para concreto normal.
	AS3600 Código (Standards Association of Australia & Committee BD-002, 2009)	2009	(1) $E_c = w_c^{1.5}(0.043\sqrt{f'_c})$(MPa) (2) $E_c = w_c^{1.5}(0.0243\sqrt{f'_c} + 0.12)$(MPa) $[E_c = 5055\sqrt{f'_c}$ (MPa)] [w_c puede tomarse igual a 2400 kg/m^3]	Para (1) con f'_c<40 MPa. Para (2) f'_c>40 MPa. Permite el uso de datos de laboratorio. Permite tomar E_c de una tabla

				para 28 días. E_c puede variar ±20% del valor real.
	AS3600 Código (Committee BD-002, 2018)	2018	(1) $E_c = w_c^{1.5}(0.043\sqrt{f'_c})$(MPa) (2) $E_c = w_c^{1.5}(0.024\sqrt{f'_c} + 0.12)$(MPa) [$w_c$ puede tomarse igual a 2400 kg/m^3]	Para (1) con f'_c<40 MPa. Para (2) f'_c>40 MPa. Permite el uso de datos de laboratorio. E_c puede variar ±20% del valor real.
EUROPA	EURO CÓDIGO 2 (British Standards Institution, 2004)	2004	$E_c = \propto_E 22(f'_c/10)^{1/3}$(GPa) [Ecuación válida para agregado de cuarcita. 20% más para agregado de basalto y diabasa, para caliza reducir un 10% y arenisca un 30%, $\propto_E$= 0.9 para agregado calcáreo, $\propto_E$= 0.7 para arenisca]	E_c está controlado por el módulo de elasticidad de sus componentes. El módulo de toma desde 0 a 0.33f'_c
FRANCIA	BAEL-91. Revisado y reaprobado 1999 (DTU P 18-702, 2007)	1999	$E_c = 11000(f'_c)^{1/3}$(MPa) $E_c = 3700(f'_c)^{1/3}$(MPa)	Reemplazado por Eurocódigo
PORTUGAL	REBAP 93 (Ministerio da Habitaçao, obras públicas e transportes, 1983)	1983	$E_c = 9.5\sqrt[3]{f'_c}$ (GPa)	Si no se cuenta con f'_c, se puede como $f'_c = f'_{ck} + 8$.
SUIZA	SIA 262 2013 (SIA, 2013)	2013	$E_c = k_m\sqrt[3]{f'_c}$ (MPa)	Con k_m entre 10000-12000 en gravas aluvionales, entre 8000-10000 en calcáreos y 6000-8000 en rocas micáceas.
ESPAÑA	EHE 08 (Comisión Permanente del Hormigón, 2010)	2008	$E_c = 8500\sqrt[3]{f'_c}$ (MPa) [E_c se multiplica por un factor $\propto$ según el tipo de agregado grueso. $\propto$= 1.0 para cuartcita, $\propto$= 0.7 para arenisca, $\propto$= 1.2 para caliza densa, $\propto$= 0.9 para caliza normal, para ofita, basalto, otras rocas volcánicas de tipo normal $\propto$= 1.2 y de tipo poroso $\propto$= 0.9, $\propto$= 1.1 para granito y otras rocas plutónicas, $\propto$= 1.3 para diabasas]	Para esfuerzos en servicio menores a 0.4f'_c. E_c depende del tipo de agregado grueso. Si no se cuenta con f'_c, se puede como $f'_c = f'_{ck} + 8$
ITALIA	NTC 2018 (MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE & E DEI TRASPORTI, 2018)	2018	$E_c = 22(f'_c/10)^{1/3}$(GPa)	Con base en Eurocódigo 2

INDIA	IS 456 2000 (Indian Standard, 2007)	2000	$E_c = 5000\sqrt{f'_c}$ (MPa)]	E_c puede variar ±20% del valor real.
NUEVA ZELANDA	NZS 3101-95 (Vakhshouri, 2018)	1995	$E_c = (3320\sqrt{f'_c} + 6900\ )(w_c/2300)^{1.5}$ (MPa)	
TURQUÍA	TS 500 (Vakhshouri, 2018)	2000	$E_c = 3.25(f'_c)^{0.5} + 14$ (GPa)	
NORUEGA	NS-3473 (Vakhshouri, 2018)	1992	$E_c = 9.5(f'_c)^{0.3}\ (w_c/2400)^{1.5}$ (GPa) $E_c = 9500(f'_c)^{0.3}$(MPa)	
FINLANDIA	RakMK-D3-2012 (Vakhshouri, 2018)	2012	$E_c = 5000\left(\frac{w_c}{2400}\right) + (f'_c)^{0.5}$(MPa)	
ALEMANIA	VBC-95 (Vakhshouri, 2018)	1995	$E_c = 22250\ + 250f'_c$(MPa)	
RUSIA	SP-52-101-2003 (Vakhshouri, 2018)	2004	Los valores se obtienen de una tabla, que muestra las clases de resistencia y el módulo de elasticidad esperado. A tabla 9 contiene una adaptación de la misma. (Vashouri, 2008) muestra que la ecuación que mejor representa los datos es: $E_c = 11.625\ \mathrm{Ln}(f'_c) - 7.4713$ (GPa), $R^2 = 0.9968$	Con f'_c entre 10 MPa y 60 MPa
CHINA	GB 50010 (MOHURD, 2010)	2010. Reaprobado 2015.	Los valores se obtienen de una tabla, que muestra las clases de resistencia y el módulo de elasticidad esperado. A tabla 10 contiene una adaptación de la misma.	
JAPÓN	JSCE (JSCE, 2010)	2007	Los valores se obtienen de una tabla según el nivel de resistencia. Estos son mostrados en la tabla 11 como una adaptación. (Vashouri, 2008) muestra que la ecuación que mejor representa los datos es: $E_c = 10.792\ \mathrm{Ln}(f'_c)\ - 9.0675$ (GPa), $R^2 = 0.9983$ Sin embargo, también se ajusta a: $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa), $R^2 = 0.984$	Se permite E_c calcular a partir de ensayos de laboratorio.

Tabla 12. *Módulos de elasticidad según el grado de resistencia adaptado del código ruso SP-52-101 (Vakhshouri, 2018).*

Resistencia MPa	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Módulo secante $\boldsymbol{E_c}$ GPa	19	24	27.5	39	32.5	34.5	36	37	38	39	39.5

Tabla 13. *Módulos de elasticidad según el grado de resistencia adaptado del código chino GB 50010 (MOHURD, 2010).*

Grado de resistencia	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
Resistencia MPa	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
Módulo secante $\boldsymbol{E_c}$ GPa	22	25.5	28	30	31.5	32.5	33.5	3.45	3.55	36	3.65	37	3.75	38

Tabla 14. Módulos de elasticidad según el grado de resistencia adaptado del código JSCE 2007 (JSCE, 2010).

Resistencia MPa	18	24	30	40	50	60	70	80
Concreto normal. $\boldsymbol{E_c}$ GPa	22	25	28	31	33	35	37	38
Concreto de agregado liviano. $\boldsymbol{E_c}$ GPa	13	15	16	19				

*El concreto liviano se refiere a todos los tipos de agregados livianos.

La resistencia, la curva esfuerzo-deformación, el módulo de elasticidad y la relación de Poisson debe tomarse a partir de ensayos.

En la mayoría de los códigos anteriores, se estipula que el módulo de elasticidad se calcula como la recta secante desde un esfuerzo nulo hasta un 45% de la resistencia a compresión del concreto. Principalmente, todos aquellos códigos que adoptaron la metodología ACI 318 para su desarrollo.

6.1.7. MECANICA DE ROCAS.

Sivakugan, Shukla, & Das (2013) afirma que las masas de roca están compuestas por bloques de roca intacta, separados por discontinuidades formadas por la meteorización y otros

procesos geológicos. Las rocas intactas son trozos de roca no articulados, los cuales se consideran materiales no homogéneos, anisotrópico y no elásticos. Los fragmentos y núcleos de roca son usados para desarrollar ensayos de laboratorio, y estos se obtienen generalmente a partir de rocas intactas buscando mantener las propiedades del material.

La presencia de discontinuidades a gran escala hace que las masas de roca sean más débiles que la roca intacta, es decir, las propiedades medidas en laboratorio sobre muestras inalteradas reflejan un comportamiento mecánico superior al estado tensional del sitio. Por otra parte, el comportamiento de las masas de roca bajo cargas externas está gobernado por la resistencia y la orientación de las discontinuidades, más que por las propiedades mecánicas de las rocas intactas. Así, el tema aumenta su complejidad cuando a través de estas discontinuidades permiten que ingrese agua al sistema afectando su comportamiento mecánico (Sivakugan et al., 2013).

Resistencia a compresión uniaxial (UCS) y el módulo de Young (E) en el concreto tienen valores típicos entre 30-50 MPa y 25-35 GPa, cada uno, mientras que para las rocas esto valores están en el orden de 1-350 MPa y 1-100 GPa, mucho mayores que para el concreto. En las masas de roca, la presencia de discontinuidades puede hacer que los parámetros mecánicos de la roca intacta sean irrelevantes en cuanto a la capacidad de soporte del material en conjunto. Es decir, las discontinuidades podrían tener mucha mayor influencia sobre el comportamiento mecánico de las masas de roca bajo cargas aplicadas (Sivakugan et al., 2013).

Para la realización de los ensayos de laboratorio, es necesario tomar núcleos sobre la roca intacta. Para ello, la literatura recomienda un sistema de perforación rotativo que permita sacar muestras cilíndricas de la roca a profundidades adecuadas. Este sistema está compuesto por tubos de pared delegada (brocas) que permiten obtener muestras de longitudes entre 30 y 50 centímetros de largo, mediante la interacción de un procedimiento de corte con puntas de

materiales resistentes como el diamante. Este sistema de corte forma una zona anular alrededor del espécimen, donde la penetración profundiza en el material por la interacción de los dientes de la broca con el terreno, mientras este último es lavado con agua permanente para limpieza de la zona y el enfriamiento del metal (Sivakugan et al., 2013).

En rocas débiles o fracturadas el sistema debe ser más complejo para intentar no alterar el material, pues el proceso de corte somete el núcleo a un esfuerzo torsional que puede dañar su estratigrafía original. Para ello, existen sistemas de tubos dobles o triples cuya función es proteger la integridad de la muestra y garantizar que el material no se altere (Sivakugan et al., 2013).

ENSAYOS DE LABORATORIO.

Los ensayos en laboratorio sobre núcleos de roca tienen la finalidad de determinar las características de resistencia y deformación del material, así como durabilidad y dureza. Algunos de estos ensayos comúnmente usados en el área de mecánica de rocas son: resistencia a compresión uniaxial (UCS), resistencia a tracción indirecta (método brasilero), índice de carga puntual, esclerometría con martillo de rebote, ensayo triaxial (Sivakugan et al., 2013).

PREPARACIÓN DE LA MUESTRA DE ENSAYO.

Los ensayos de laboratorio tales como el de resistencia compresión uniaxial, el ensayo triaxial y el de tracción indirecta requieren que los especímenes tengan sus extremos paralelos y planos, dentro de unas tolerancias especificadas en la normativa ASTM 4543, y en la de cada ensayo (D18 Committee, 2019). Sivakugan et al. (2013) afirma que los extremos no paralelos pueden inducir excentricidad en la carga aplicada, mientras que una superficie rugosa en los extremos puede llevar a que el esfuerzo aplicado no corresponda con el esfuerzo principal

mayor (de falla). Por otro lado, la aplicación de refrentado en los extremos de las probetas de roca no es recomendado.

Los principales países que han sido pioneros en el desarrollo de la mecánica de rocas son Estados Unidos, Reino Unido, Canadá, Sudáfrica y Australia. Las primeras publicaciones al respecto fueron compiladas por el profesor Ted Brown para la ISRM como el "Yellow Book", en donde se expresan técnicas sugeridas para varios ensayos de roca que habían sido adoptados a lo largo del mundo. En 2007 el texto fue actualizado por el profesor Hudson y Ulusay, donde mostraron las técnicas de ensayo más relevantes en su llamado "Blue Book" con referencias a las normativas americanas y australianas para el desarrollo de ensayos de laboratorio (Sivakugan et al., 2013).

RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAXIAL.

La resistencia a compresión uniaxial UCS es el parámetro de resistencia de las rocas más utilizado en la clasificación de masas de rocas y en el diseño de la ingeniería de rocas. El ensayo está cubierto por la ASTM 7012 y en él, una muestra de roca es sometida a carga de axial de compresión, sin confinamiento lateral, que crece proporcionalmente hasta que la muestra alcanza la falla. De hecho, una referencia arbitraria entre las rocas y suelo es la resistencia a compresión de al menos 1 MPa para las rocas, mientras que la relación USC_{suelo}/USC_{roca} (KPa/MPa) y E_{suelo}/E_{roca} (MPa/GPa) es de al menos 1 KPa (1000 Pa). Numéricamente, este parámetro de halla dividiendo la carga máxima a compresión por el área trasversal de la muestra de roca ensayada (Sivakugan et al., 2013; D18 Committee, 2014).

Las arcillas saturadas ensayadas en condición no drenada ofrecen valores mecánicos muy distintos al material rocoso, pues aquí la resistencia a USC de la arcilla (q_u) es dos veces a la cohesión no drenada del círculo de Mohr–Coulomb al tener un ángulo de fricción interna nulo ($\emptyset_u$). Para las rocas, a diferencia de las arcillas saturadas, el ángulo de fricción interna no

es cero y por tanto la envolvente de falla no es horizontal, sino que responde la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot cos(\emptyset)}{1 - sen(\emptyset)}$$

Donde σ_c es el esfuerzo de falla principal o UCS, $\emptyset$ el ángulo de fricción interna y la cohesión del material. La ilustración 27 muestra algunos rangos de variación de UCS para varios tipos de rocas según estudios de Hudson (1989) citado por (Sivakugan et al., 2013).

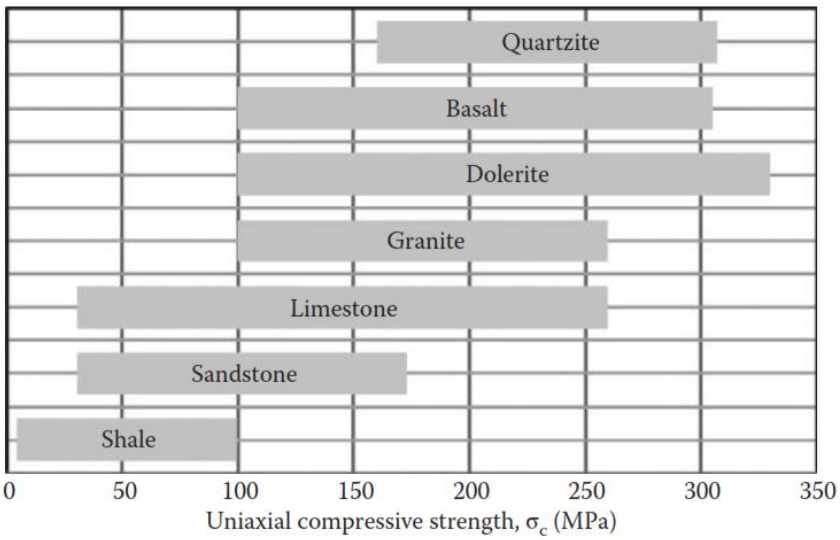


Ilustración 27. Valores típicos de resistencia a compresión uniaxial en tipos de rocas bastante comunes (Sivakugan et al., 2013, p 90).

MÓDULO DE ELASTICIDAD.

Si durante el ensayo de resistencia a compresión uniaxial se hace medición de la deformación vertical, es posible calcular las deformaciones unitarias. Con lo anterior, es posible dibujar la curva-esfuerzo deformación de la roca y así calcular el módulo de elasticidad E. Por otra parte, con el monitoreo adicional de las deformaciones laterales es posible calcular la relación de Poisson.

Como lo afirma Sivakugan et al. (2013), el módulo de Young o módulo de elasticidad es una medida de la rigidez de la roca, el cual es un parámetro requerido para la modelación de

la misma y el cálculo de sus deformaciones asumiendo que este material es continuamente elástico. La ley de Hooke es aplicable para la teoría de resistencia de materiales, donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones en un material lineal elástico. Sin embargo, en realidad las rocas no son materiales linealmente elásticos y los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones por lo que la curva esfuerzo-deformación no es una línea recta.

En roca existen algunos tipos de módulos de elasticidad como en concreto: el módulo tangente E_t que es la pendiente de una recta tangente de la curva esfuerzo-deformación, el módulo secante E_s que se refiere a la pendiente de una línea desde el origen hasta un punto cerca del centro de la curva esfuerzo-deformación. Es bastante común que tanto el módulo tangente como el módulo secante se obtengan para un nivel de esfuerzo de 50% de la resistencia a compresión uniaxial. Y, por último, se puede obtener un módulo de Young promedio E_{av} como la pendiente de una porción de una línea recta sobre la curva esfuerzo-deformación (Sivakugan et al., 2013).

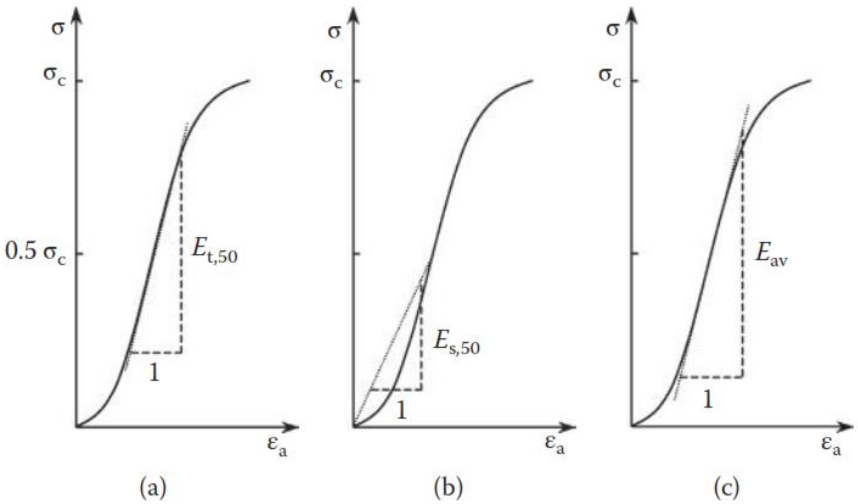


Ilustración 28. Tipos de módulo de elasticidad: (a) modulo tangente, (b) modulo secante, (c) modulo promedio (Sivakugan et al., 2013, p 88).

RELACIÓN DE POISSON.

Con la medición de la deformación diametral o circunferencial de la muestra durante la carga puede entonces calcularse la relación de Poisson usando la siguiente expresión mostrada por Sivakugan et al. (2013). Esta expresión relaciona el grado de expansion que sufre la muestra y el acortamiento de la misma al estar sometida a esfuerzos de compresión, dentro del rango elástico del material.

$$\upsilon = -\frac{deformación\ lateral}{deformación\ axial} = -\frac{\epsilon_d}{\epsilon_a}$$

Por otra parte, la variación de las deformaciones laterales con las longitudinales es mostradas a continuación. Los valores típicos de relaciones de Poisson para la mayoría de las rocas están entre 0 y 0.5, algunos valores de este parámetro para la mayoría de las rocas son mostrados en la tabla 15 (Sivakugan et al., 2013).

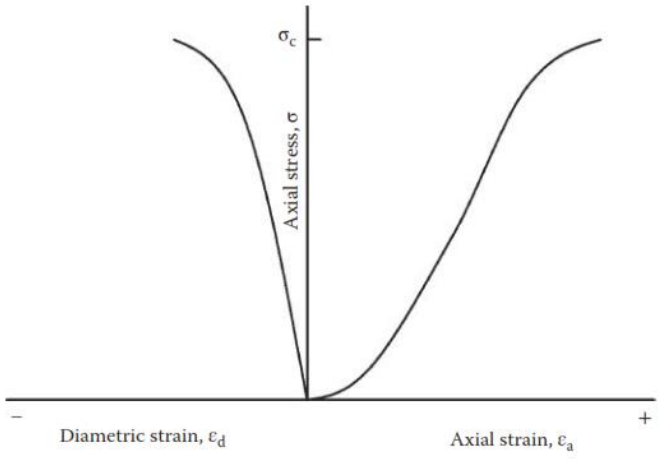


Ilustración 29. Curva esfuerzo axial vs deformación axil y diametral en roca (Sivakugan et al., 2013, p 89).

Tabla 15. *Valores típicos de relación de Poisson en rocas. Tomado de (Sivakugan et al., 2013).*

Tipo de roca	*Origen*	*Relación de Poisson*
Andesita	Ígneo	0.10-0.35
Basalto	Ígneo	0.10-0.35
Conglomerado	Sedimentario	0.10-0.40
Diabasa	Ígneo	0.10-0.28
Diorita	Ígneo	0.20-0.30
Dolerita	Ígneo	0.15-0.35
Dolomita	Sedimentario	0.10-0.35

Gneis	Metamórfico	0.10-0.30
Granito	Ígneo	0.10-0.33
Granodiorita	Ígneo	0.15-0.25
Grauvaca	Sedimentario	0.08-0.23
Caliza	Sedimentario	0.10-0.33
Mármol	Metamórfico	0.15-0.30
Marga	Sedimentario	0.13-0.33
Norita	Ígneo	0.20-0.25
Cuarcita	Metamórfico	0.10-0.33
Halita	Sedimentario	0.05-0.30
Arenisca	Sedimentario	0.05-0.40
Esquisto	Sedimentario	0.05-0.32
Limolita	Sedimentario	0.05-0.35
Toba	Sedimentario	0.1-0.28

PROCEDIMIENTO GENERAL DE ENSAYO

Los procedimientos y requisitos de ensayo dependen específicamente de la metodología adoptada por la normativa seguida al respecto. La norma ASTM C7012 es la norma americana que relaciona, entre otros, los ensayos de resistencia a compresión y módulo de elasticidad de muestras de roca. Normalmente, se toman especímenes cilíndricos de 50 mm de diámetro con relaciones altura/diámetro de 2 para la norma citada. Sin embargo, la ISRM sugiere que tal relación esté entre 2.5 y 3 (Sivakugan et al., 2013).

Sivakugan et al. (2013) señala que en los ensayos de compresión una muestra es sometida a carga axil incrementada continuamente hasta la falla, con una tasa constante de esfuerzo o deformación, tal que la muestra desarrolle su máxima capacidad de carga entre 5 y15 minutos. De forma alternativa, se pueden tomar tasas de esfuerzo entre 0.5 y 1.0 MPa/s.

Lo anterior es igualmente valido para la medición del módulo de elasticidad del material, este último se mide con el registro continuo de la deformación de una muestra sometida a carga axial durante todo el ensayo. Para tal fin, es común utilizar galgas extensométricas, compresómetros o LVDT’s para la medición de las deformaciones. Hoy día, es más común tener sistemas de adquisición de datos automáticos que realizan la lectura y registro completo de la información, facilitando las labores de cálculo y análisis de la información tales como el sistema DIC (Sivakugan et al., 2013).

DUCTILIDAD.

La deformación axial de falla de una muestra de roca está relacionada estrechamente con su ductilidad. Una descripción cualitativa de un material como dúctil o frágil es mostrada en la siguiente Tabla, desarrollada por Handin (1966) citado por (Sivakugan et al., 2013).

Tabla 16. *Clasificación de la rigidez de la roca en base a deformación axial máxima para la carga pico. Adaptado de (Sivakugan et al., 2013).*

Clasificación	*Deformación axial*
Muy frágil	<0.01
Frágil	0.01-0.05
Moderadamente frágil (transición)	0.02-0.08
Moderadamente dúctil	0.05-0.1.
Dúctil	>0.10

Una clasificación semicuantitativa de las rocas fue propuesta por Howkes y Mellor (1970), citado por (Sivakugan et al., 2013), propone usar la relación entre el módulo de elasticidad E y la resistencia a compresión de la roca UCS o σ_c. En ella se agrupa cada muestra en 5 clases de resistencia y 3 para la elasticidad, lo anterior es mostrado en la imagen 30.

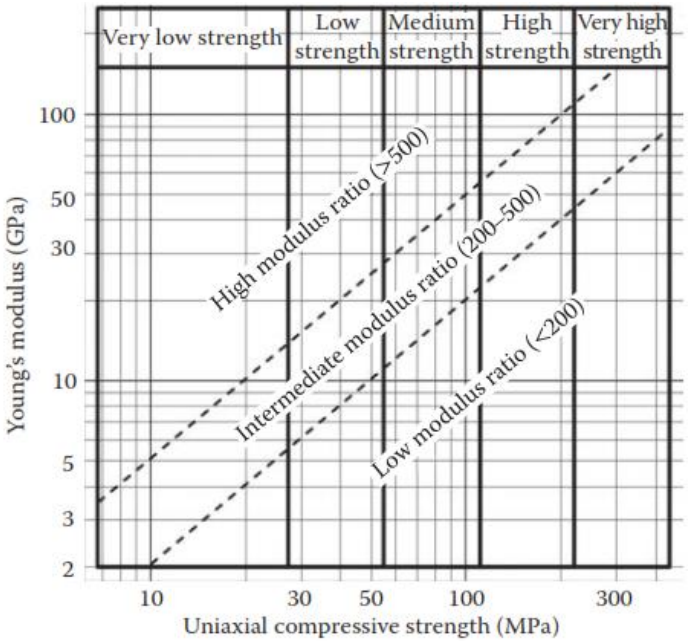


Ilustración 30. Clasificación de la roca en base a la UCS y el módulo de elasticidad. (Sivakugan et al., 2013, p 90)

Por otra parte, para el concreto, la relación E/σ_c es casi mayor a 1000. Hoek y Diederichs (2006), citado por Sivakugan et al. (2013), muestra algunos valores de la relación anterior para algunas muestras de roca, con datos más actualizados, y mostrando un rango de valores probable por tipo de roca, textura y origen geológico.

Tabla 17. Relación E/UCS en roca según la textura del grano y el origen geologico. Adaptado de (Sivakugan et al., 2013).

ORIGEN	*TEXTURA*			
	Gruesa	*Media*	*Fina*	*Muy fina*
SEDIMENTARÍO	Conglomerados 300-400	Areniscas 200-300	Limolitas 350-400	Arcillolitas 200-300
	Breccias 230-350		Grauvacas 350	Esquisto 150-250[a]
				Marga 150-200
	Caliza Cristalina 400-600	Caliza Esparrítica 600-800	Caliza Micrítica 800-1000	Dolomita 350-500
		Yeso (350)[c]	Anhidrita (350)[c]	Chalk 1000[b]
METAMÓRFICO	Mármol 700-1000	Hornfels 400-700	Cuarcita 300-450	
		Metarenisca 200-300		
	Migmatite 350-400	Anfibolita 400-500	Gneis 300-750[a]	
		Esquisto 250-1100[a]	Phyllites/mica schist 300-800[a]	Pizarra 400-600[a]
ÍGNEO	Granito[b] 300-550	Diorita[b] 300-350		
	Granodiorita 400-450			
	Gabro 400-500	Dolerita 300-400		
	Norita 350-400			
	Porphyries (400)[c]		Diabasa 300-350	Peridotita 250-300
		Riolita 300-350	Dacita 350-450	
		Andesita 300-350	Basalto 250-450	
	Aglomerado 400-600	Breccia Volcánica (500)[c]	Tuff 200-400	

(a) Rocas altamente anisotropicas: La relación E/UCS será mayor si la deformación normal ocurre paralela al plano de debilidad, o menor si es perpendicular a este.
(b) Granitorides felsicos: de grano grueso o alterado (alta E/UCS), grano fino (baja E/UCS)
(c) Datos no disponibles, estimados en base a la logica geologica.

En general, la resistencia a compresión de los especímenes de roca se ve disminuida a medida que aumenta su diámetro, tal reducción es probablemente debida a que especímenes más grandes incluyen mayor cantidad de granos permitiendo mayor tendencia a fallar alrededor de la superficie de esos granos. Además, es mucho más probable que la muestra tenga mayor cantidad de discontinuidades y defectos que afecten el comportamiento mecánico del material (Sivakugan et al., 2013).

A continuación, se presenta una ecuación que representa tal comportamiento en base a la resistencia a compresión de núcleos de 50 mm ($\sigma_{c,50}$), usando la resistencia a compresión $\sigma_{c,d}$ para una muestra de diámetro d como parámetro de entrada (ver imagen 31).

$$\sigma_{c,50} = \sigma_{c,d}\left(\frac{d}{50}\right)^{0.18}$$

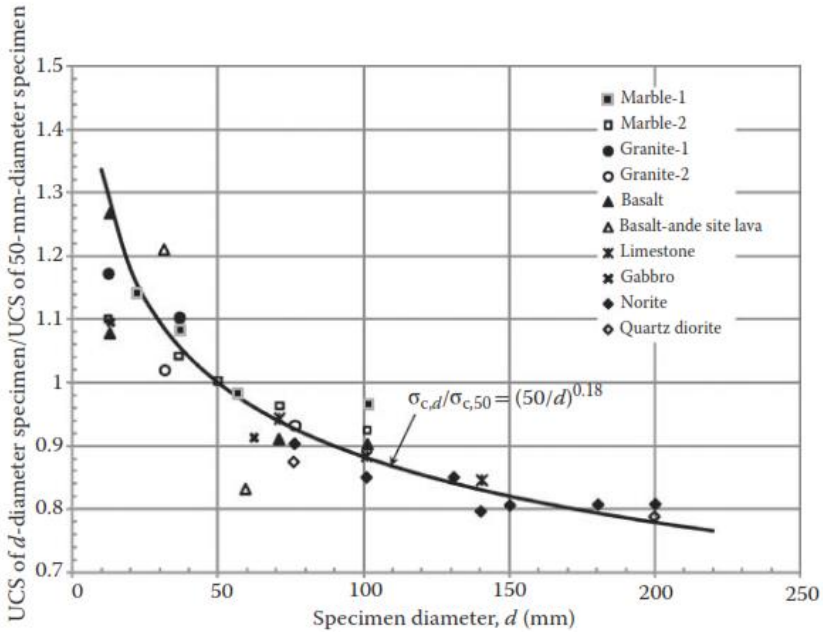


Ilustración 31. Efecto del tamaño de los especímenes de ensayo con distintos tipos de roca, en base a una muestra de 50 mm de diámetro. (Sivakugan et al., 2013, p 93)

6.2. ESTADO DEL ARTE Y ANTECEDENTES.

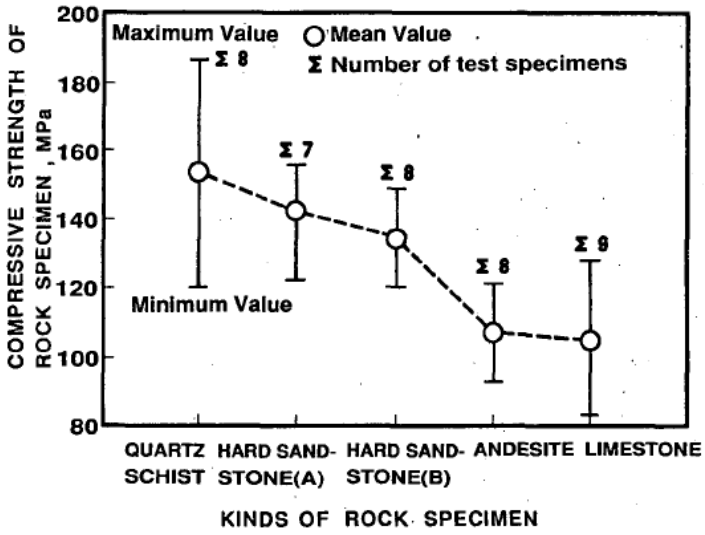
A continuación, se detallan los hallazgos hechos por distintos autores a lo ancho del mundo a la fecha y relacionados con el objeto del proyecto, como soporte teórico y documental del presente estudio. Se agrupan en categorías para facilitar la identificación de las temáticas.

6.2.1. SOBRE DEL TIPO DE AGREGADO GRUESO.

Effects of coarse aggregate characteristics on mechanical properties of ultra-high−strength concrete (1993). Masayoshi Kakizaki, Hidetoshi Edahiro.

Kakizaki & Edahiro (1993) estudiaron el efecto del tipo de agregado grueso, el tamaño máximo y su calidad, sobre los valores de resistencia a la compresión, capacidad de deformación del concreto de ultra alta resistencia con valores objetivo de 90-130 MPa. Ellos evalúan propiedades de resistencia a la compresión, valor de trituración 400 kN, desgaste del agregado y la capacidad de deformación a compresión en concretos producidos a partir de cinco tipos de agregados gruesos a saber; arenisca densa tipo A y B, esquisto cuarcítico, caliza y andesita. Los diseños de mezcla implicaron el uso de adiciones minerales como el humo de sílice y reductores de agua para garantizar una a/c menor a 0.25. La resistencia del concreto se investigó a los 7, 28 y 91 días.

Al valorar las propiedades mecánicas de la roca se encuentra que el esquisto cuarcítico (153 MPa) alcanza los mayores valores de resistencia a compresión entre las rocas, mientras que la roca caliza muestra los menores valores, al igual que la andesita (104 MPa). Con el uso de 7 a 9 especímenes de roca cilíndricos de 50x100 mm miden los parámetros de resistencia y deformación de cada material. La deformación se determinó con el uso de un par galgas extensométricas de 30 mm de longitud en la roca y el mortero, mientras que en el concreto se usaron muestras de 100x200 mm y una longitud de galga de 60 mm.



. *Ilustración 32.* Valores de resistencia a la compresión para cada tipo de roca en estudio (Kakizaki & Edahiro, 1993, p. 23)

Al fijar una gradación del agregado grueso de 10-5 mm, la resistencia a compresión de los concretos con caliza y andesita fueron muy similar a la desarrollada por las muestras de roca, mientras que para los concretos con arenisca densa y esquisto cuarcítico se obtuvieron resistencias a compresión menores a la resistencia de la roca. Los valores extremos de resistencia estuvieron a cargo del concreto con esquisto cuarcítico (118 MPa) como límite superior y el concreto con componentes de piedra caliza (98 MPa) como límite inferior.

Por otra parte, muestran que la resistencia a compresión del concreto aumenta con la disminución del tamaño máximo del agregado grueso, pues la zona de unión entre el agregado y el mortero se vuelve más pequeña dificultando la formación defectos y vacíos, todo ello considerando una *a/c* de 0.25. Para *a/c* mayores la tendencia no fue tan notoria pues la resistencia del concreto estuvo limitada por la resistencia del mortero y de la zona de enlace entre la pasta y el agregado. Además, demostraron que la rigidez y deformación máxima en compresión aumenta con la disminución del tamaño máximo del agregado para un mismo tipo de concreto, y es altamente influenciada por la relación *a/c*. Así, la pendiente de la curva esfuerzo-deformación es mayor para concretos con *TM* 10-5 mm que aquellos de 20-15 mm, independiente del tipo de agregado usado. Por otra parte, el comportamiento del concreto con

a/c 0.55 no es elástico lineal sino, más bien, dúctil y en este no hay influencia clara del *TM* sobre las propiedades de deformación del concreto de resistencia normal (Kakizaki & Edahiro, 1993)

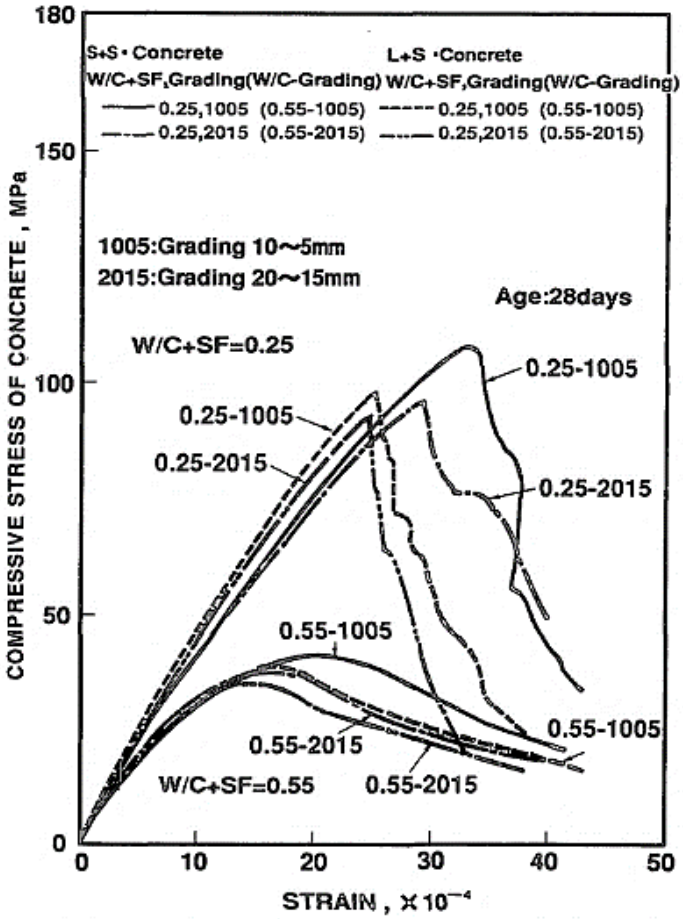


Ilustración 33. Curvas esfuerzo deformación para concreto con arenisca densa (S+S) y caliza (L+S) con arena de cantera para varias a/c y TM (Kakizaki & Edahiro, 1993, p. 28)

Tabla 18. *Valores de elasticidad para concreto con agregado de caliza y arenisca densa tipo A, según marco europeo* (Kakizaki & Edahiro, 1993).

Referencia	f'_c *MPa*	$0.333f'_c$ *MPa*	*Def. unitária a* $0.333f'_c$	*Esfuerzo a 50 µm MPa*	E_c *GPa*	*a/c*
Caliza TM 10-5 mm	98.8	32.9	$6.733207x10^{-4}$	3.83	46.64	0.25
Caliza TM 20-15 mm	94.0	31.3	$6.855809x10^{-4}$	3.83	43.22	
Arenisca A TM 10-5 mm	109.0	36.3	$8.73409x10^{-4}$	3.34	40.29	
Arenisca A TM 20-15 mm	96.6	32.1	$7.6374x10^{-4}$	3.34	40.29	
Arenisca A 10-5 mm	41	13.68	$3.47745x10^{-4}$	2.485	37.6	0.55

Concluyen, que la rigidez de los concretos está influenciada grandemente por el tipo de agregado, donde los agregados más densos muestran una relación esfuerzo deformación crecientes de forma lineal en los concretos con esquisto cuarcítico y arenisca densa, similar a la de la roca. Mientras que los concretos con roca caliza y andesita muestran un crecimiento más bien dúctil, pero en ambos casos, se dan comportamientos no elásticos. La pendiente de la curva de resistencia vs deformación se mantiene constante hasta un valor de aproximadamente el 70% de la resistencia a compresión del concreto con a/c 0.25 (Kakizaki & Edahiro, 1993).

Effect of coarse aggregate on elastic modulus and compressive strength of high-performance concrete (1995). F.P. Zhou, F.D. Lydon and B.I.G. Barr.

Zhou et al. (1995) desarrollaron un estudio en la ciudad de Cardiff, Gran Bretaña, donde la temática central fue verificar las relaciones presentes entre el uso de distintos tipos de agregados gruesos sobre el módulo elástico y la resistencia a compresión del concreto de alto desempeño, con agregados de arcilla expandida, ceniza volante sinterizada, caliza, grava, vidrio y acero. La aplicabilidad de algunos modelos teóricos para la predicción de las propiedades elásticas del concreto a partir de la información valorada también fue investigada teniendo en cuenta un modelo simplificado de dos componentes a saber, el mortero de cemento y el agregado grueso.

Al producir seis mezclas de concreto y solo una para mortero, con la fijación de parámetros como contenido de cemento, cantidad de agua, arena y humo de sílice notaron el comportamiento del concreto producido con cada tipo de agregado grueso. Con la medición del módulo dinámico y la resistencia a compresión las muestras de concreto de a/ca de 0.29 para 7, 28, 56[9] y 91 días encontraron que la calidad del agregado afecta sustancialmente el desempeño mecánico y la rigidez del concreto producido. Así, agregados de peso liviano

[9] Solo para modulo dinámico

produjeron concretos con los menores valores de elasticidad (20 y 30 GPa) comparados con el mortero de cemento a los 28 días (40 GPa). Además, se nota que el concreto con agregados de peso normal igualó la resistencia a compresión del mortero (91) y produjo un módulo elástico de 50 GPa (Zhou et al., 1995).

Tabla 19. *Propiedades mecánicas y elásticas de mortero de cemento y concreto para varias edades (Zhou et al., 1995). Adaptado por el autor.*

Tipo de material	*Densidad nominal kg/m³*	*Modulo dinámico GPa*				*Resistencia a compresión MPa*		
Edad en días	28	7	28	56	91	7	28	91
Mortero	2290	38.0	40.8	41.3	41.5	70	91	
Arcilla expandida	1540	17.9	18.6	18.8	18.9		28	29
Ceniza volante sinterizada	1990	28.8	30.2	30.6	30.8		74	77
Caliza	2430	46.6	49.5	50.0	50.3	68	91	
Grava	2460	48.8	51.3	51.6	51.7	68	88	
Esferas de vidrio	2390	51.2	52.8	53.1	53.4		96	
Esferas de acero	4620	66.8	69.9	74.4	70.9		83	

Los resultados obtenidos por Zhou et al revelaron que la elasticidad del concreto aumenta con el aumento en la edad, pero que a 7 días se obtiene el menos el 94% de la elasticidad a 28 días. Para edades posteriores, el incremento elástico es muy pequeño. Adicionalmente, los agregados más densos (vidrio y acero) mostraron concretos con aumentos en su densidad y un consecuente incremento de la elasticidad del concreto y un patrón de disminución de la resistencia a 28 días para el concreto con agregado de acero respecto al mortero. Los agregados más porosos produjeron los concreto de menor densidad, mostraron los menores niveles elasticidad medidos incluyendo el menor valor de resistencia a compresión evaluado (28 MPa).

Por otro lado, los modelos teóricos estudiados reprodujeron con una precisión del 10% los valores experimentales de modulo elástico del concreto, excepto en las muestras con los agregados de mayor y menor elasticidad. Utilizando valores empíricos de modulo elástico del

agregado grueso, se observa una tendencia en donde a mayor módulo elástico del agregado, el concreto producido tiende a aumentar su rigidez de igual forma. (Zhou et al., 1995)

Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of high-performance concrete (2001) Ke-Ru Wu, Bing Chen, Wu Yao, Dong Zhang.

Al estudiar el efecto del tipo agregados grueso sobre las propiedades de resistencia a compresión, resistencia a tracción indirecta, modulo elástico, longitud característica y energía de fractura de concretos de 30, 60 y 90 MPa, Wu et al., (2001) encontraron gran influencia sobre la resistencia y elasticidad del concreto de alta resistencia (90 MPa), más que sobre el concreto de resistencia normal (30 MPa). Es estudio fue llevado a cabo en el año 2001 en Shanghái, China, donde se tomaron cuatro tipos de agregados gruesos para producir concretos con diferentes relaciones *a/c*; cuarcita triturada, granito triturado, caliza y mármol.

Tabla 20. *Resultados de ensayos de resistencia y elasticidad sobre muestras de concreto de 30, 60 y 90 MPa (Wu et al., 2001)*

Relación a/c	*Agregado*	f'_c *MPa*	E_c *GPa*	f'_{st} *MPa*
0.26	Cuarcita	98.2	48.2	8.4
	Granito	99.1	36.2	7.9
	Caliza	83.4	33.2	7.3
	Mármol	79.8	33.7	7.6
0.44	Cuarcita	70.4	39.5	5.2
	Granito	65.8	36.2	5.3
	Caliza	60.5	31.5	5.0
	Mármol	62.1	31.0	5.1
0.55	Cuarcita	44.8	37.5	4.1
	Granito	43.2	28.3	4.2
	Caliza	46.6	30.1	3.9
	Mármol	45.0	29.0	4.2

El agregado grueso usado presentó un TM de 20-5 mm, mientras que el agregado fino fue arena de rio con un MF de 2.85 para todos los concretos. El cemento era de tipo I de 63.5 MPa a 28 días. Por otra parte, los ensayos de resistencia a compresión y a tensión indirecta los desarrollaron sobre tres cubos de 100x100x100 mm, mientras que los referidos a la energía de fractura, longitud característica y modulo elástico fueron tomados del ensayo de la curva de

tres puntos RILEM TC50-FMC sobre tres especímenes tipo viga de 515x100x100 mm (Wu et al., 2001).

De aquí, el concreto con agregado de cuarcita produjo los más altos niveles de resistencia compresión para las mezclas de resistencia normal, mientras en que el granito (99.1 MPa) logró sobrepasarlo en concretos de alta resistencia. Sin embargo, siempre mantuvo el más alto modulo elástico (48 GPa) sobrepasando los valores del concreto con mármol, de solo 79,8 MPa en resistencia a compresión y 33.7 GPa en modulo elástico en concretos de alta resistencia. Se deduce que, a medida que aumenta la resistencia a compresión del concreto aumenta el módulo elástico y la energía de fractura, al haber una mejoría en las propiedades de la pasta y la interface agregado matriz, pero también lo hace la fragilidad del concreto.

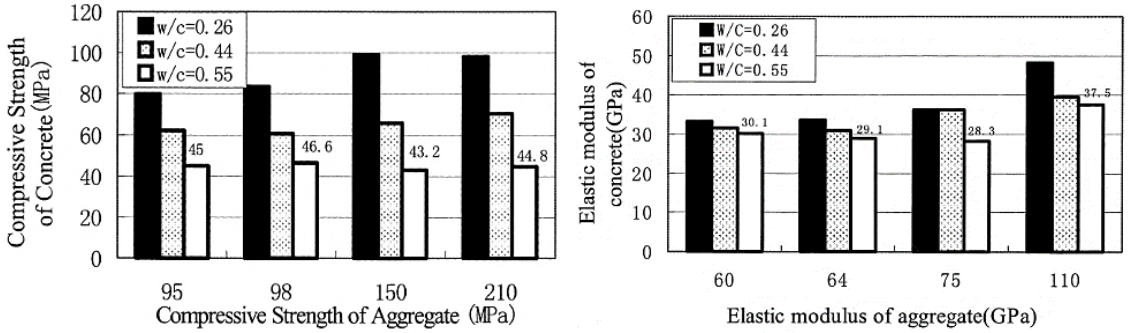


Ilustración 34. Izquierda. Resistencia a compresión del concreto vs resistencia de la roca. Derecha. Modulo elástico del concreto vs modulo elástico de la roca (Wu et al., 2001, pp. 1423-1424).

El agregado de cuarcita registró los mayores valores de resistencia a compresión (210 MPa), modulo elástico (110 GPa) y energía de fractura 125 N/m. Esto muestra que los concretos producidos no desarrollaron plenamente la capacidad resistente del agregado grueso, y que, por el contrario, estuvieron limitados por la resistencia de las otras dos fases. Por otro lado, la resistencia a tracción del concreto aumenta con la del agregado utilizado, de igual forma lo hace la energía de fractura del concreto que va íntimamente ligada a la energía de fractura

del agregado grueso. El agregado de tipo cuarcítico presentó las mejores propiedades al ser usado en las mezclas de concreto, de acuerdo a los resultados anteriores (Wu et al., 2001).

Effect of coarse aggregate quality on the mechanical properties of high strength concrete (2003). H. Beshrb, A.A. Almusallama, M. Maslehuddinb.

Beshrb, et al., (2003) al reportaron la influencia de la calidad del agregado grueso sobre los valores de resistencia a compresión, tracción indirecta y propiedades de elasticidad del concreto de alta resistencia (*HSC*) con el uso de escorias de hierro y agregados calizos triturados. Produjeron muestras cilíndricas de concreto de 75x150mm, con *a/c* 0.35 e idénticas gradaciones para agregados gruesos de caliza calcárea (CC), dolomítica (DL), cuarcítica (QZ) y escorias de hierro (SS) para diferentes edades.

Al realizar ensayos para hallar el módulo de elasticidad secante sobre el concreto, las lecturas de deformación en cada muestra fueron tomadas con un compresómetro y dos LVDTs ubicados en puntos diametralmente opuestos. Los resultados muestran que agregados débiles producen concretos con un comportamiento más dúctil, con menor resistencia a compresión y tracción para todas las edades. Además, que los valores mecánicos anteriormente mencionados aumentan con la edad del espécimen (Beshrb, et al., 2003).

Los valores de resistencia a compresión (y módulo elástico) de los concretos producidos después de 28 días de curado con varios tipos de agregado grueso son: CC 43 MPa (21.6 GPa), DL 45 MPa (24.5 GPa), QZ 47 MPa (28.8 GPa) y SS 54 MPa (29.6 GPa). Los resultados anteriores marcan una clara tendencia en donde a medida que aumenta la resistencia del concreto aumenta el módulo, y que agregados densos producen altos módulos. Los autores explican este comportamiento por la calidad del agregado medida en forma de índice de abrasión del mismo, en donde el agregado de caliza calcárea y dolomítica tuvieron los valores más altos, 34.4% y 24.2% respectivamente, mientras que la caliza cuarcítica y el agregado de

hierro obtuvieron los menores valores, 19.2% y 11.6% respectivamente, mostrando indirectamente las características mecánicas de uno y otro (Beshrb, et al., 2003).

Definen que la baja calidad del agregado de caliza calcárea para todos los parámetros medidos viene dada por su naturaleza débil, que a pesar de que estos agregados calcáreos (dolomita y calcita) presentan mejoras en la ITZ por su absorción de agua, la resistencia del agregado grueso que limita la resistencia y la rigidez del concreto. En calidad, la caliza cuarcítica presenta mejores propiedades que la caliza dolomítica, y esta a su vez, que la caliza calcárea con los menores valores. Se concluye que, dentro de un mismo tipo de agregados, calizas, se tienen parámetros mecánicos ampliamente variables (Beshrb, et al., 2003).

The influence of aggregate type on the strength and elastic modulus of high strength concrete (2014). Hans Beushausen, Thomas Dittmer.

En este estudio, Beushausen & Dittmer (2015) estudiaron la influencia del tipo de agregado grueso sobre los parámetros mecánicos y elásticos del concreto con resistencias entre 30 y 120 MPa. Para ello, desarrollaron un programa experimental evaluando parámetros de resistencia a compresión, resistencia a tracción por flexión e indirecta y módulo de elasticidad estático tomando dos tipos de rocas comúnmente usadas como agregados para concreto en Sudáfrica, la andesita y el granito. Ambos agregados fueron triturados y reducidos hasta 19 mm, y el agregado fino para concreto fue extraído de la misma fuente, arena de granito y andesita triturada.

Las pruebas de compresión se realizaron sobre especímenes cúbicos de 100x100x100 mm, mientras que para los valores de elasticidad usaron cilindros de 80x150 mm para varias edades en cada ensayo. Dentro de los materiales usados, se resalta el uso de humo de sílice en un 10% de reemplazo de cemento para mejorar la ITZ. La relación agua/cementante varío de

0.22 a 0.83 para los 4 tipos de concretos diseñados. Los resultados indicaron una fuerte tendencia del tipo de agregado sobre los parámetros elásticos del concreto, en donde agregados más rígidos tienden a producir concretos con mayores modulo elásticos y menores resistencias a compresión (andesita), mientras que los mayores valores de resistencia a compresión fueron registrados para el concreto con agregado de granito para todas las edades, cuyo modulo fue siempre el menor (Beushausen & Dittmer, 2015).

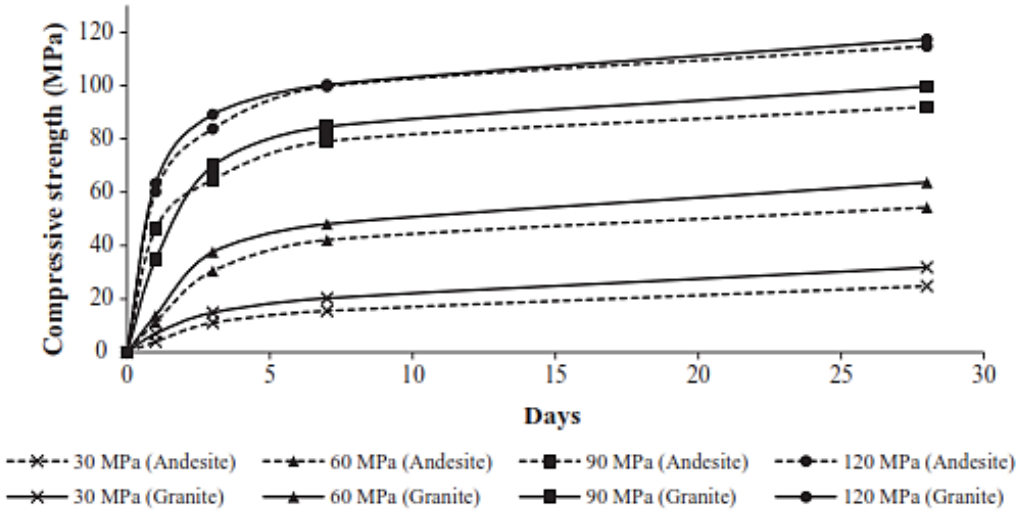


Ilustración 35. Gráfico de resistencia a compresión vs edad para concretos de andesita y granito (Beushausen & Dittmer, 2015, p 136).

Otro hallazgo a destacar fue que los valores de modulo elástico del concreto a 14 días fue muy similar y cercano al valor obtenido a 28 días para todos los concretos, observando un rápido desarrollo de las propiedades elásticas a edades tempranas en concretos de alta resistencia. Por otro lado, los valores de resistencia a tracción no mostraron una tendencia con respecto al tipo de agregado grueso, no obstante, fueron clave para mostrar que el agregado grueso era quien dominaba en cuanto a los valores de modulo elástico obtenido (Beushausen & Dittmer, 2015).

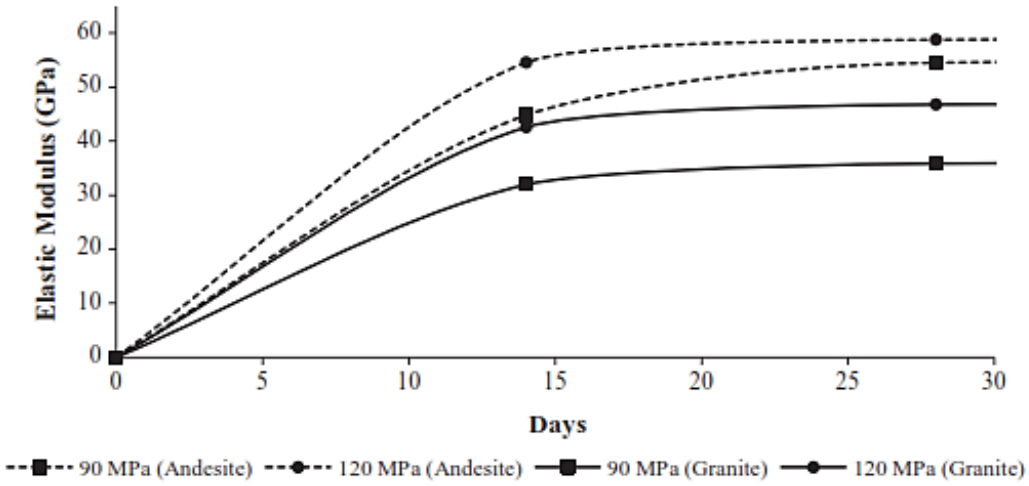


Ilustración 36. Gráfico de módulo de elasticidad vs edad para concretos de andesita y granito (Beushausen & Dittmer, 2015, p 137).

La tendencia en cuanto al comportamiento resistente del concreto producido, se debe, probablemente, a las diferencias elásticas de cada tipo de agregado, en donde el agregado más rígido (andesita) causa concentraciones de esfuerzo en la interfase agregado-matriz que precipitan la falla temprana del concreto a pesar de su alta resistencia. Por otro lado, el comportamiento elástico del concreto con granito es explicado por su bajo modulo elástico (58 GPa) en comparación con la andesita (81 GPa).

Influence of coarse aggregate on concrete's elasticity modulus (2017). Antônio Carlos dos Santos, Angela Maria de Arruda, Turibio José da Silva, Paula de Carvalho Palma Vitor and Leandro Mouta Trautwein.

Este estudio atiende al tema del efecto del tipo de agregado grueso sobre la resistencia a compresión y modulo elástico del concreto de resistencia normal. Dos Santos et al. (2017) produjeron 459 muestras cilíndricas de concreto de 100x200 mm con resistencias a compresión de diseño de 20, 30 y 40 MPa. Usando varias a/c para producir estos concretos, y agregado grueso de 19 mm de basalto y dolomita de las regiones de Uberlândia (BA-1), Patos de Minas (DO-2), y Uberaba (BA-3), en el estado de Minas Gerais, Brasil. Su metodología de trabajo

implicó evaluar 3 especímenes para el ensayo a compresión por edad, y, por otra parte, 5 muestras para la prueba de elasticidad a los 7, 14, 28 y 56 días. Cabe destacar el uso de dos galgas extensométricas para la valoración de la deformación de las muestras longitudinalmente, y paralelas entre ellas.

El desarrollo de los ensayos mostró un aumento de la resistencia a compresión de todos los concreto con la edad de prueba, con las menores tasas de incremento de resistencia en los concretos con dolomita (promedio de 11.67%), mientras que, con el concreto con agregado de basalto, se obtuvieron tasas tan altas como 31.58% para todas las edades, excepto una muestra. Con respecto al módulo elástico del concreto, la tendencia fue muy similar y con tasas de ganancia de rigidez del 5.81% en promedio para el concreto con dolomita, y valores en el concreto con basalto BA-3 del orden de 19,73% para todas las edades. Esto va a favor de lo dicho por Mehta & Monteiro (2006) donde asumen que la el desarrollo de rigidez del concreto es mucho mayor que la de su resistencia a compresión con el aumento de la edad.

Por otro lado, los valores de resistencia y elasticidad del concreto con agregado de basalto fue el mayor para todas las edades y clases de resistencia, seguido muy de cerca por el concreto con dolomita. Otro dato de importancia, es el hecho de que el aumento de la resistencia a compresión sea un factor mucho más sensible para aumentar la rigidez del concreto que la modificación del tipo de agregado grueso entre basalto y dolomita. Además, compararon los valores experimentales obtenidos con las correlaciones presentadas en los siguientes códigos: Associação Brasileira de Normas Técnicas-ABNT NBR 6118 (2007), Federation Internationale du Beton-FIB Model Code (2010), American Concrete Institute - ACI 318 (2014) y Eurocode 2 (2004), en donde el modelo del FIB fue el que mejor se ajustó a los datos (A. C. dos Santos et al., 2017).

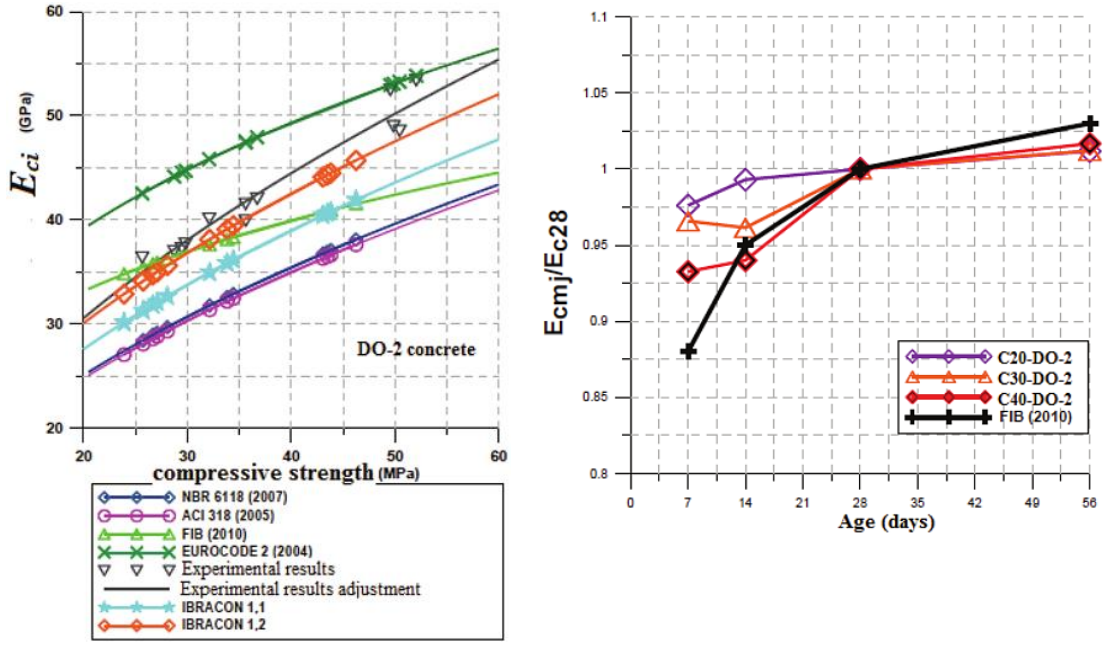


Ilustración 37. Izquierda. Modulo tangente inicial vs resistencia a compresión en concreto con dolomita. Derecha. Porcentaje de desarrollo de elasticidad respecto al módulo a 28 días en concreto con dolomita (dos Santos et al., 2017, p. 22).

Influence of aggregate properties on concrete mechanical performance (2017). Jussara Tanesi, Dale P. Bentz, Scott Z. Jones, Mengesha Beyene, Haejin Kim, Ahmad Ardani, Joshua Arnold, Paul E. Stutzman.

Al analizar una investigación previa en donde dos tipos de mezclas de concreto similares obtuvieron valores de resistencias muy distintas al usar agregado de caliza triturada y grava silícea, Tanesi et al. (2017) motivaron un estudio experimental donde buscan relacionar las características del agregado grueso con el comportamiento mecánico del concreto producido con 11 tipos de agregados gruesos naturales de los Estados Unidos (10 triturados y 1 grava). Estos últimos corresponden a: diabasa, dolomita, caliza dolomítica, caliza de alta absorción, caliza micritica, granito, gneis granítico, grava, mármol, meta-basalto, cuarcita y arenisca. Por otra parte, desarrollaron dos diseños de mezclas por cada tipo de agregado, usando, por un lado, cemento portland normal (100%) y, por otra parte, una mezcla con cemento portland (60%), ceniza volante tipo C (30%) y polvo fino de caliza (10%).

Adicionalmente, realizaron una caracterización detallada de propiedades físicas y mecánicas de cada tipo de agregado grueso utilizado tales como: el peso unitario aparente, gravedad específica, absorción, contenido de vacíos, angularidad, textura, CAAT, esfericidad, energía superficial dispersiva, energía polar superficial y modulo elástico dinámico. Utilizando dos especímenes de concreto de 100x200 mm para los ensayos de resistencia a compresión y modulo elástico para 1, 7, 28 y 91 días, igualmente, 3 probetas fueron tomadas para evaluar la resistencia a tracción indirecta y a flexión en muestras de concreto para 28 y 91 días. Variables como el contenido volumétrico de agregado, la gradación, la relación a/c (0.45 y 0.48) no fueron alteradas para evitar incidencia en los resultados de los ensayos (Tanesi et al., 2017).

Los resultados muestran una alta incidencia del tipo de agregado sobre los parámetros mecánicos del concreto. Sin embargo, ninguna variable individualmente pudo explicar el comportamiento mecánico del concreto, a excepción de la buena correlación obtenida con el módulo de elasticidad de la roca y del concreto. Luego, el efecto de las propiedades del agregado grueso sobre el concreto depende de cada propiedad en particular, así como de la edad de prueba y del tipo de cementante usado. Los parámetros que probablemente más influenciarían el comportamiento del concreto por su amplía variación fueron: la textura (CAAT), absorción, módulo de elasticidad dinámico del agregado y su energía superficial polar (Tanesi et al., 2017).

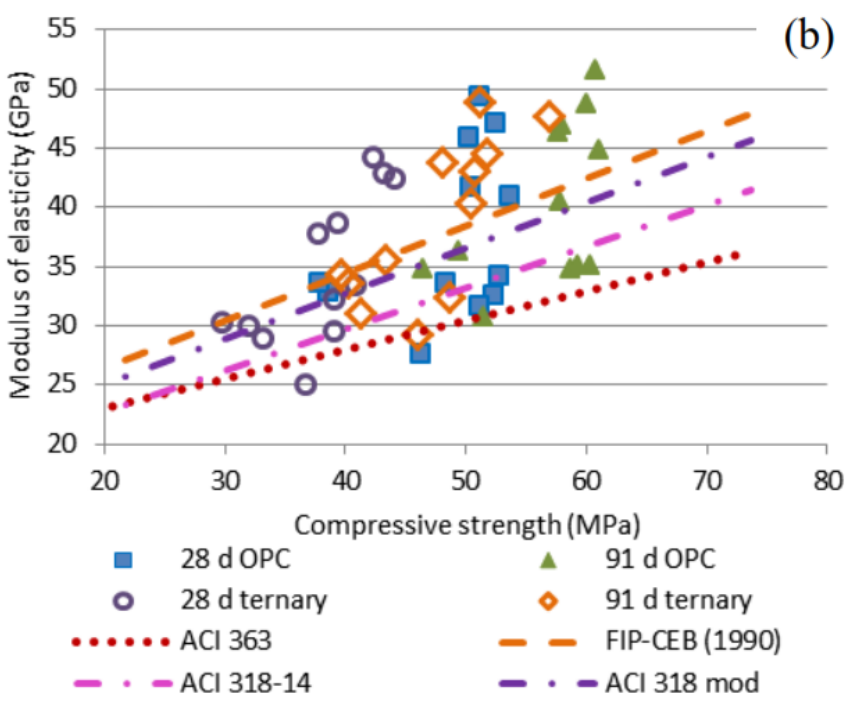


Ilustración 38. Valores de Ec vs Fc con los modelos de los códigos ACI 318, ACI 363 y FIP-CEB. Tomado de (Tanesi et al., 2017, p. 11).

La resistencia a compresión y el módulo elástico, así como la resistencia a tracción indirecta y el módulo de rotura del concreto, no tuvieron una buena correlación con las variables estudiadas, pero si son sensibles al tipo de agregado y al tipo de material cementante usado. Al analizar los modelos propuestos por ACI 318, FIP-CEB, ACI 363 para estimar el módulo de elasticidad, resistencia a tracción indirecta y a flexión del concreto a partir de la resistencia a compresión, se encontró que ninguno de ellos encaja adecuadamente con los datos experimentales, subestimando el módulo elástico en el caso del ACI 363 y ACI 318. Lo anterior, se debe a que la mayoría de estos modelos no tiene en cuenta el efecto del tipo de agregado grueso, sus propiedades físicas, químicas y mecánica, ni tampoco la de sus demás componentes.

Por otra parte, la unión entre el agregado y la pasta juegan un papel crucial en el comportamiento mecánico del concreto, y al asociarlo con la relación de elasticidad entre en agregado y la pasta (E_a/E_{pa}), muestra un patrón definido donde expresa que cuanto más próxima

ésta esté la unidad y la ITZ sea más, el concreto tiende a obtener los mayores valores de resistencia a compresión y modulo elástico pues hay mejor compatibilidad elástica entre los componentes del concreto y no se esperan concentraciones de esfuerzo en la interfase agregado-matriz ni esfuerzos a tracción en la pasta que cause microagrietamiento y perdida de unión.

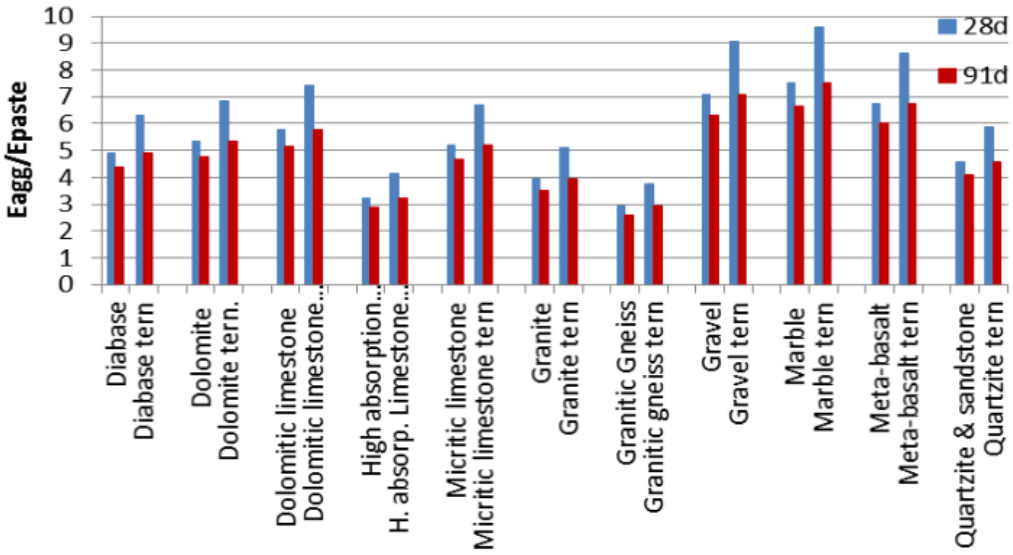


Ilustración 39. Relación E_a/E_{pa} para los concretos producidos (Tanesi et al., 2017, p. 14).

En general, los concretos producidos con grava y gneis granítico presentaron los menores valores de resistencia para todas las edades, en la grava por las incompatibilidades elásticas del material y su débil interfase, mientras que para el gneis granítico fue asociado a planos débiles en forma de bandas de minerales micáceos, feldespatos y cuarzo en vez de relacionarlo con su bajo modulo. Adicionalmente, los concretos con basalto, grava y granito presentaron los menores valores de elasticidad, mientras los concretos con mármol, caliza dolomita y micrítica mostraron los mayores registros. En tanto, los concretos con caliza de alta absorción y gneis granítico mostraron bajos niveles de elasticidad limitados por sus bajos módulos elásticos y no por incompatibilidad entre elasticidades.

Las propiedades mecánicas medidas sobre agregados con carbonatos revelaron excelentes rendimientos debido a su baja relación modular E_a/E_{pa}, buena compatibilidad

química y buena textura que mejora la unión entre los agregados y la pasta, por tanto, afectando positivamente la resistencia a compresión y el módulo elástico. Esto, por encima de agregados como el basalto y el granito, donde el concreto con granito tuvo buenos valores de resistencia a compresión, pero módulos elásticos muy bajos. Sin embargo, las comparaciones de agregados de similares calificaron geológica de distintas fuentes demostraron que solo la clasificación es insuficiente para predecir el comportamiento mecánico del concreto producido con los mismos.

Stress-strain relationships and modulus of elasticity of rocks and of ordinary and high performance concretes (2017) Wojciech Piasta, Jacek Góra, Waldemar Budzynski

Piasta et al., (2017) estudiaron el efecto de las propiedades de varios tipos de roca sobre las características de deformación del concreto con agregados triturado de ellas, evaluando su composición mineralógica y parámetros mecánicos en muestras de roca de basalto, dolomita, granito y cuarcita, así como en un tipo de grava para control. Produjeron 20 tipos de concretos normales y de alta resistencia con *a/c* de 0.7, 0.58, 0.45 y 0.28, realizando ensayos de resistencia a compresión axial, modulo elástico y relación de Poisson, relación esfuerzo-deformación, deformación máxima a compresión, resistencia a tensión indirecta tanto en concreto como en roca, y difracción de rayos X para las rocas.

Extrajeron 9 probetas cubicas de 50x50x100 mm para cada tipo de roca, tres tanto para ensayos a compresión y módulos elástico como para la determinación de las relaciones esfuerzo-deformación. 9 muestras adicionales de 50x50x50 mm fueron usadas para el ensayo de resistencia a tracción indirecta. El ensayo de modulo elástico y de la relación esfuerzo deformación fue realizado con 4 galgas extensométricas de 30 mm pegadas centradas en las cuatro caras verticales de cada muestra. En cambio, probetas de 150x300 mm cilíndricas fueron usadas para las pruebas en concreto, con 5 especímenes para ensayo a compresión y solo 3, tanto para módulo elástico como para la determinación de la relación esfuerzo deformación.

Priorizaron el uso de 6 galgas extensométricas de 60 mm ubicadas a 120º unas de otras, 3 de forma paralela al eje de carga y 3 trasversales al mismo para medir la deformación trasversal.

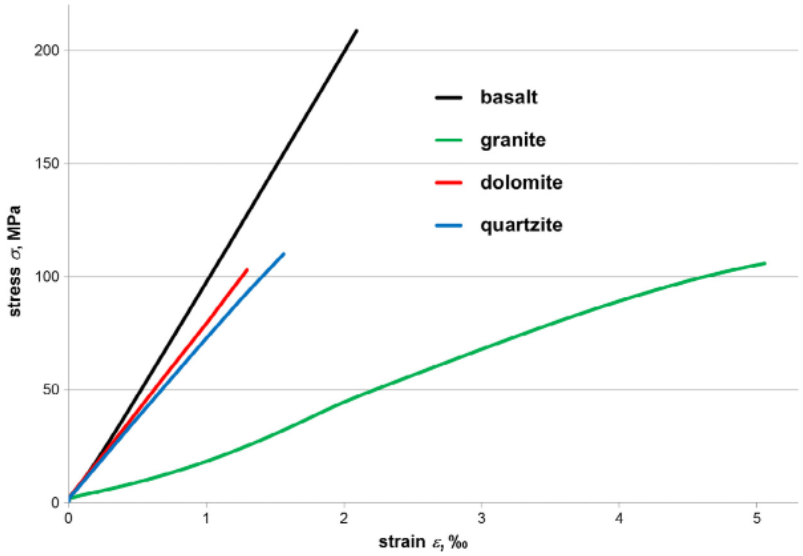


Ilustración 40. Relación esfuerzo-deformación unitaria para muestras de roca estudiadas (Piasta et al., 2017, p. 733).

properties	Rock type				
	basalt	granite	dolomite	quartzite	gravel
compressive strength, f_{cm}^{rock}, MPa	215.8 (8.4%)	106.8 (7.9%)	103.1 (7.2%)	110.9 (10.2%)	–
splitting tensile strength, f_{tm}^{rock}, MPa	12.50 (11.7%)	5.24 (14.5%)	10.80 (13.9%)	12.04 (10.0%)	–
modulus of elasticity, E_{cm}^{rock}, GPa	100.8 (2.8%)	28.0 (16.4%)	74.2 (14.6%)	63.8 (12.1%)	–
compressive strain at peak stress, ε_{c1}^{rock}, ‰	2.09 (3.9%)	5.06 (6.1%)	1.29 (5.6%)	1.58 (6.9%)	–
	Aggregate crushing values				
crushing value,%	4.1	15.1	6.9	5.5	9.0

Ilustración 41. Resultados promedio de ensayos mecánicos en muestras de roca (Piasta et al., 2017).

Los resultados muestran una significativa variación de las propiedades de deformación del concreto a partir del tipo de agregado grueso utilizado y la relación a/c, donde una disminución en la relación anterior, de 0.7 a 0.24, en concreto con basalto mejora en 15 GPa su módulo elástico, mientras que para el granito solo es de 9 GPa. Genera controversia el hecho de que el concreto con el agregado de mayor resistencia a la compresión (basalto con 215.8 MPa) no mostró los mayores valores de resistencia y elasticidad para los niveles de resistencia evaluados, siendo alcanzado, más bien, por el concreto con agregado de dolomita, a pesar de

tener un menor modulo elástico (74.2 GPa contra 100.8 GPa del basalto) y menor resistencia a compresión de la roca originaria (103,1 MPa).

El peor comportamiento lo registró el concreto con granito cuyas propiedades de resistencia y deformación fueron las más bajas para todos los concretos diseñados, a pesar de la alta resistencia a compresión de la roca (106.8 MPa). El concreto con agregado de cuarcita mostró los más altos valores de resistencia a la compresión (103.6 MPa), pero bajos valores de modulo elástico a pesar de tener propiedades elásticas muy similares con la dolomita (48.5 GPa contra 39.9 GPa). El comportamiento definido es explicado mediante análisis de la composición mineralógica de la roca originaria, en donde la dolomita al contener carbonato de calcio y magnesio produce monocarboalumiato, el cual mejora la unión entre la plasta y el agregado, reduciendo la porosidad en la interface y aumentando las propiedades elásticas del concreto. Por otro lado, la cuarcita está hecha principalmente de cuarzo inerte muy bien cristalizado el cual no forma una buena interface a pesar de sus buenas propiedades de enlace.

El basalto, por otra parte, al tener minerales de hierro y magnesio, y un alto modulo elástico, puede ser un factor que explique sus altos valores de modulo elasticidad en concreto. Por último, el granito presentó el peor comportamiento mecánico, a pesar de su alta resistencia a compresión, debido, posiblemente, a su bajo modulo elástico y a la generación de microgrietas entre las partículas antes de alcanzar el esfuerzo máximo, así como por su estructura de grano grueso que propicia altas deformaciones por compresión a esfuerzos pico. Además, mostró un límite elástico mucho menor que cualquier otro agregado utilizado.

El módulo de elasticidad crece proporcionalmente a la resistencia compresión del concreto, es una tendencia clara, sin embargo, la resistencia a compresión de la roca no es un parámetro predictor de las propiedades elásticas del concreto producido, al notar el comportamiento entre el basalto y el granito. Por otro lado, la mineralogía y las propiedades

esfuerzo deformación son claves para entender y mejorar los valores de modulo elástico en concreto, ello es evidenciado en los concretos con dolomita y cuarcita, cuyas propiedades mecánicas variaron considerablemente a pesar de tener propiedades elásticas muy similares. Se resalta el uso de dolomita para mejorar el módulo elástico de los concretos, la poca efectividad del agregado de granito sobre las propiedades mecánicas del concreto, así como que los concretos con grava mostraran valores de elasticidad mayores que aquellos producidos con cuarcita y el granito.

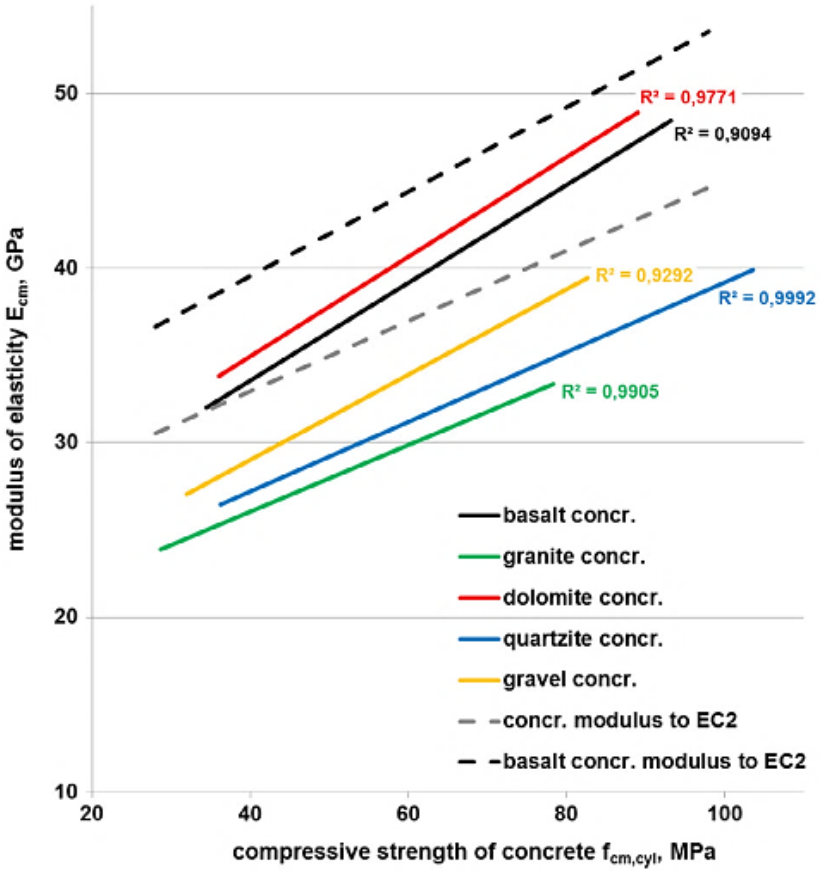


Ilustración 42. Modulo elástico vs resistencia a compresión del concreto con agregados de basalto, dolomita, cuarcita, granito y grava (Piasta et al., 2017, p. 737).

6.2.2. SOBRE EL TAMAÑO, FORMA Y TEXTURA.

High-strength concrete with different fine aggregate (2002). H. Donza, O. Cabrera, E.F. Irassar*

Donza et al., (2002), estudiaron el efecto de la forma, la textura y el origen del agregado fino sobre parámetros mecánicos y elásticos del concreto de alta resistencia en la Provincia de Bueno Aires, Argentina. Con el uso de arena de sílice de granos redondeados y suaves como material de referencia, cuantificaron los valores de resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, resistencia a tracción indirecta del concreto producido con ésta, así como el grado de hidratación de la pasa sobre concretos con agregado fino triturado de granito, caliza y dolomita de gradación similar y módulo de finura muy próximo entre ellas. Como agregado grueso usaron granito triturdo de 16 mm de TM.

Los concretos mantuvieron una relación a/c constante en 0.3, al igual que la fracción de agregado y de cemento en cada mezcla. Arenas con textura rugosa y forma angular, desarrollaron los mayores valores de resistencia a compresión por cuanto se afirma una alta influencia de la forma y textura del agregado fino sobre el mejoramiento del enlace de la zona de interface pasta-agregado, un 10% más para ensayos a 1 año.

Según los resultados, los concretos con arena triturada de granito tuvieron los mayores valores de resistencia a compresión y tracción para todas las mezclas y todas las edades, mostrando una buena calidad de este material sobre el agregado triturado de roca caliza y dolomita. Luego, la fuente mineralógica del agregado tiene una marcada incidencia sobre la resistencia a compresión y tracción el concreto. Por otra parte, las propiedades elásticas del concreto siguen una tendencia contraria, donde el agregado fino silíceo presentó los mayores valores de modulo elástico para todas las edades y todas las resistencias, cerca de 40 GPa a 365 días, sobre los concretos de roca triturada (Donza et al., 2002).

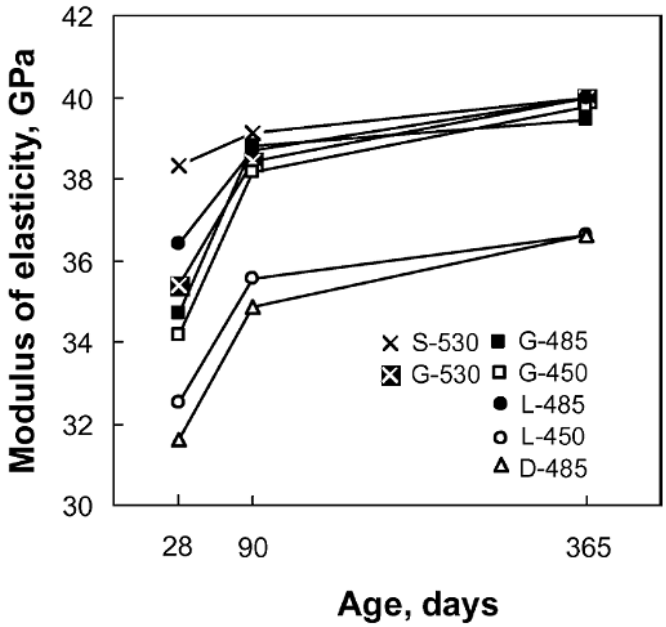


Ilustración 43. Modulo elástico vs edad en concreto (Donza et al., 2002, p. 1759).

Modulus of elasticity of substandard and normal concretes. (2011) Hasan Yıldırım, Ozkan Sengul.

Yıldırım & Sengul (2011) desarrollaron una investigación enfocada en conocer los valores de modulo elástico para concretos subestándar, de resistencia inferior a 16 MPa y altas a/c, muy comunes en el noroeste de Turquía, en la región de Marmara, donde en 1999 un fuerte terremoto desplomó muchas edificaciones con bajos niveles de resistencia y causó la muerte de 17000 personas. Al aceptar la importancia del módulo elástico sobre el modelamiento, evaluación y reforzamiento de estructuras de concreto, se centraron en estudiar el efecto de algunas variables sobre el valor del módulo elástico del concreto de alta resistencia, de resistencia normal y subestándar. Estas son: la relación agua/cemento (a/c), tamaño máximo del agregado grueso (TM), el contenido de ceniza volante (FA) y el tipo de agregado grueso.

El programa experimental consistió en realizar 4 series con 60 mezclas de concreto en total, donde, la serie 1 y 2 corresponden a concretos de tipo normal y subestándar, la serie 3 solo a concretos normales y la serie 4 a concretos de alta resistencia (autocompactantes). La serie 1 estudió el efecto de la relación agua/cemento sobre los valores de elasticidad del

concreto con agregado grueso de caliza variando dentro de 0.30 a 1.70. La segunda serie estudiaba el efecto del tamaño máximo del agregado grueso sobre las propiedades del concreto con agregado grueso de caliza, con mezclas de TM de 32, 16, 8 y 4 mm, y relaciones a/c de 0.5 hasta 2.2. La serie 3 la investigó la variación del módulo con el contenido de ceniza volante en concretos de agregado de caliza, y la última serie estudió el efecto del tipo de agregado grueso sobre el valor del módulo elástico del concreto de TM de 16 milímetros. En todos los casos la fracción volumétrica de agregado grueso fue constante al ser este valor uno de los más influyentes parámetros en los valores de rigidez del concreto (Yıldırım & Sengul, 2011).

Los autores encontraron que los valores de elasticidad se alteran sensiblemente entre un tipo de concreto y otro, que la relación a/c tiende a aumentar el valor del módulo elástico a medida que su valor decrece, de igual forma, que el tamaño máximo del agregado no afecta significativamente los valores de elasticidad del concreto con altas a/c, normales y subestándar, pero que el concreto con TM de 4 mm resultó con los menores valores de elasticidad. Además, que el contenido de ceniza volante no afecta sustancialmente el valor del módulo elástico del concreto. Aquí, la a/c controla los valores de resistencia y elasticidad en estos concretos pues afecta directamente las propiedades de la pasta y de la interfase agregado-matriz, al ser estos los eslabones más débiles del material (Yıldırım & Sengul, 2011).

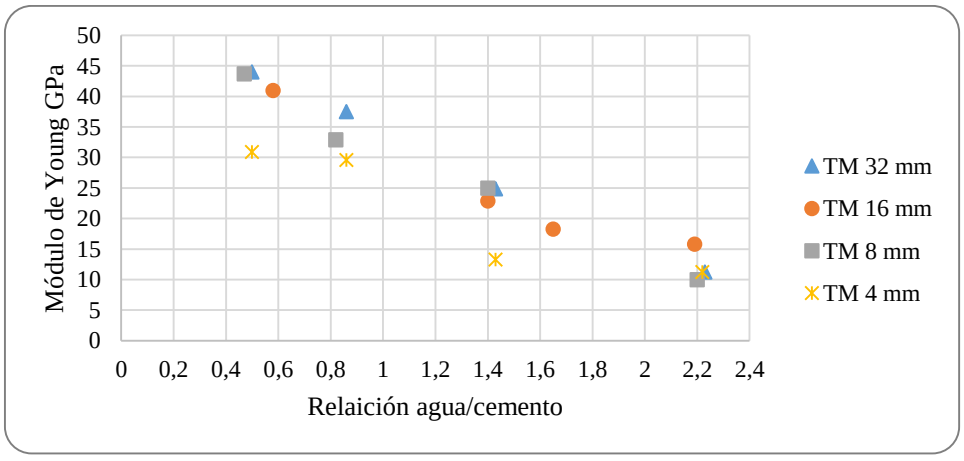


Fig 6. Modulo elástico vs tamaño máximo del agregado grueso para concretos normales y subestándar. (Yıldırım & Sengul, 2011). Adaptado por el autor.

Por último, encontraron que todos los tipos de concreto con agregado de dolomita, basalto y cuarzo triturado tuvieron casi los mismos valores de elasticidad para a/c de 0.26, 0.30 y 0.34; y que el concreto con agregado de caliza obtuvo siempre los menores valores. Para altas resistencias, el módulo elástico estuvo limitado por las propiedades de la interfase agregado matriz y la pasta. Ello, debido a que no desarrollaron todo el potencial de los agregados utilizados. Además, proponen que las ecuaciones para estimar E_c sean específicas para cada tipo de concreto, pues el comportamiento elástico de cada uno es distinto al ver sobrestimaciones y subestimaciones por parte de los códigos ACI 318, ACI 363, EN 1992-1-1 y TS 500 (Yıldırım & Sengul, 2011).

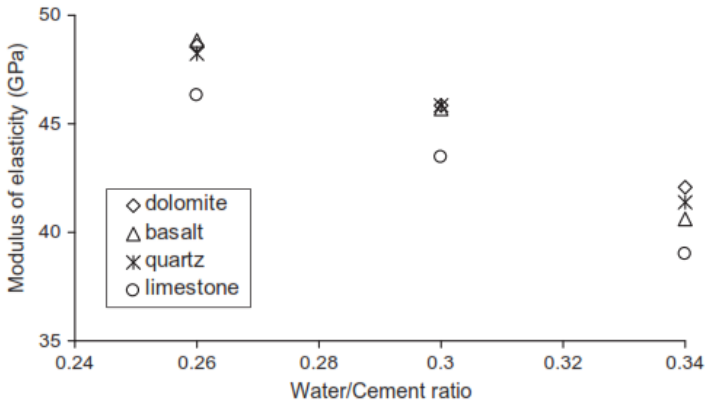


Ilustración 44. Modulo elástico vs tipo de agregado grueso de TM 16mm (Yıldırım & Sengul, 2011).

6.2.3. SOBRE LA INTERFASE AGREGADO-MATRIZ Y LAS ADICIONES.

Impact of marble waste as coarse aggregate on properties of Lean cement concrete (2016). Sudarshan D. Kore, A.K. Vyas*

Kore & Vyas (2016) demostraron la influencia que tiene el reemplazo del agregado grueso por desecho de mármol, en distintos porcentajes, sobre la resistencia a compresión, la trabajabilidad, permeabilidad y resistencia a los ácidos del concreto producido con el mismo. Todo ello, buscando minimizar el impacto ambiental generado por esta industria en la región de Rajasthan, India, en donde su poderío alcanza el 85% de la producción nacional. Los autores,

desarrollaron pruebas de composición química mediante difracción de rayos X, gradaciones, absorción y densidad especifica de agregados finos y gruesos de 20 mm. Por otro lado, desarrollaron concretos con reemplazos de agregados del 0%, 20%, 40%, 60%, 80% y 100% para 7, 28, 90 y 180 días, donde la mezcla de 0% fue de control producida con agregado grueso de la zona de 20 mm.

Los resultados mostraron un aumento en la trabajabilidad del concreto, producido con una a/c 0.60, de hasta 14% con el aumento del reemplazo de agregado de mármol. Por otro lado, la resistencia a la compresión aumentó con el aumento de la fracción reemplazada, acorde a estudios anteriores, sin embargo, la mayor resistencia a compresión a 28 días se logró para un nivel de reemplazo de 80% (21.29 MPa) y no para 100% (19.95 MPa) usando probetas cubicas de 150 mm, explicando esto por un déficit de fracción fina en el agregado de mármol utilizado.

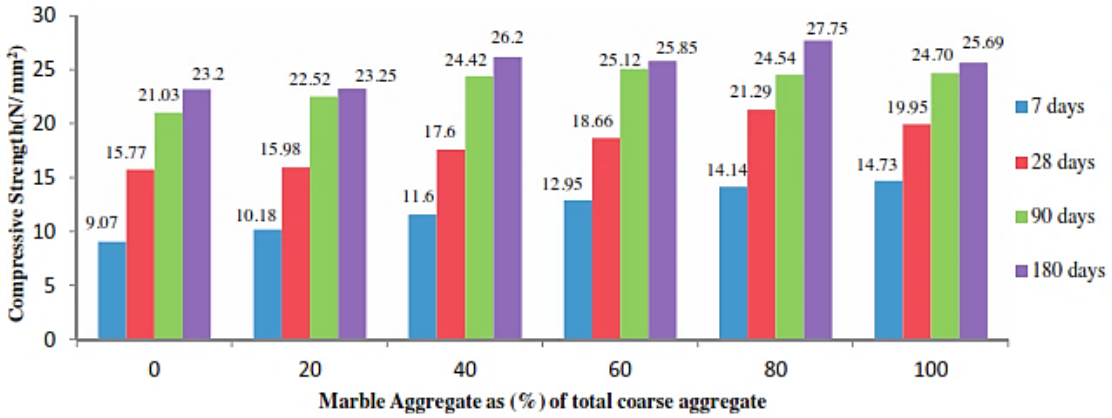


Ilustración 45. Variación de la resistencia a compresión con la edad para diferentes porcentajes de reemplazo de agregado grueso (Kore & Vyas, 2016).

Por otro lado, el aumento de la resistencia a compresión para el concreto con 80% de agregado de mármol produjo una mejora del 35% y 60% de la resistencia a 28 y 7 días, respectivamente, con respecto a mezcla de control. Ello es explicado por la presencia de carbonatos la piedra de mármol (dolómita) que, al reaccionar con los compuestos cementantes

de la pasta, incrementan las propiedades mecánicas la ITZ y por tanto la resistencia a compresión del concreto para todas las edades de curado.

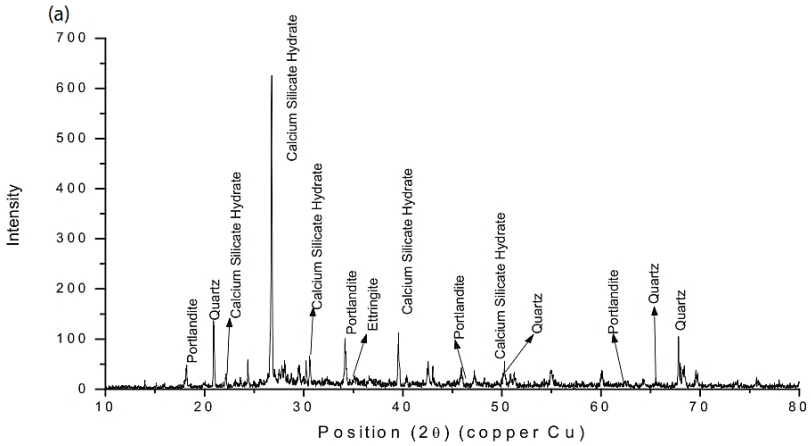


Ilustración 46. Modelo de difracción de rayos X para concreto de control de 0% (Kore & Vyas, 2016).

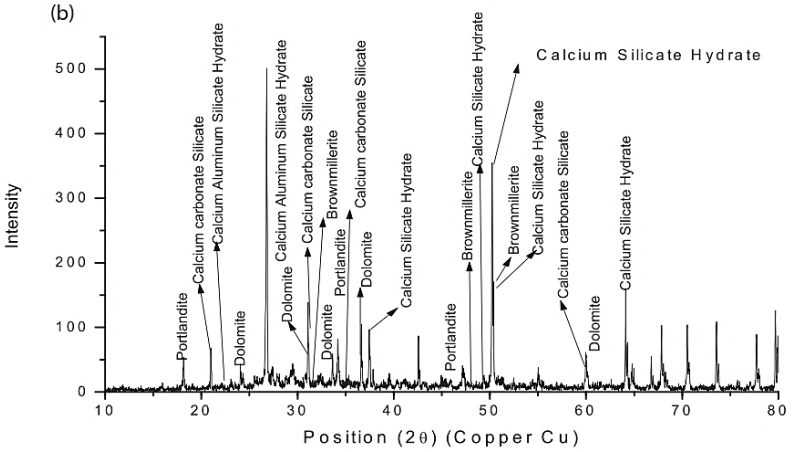


Ilustración 47. Modelo de difracción de rayos X para concreto de control de 80% de agregado de mármol (Kore & Vyas, 2016).

6.2.4. SOBRE LAS CONDICIONES DE ENSAYO.

Test and technological influences on modulus of elasticity of concrete – Recapitulation. (2013) Petr Hunka, Jiri Kolisko, Miroslav Vokac y Sanislav Rehacek

Hunka et al. publicaron en 2013 un estudio experimental en donde enuncia que los parámetros de ensayo y la tecnología empleada para determinar el módulo de elasticidad estático del concreto afectan el valor final del módulo. Inicialmente, debido a la importancia a nivel estructural del módulo en el concreto y a la gran cantidad de variables que influyen en él, los autores apuntaron a estudiar los parámetros referidos a la forma y tamaño de las probetas,

método de terminación de superficies y la cota superior de esfuerzo para hallar el módulo tomando sobre dos clases de concreto, una de resistencia normal (C30/37-XA2 90d) y la otra alta resistencia (C70/85-XF2). Para los ensayos, cilindros de concreto de 150x300 mm y prismas de 100x100x400 mm (cortados en dos) fueron usados en la determinación del módulo de elasticidad estático, y posterior resistencia a compresión en edades cercanas a los 120 y 180 días (Hunka et al., 2013).

La influencia del tipo de terminación de superficies fue evaluada sobre la resistencia y elasticidad de ambos concretos con probetas de 150x300 mm. Los métodos de refrentado fueron: mortero de sulfuro, mortero de cemento con alúmina, yeso de rápido endurecimiento, aserrado con cortadora, suavizado por abrasión manual, uso de almohadillas de neopreno y tablero rígido.

De los resultados, se observa que, en concreto normal (f'_c de 40.5 MPa), el neopreno y el tablero rígido presentan los mayores valores de elasticidad, mientras que los más bajos fueron obtenidos por el suavizado manual. En términos de resistencia a compresión el neopreno mostró mayores resistencias que el tablero rígido a pesar de sus módulos similares, mientras que el mayor valor de resistencia fue obtenido con mortero de azufre. Por otro lado, en alta resistencia (f'_c de 85.5 MPa), el neopreno ofreció los mayores rangos de resistencia y elasticidad, mientas que el tablero rígido mantuvo la tendencia anterior. De lo anterior, el uso de mortero de azufre, mortero cemento, yeso y aserrado muestran valores balanceados de resistencia y elasticidad, mientras que el neopreno da lugar a mayores dispersiones (Hunka et al., 2013).

Por último, el impacto de la cota superior de esfuerzo fue evaluada en muestras primaticas de concreto normal logrando notables variación en los módulos de elasticidad con el aumento del nivel de esfuerzo. Los datos experimentales muestran a que el módulo elástico

disminuye a medida que el nivel de esfuerzo aumenta y que esta variación puede ser de aproximadamente 10% con respecto al valor tomado por la norma CNS ISO 6784 (EN 12390-13) de 0.333f'c. La resistencia a compresión no presenta tal dispersión y mostró valores consistentes (Hunka et al., 2013).

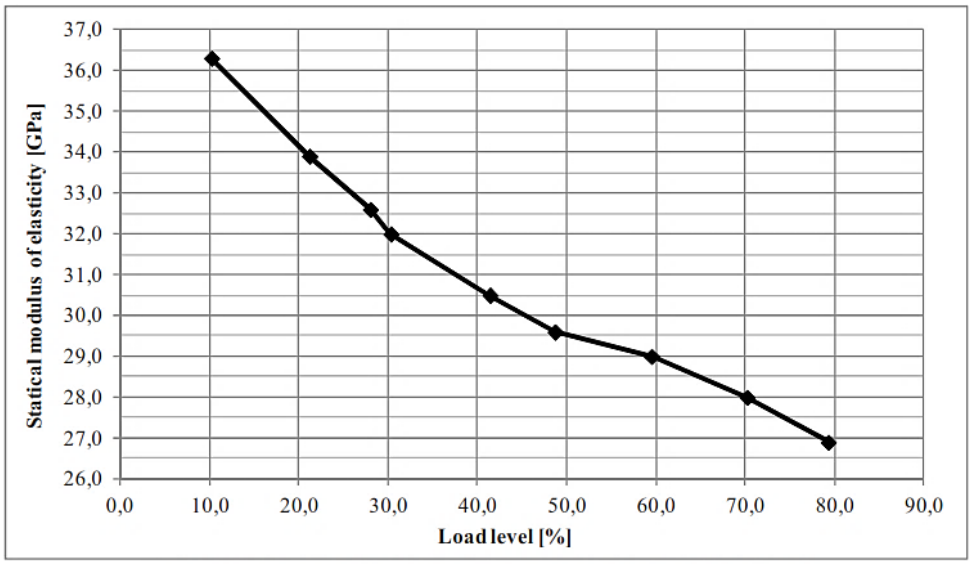


Ilustración 48. Influencia del nivel superior de carga sobre el módulo de elastizado (Hunka et al., 2013).

6.2.5. SOBRE LOS CÓDIGOS DE DISEÑO.

Análisis de sensibilidad para estimar el módulo de elasticidad estático del concreto (2010). María Fernanda Serrano-Guzmán y Diego Darío Pérez-Ruiz.

Al desarrollar un estudio con el objeto principal de realizar un análisis de sensibilidad para ajustar las ecuaciones de predicción del módulo de elasticidad estático del concreto contenidas en las normativas NSR-98, ACI 318 y CEC, Serrano & Pérez (2010) encontraron que los valores de elasticidad medidos sobre 611 especímenes de concreto de resistencia a compresión normal (21 MPa) no corresponden con los valores estimados en los códigos de diseño referidos. Los concretos fueron desarrollados a partir de un mismo tipo de agregado, producidos en plantas de concreto del área metropolitana de Bucaramanga (Colombia).

Las probetas fueron producidas a partir de 3 plantas de concreto, con la medición semanal de propiedades de los agregados y el desarrollo de ensayos sobre el concreto en estado fresco y endurecido. Todas las muestras de agregados presentaron un TM de 1" y propiedades que cumplen los requisitos de calidad de la norma NTC-174. Al contrastar los valores experimentales con los datos estimados por las ecuaciones de los códigos, sin tener en cuenta el origen del agregado, notaron que el módulo de elasticidad para concretos con resistencia a compresión de 21 MPa del área metropolitana de Bucaramanga era sobrestimado un 50% por el código NSR 98, mientras que el ACI 318 y CEC subestiman su valor en un 25.6% y 46.2%. Los resultados del análisis de sensibilidad mostraron las curvas de mejor ajuste a los datos experimentales.

Se destaca que la ecuación de la NSR-98 para hallar el módulo elástico del concreto está por encima del comportamiento de las muestras ensayadas, según lo afirmado por Ruíz et. al. (2007) y Torrado y Porras (2009), citados por (Serrano & Pérez, 2010), quienes analizaron muestras de concreto de Bogotá y Bucaramanga, respectivamente. Ruíz et. al. (2007) demostraron que las ecuaciones de la NSR-98 sobrestima el módulo elástico para concreto producido en Bogotá, mientras que Porras (2009) mostró que los valores eran sobrestimados para los concretos con agregado de origen metamórfico y subestimados para los de origen sedimentario en Bucaramanga, Colombia (Serrano & Pérez, 2010). Por lo anterior, proponen las siguientes correcciones para estimar el módulo elástico usando el código colombiano de diseño NSR 98. $E_c = 6250\sqrt{f_c'}$, en kg/cm^2.

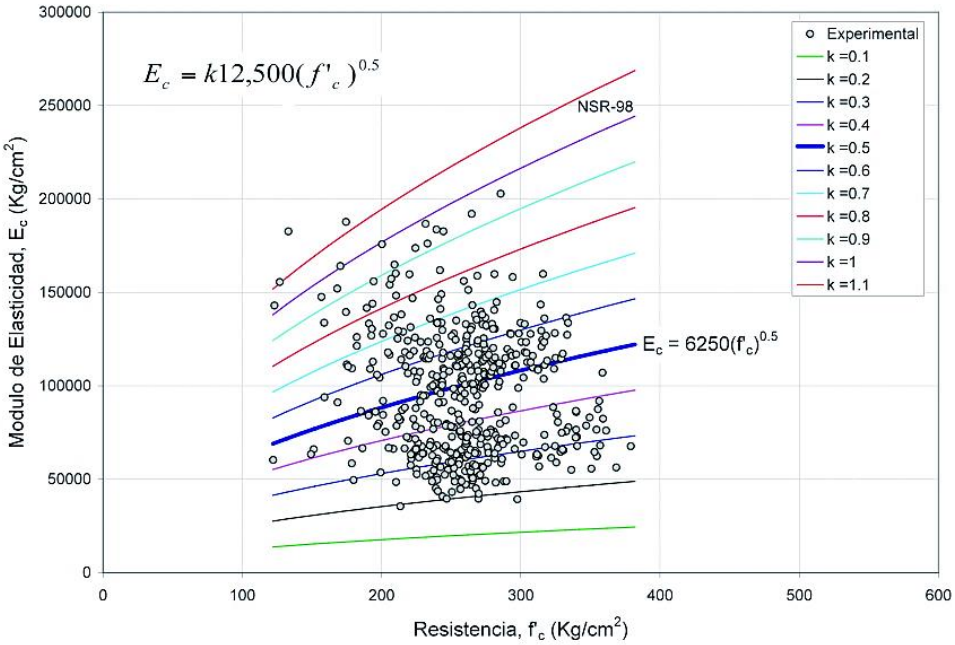


Ilustración 49. Análisis de sensibilidad de la ecuación presentada por la NSR 98 (Serrano Guzmán & Pérez Ruiz, 2010, p. 26).

Effect of sedimentary and metamorphic aggregate on static modulus of elasticity of high-strength concrete (2011). Juan Lizarazo-Marriaga Y Lucio Guillermo López Yépez.

Lizarazo & López (2011) desarrollaron un estudio experimental para estudiar el efecto del origen del agregado grueso sobre parámetros mecánicos del concreto de alta resistencia producido con agregados comunes de Bogotá (Colombia). Tales parámetros incluyeron el módulo de elasticidad estático, la resistencia a la compresión, la densidad y la velocidad de pulso ultrasónica. Produjeron 16 mezclas de concreto utilizando 4 tipos de agregados grueso naturales, dos de origen sedimentario (S1 y S2), uno con origen mixto (M1) y el ultimo de tipo metamórfico (M2), así como tres relaciones agua/cementante (0.28, 0.32 y 0.36) usando cemento portland normal y humo de sílice al 10% de cemento.

10 muestras fueron fundidas para cada tipo de mezcla sobre la cual se midieron las propiedades mecánicas relacionadas para garantizar una buena validación estadística. El ensayo de elasticidad fue medido al tiempo con el ensayo de resistencia a compresión en

moldes cilíndricos 150x300 mm a 28 días, según ASTM C469. Parámetros estadísticos básicos fueron tomados, tales como: la media, desviación estándar, coeficiente de variación y el valor de p, para cada propiedad. Los valores de p mostraron que los datos medidos tienden en general a una distribución normal.

Los resultados mostrados indican que el tipo de agregado y la a/c tiene gran influencia sobre el módulo de elasticidad que sobre la resistencia a compresión del concreto de alta resistencia. Agregados de origen sedimentario producen los menores valores de resistencia a compresión, mientras que los mayores son de agregados metamórficos. Tendencia similar fue asumida para el módulo elástico del concreto donde los mayores módulos se obtuvieron con el grupo de agregados metamórficos, mientras que los menores fueron para los sedimentarios, al tiempo que, dentro de un mismo grupo y una misma relación agua/cementante, los valores de elasticidad tendían a superponerse unos a otros agrupándose entre ellos mostrando una tendencia similar. Este comportamiento fue análogo para la densidad y velocidad de pulso.

Al correlacionar las propiedades mecánicas medidas con modelos de regresión lineal, ninguno de los parámetros mostró buenas correlaciones, así, la relación entre el módulo elástico y la resistencia a compresión obtuvo un R^2=0.50. Los valores de elasticidad medidos, al ser comparados con códigos de diseño vigentes como ACI 318, NSR 10 y ACI 363, son sobreestimados por las ecuaciones propuestas en estos. Estas ecuaciones asumen que el módulo de elasticidad depende directamente de la resistencia a compresión del concreto, la densidad y el origen del agregado grueso. Por lo anterior, el estudio arrojó ecuaciones ajustadas a los valores experimentales como propuesta de ajuste a los concretos de alta resistencia producidos en Bogotá, que revelan que el valor del módulo para la expresión del ACI 318, que tiene en cuenta la densidad del concreto, sobrestima el doble del valor medido del módulo (Lizarazo & López, 2011).

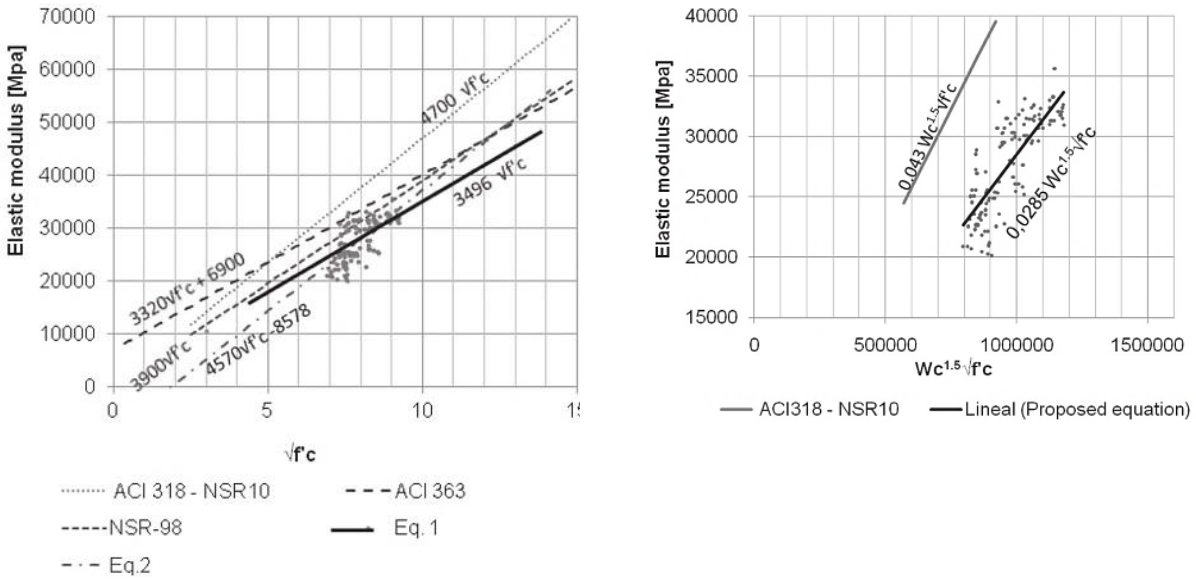


Ilustración 50. Izquierda. E_c con datos experimentales y modelos (Lizarazo & López, 2011, p. 241). Derecha. Datos experimentales de E_c y modelo matemático propuesto (Lizarazo & López, 2011, p. 242)

Modulus of elasticity of concretes produced with basaltic aggregate (2016). Lino Maia y Farhad Aslani.

Maia & Aslani (2016) desarrollaron un trabajo experimental para conocer el efecto del agregado grueso de tipo basáltico sobre el módulo elástico del concreto producido en la isla de Madeira, Portugal. Motivado por el amplio uso que se le da a este tipo de agregado en la producción de concretos en la isla, en donde también se ubica la principal fuente de rocas ígneas basálticas de la zona. El basalto se cree es el mejor agregado para la producción de concreto, pues como roca posee muy buenas características mecánicas con resistencias a trituración superiores a 170 MPa y, entre otros motivos, es ampliamente aceptado que éste mejora la resistencia mecánica del concreto.

Los autores estudiaron 10 mezclas de concreto con diferentes clases de resistencias comerciales de la zona, producidas a partir de 4 fuentes o canteras distintas del archipiélago de Madeira. De ellas, solo una mezcla (PS) no fue producida en las plantas de concreto. Además,

tomaron seis probetas cilíndricas de 150x300 mm por cada tipo de mezcla para evaluar las propiedades mecánicas mencionadas a los 28 días y cuatro muestras prismáticas de 150x150x370 mm para la mezcla tipo B1. En total, 3 elementos fueron evaluados para el ensayo de resistencia a compresión y 3 para el ensayo de modulo elástico con medición de resistencia (Maia & Aslani, 2016).

Mix	Commercial Concrete Strength Class according to Eurocode 2	MOE associated of according to Eurocode 2 for the corresponding strength class (Gpa)		MOE measured (Gpa)
		Quartzite aggregates	Basaltic aggregates*	
A1	C20/25	30	36	25.2±0.8
A2	C25/30	31	37	26.0±0.0
A3	C30/37	33	40	27.1±0.4
B1	C20/25	30	36	25.6±0.3
B2	C20/25	30	36	25.4±0.4
B3	C25/30	31	37	27.7±0.6
B4	C30/37	33	40	28.6±1.1
B5	C40/50	35	42	33.3±0.5
SCC	C60/75	39	47	35.7±1.0
PS	C40/50	35	42	37.5±0.3

*According to the Eurocode 2 the MOE of basaltic aggregate concretes are 20% higher than the MOE of the quartzite aggregate concretes.

Ilustración 51. Módulos elásticos medidos junto con los valores estimados del Eurocode 2 (Maia & Aslani, 2016).

Los resultados indican que los valores medidos no van de acuerdo con lo estipulado en el Eurocode 2 (2004) donde la elasticidad del concreto producido con agregado de basalto debe tener un valor 20% mayor al producido con agregado de cuarcita. Los datos muestran que los valores de modulo elástico medidos son al menos 30% inferiores a los estipulados por la norma, y que solo la mezcla PS (agregado de Santo Porto) mostró una tendencia mejor, aunque aún inferior, al mostrar una diferencia de 13% con respecto al valor esperado. De lo anterior, se cree que los basaltos para producir concreto son menos rígidos que los considerados en la normativa Eurocode 2 (British Standards Institution, 2004; Maia & Aslani, 2016).

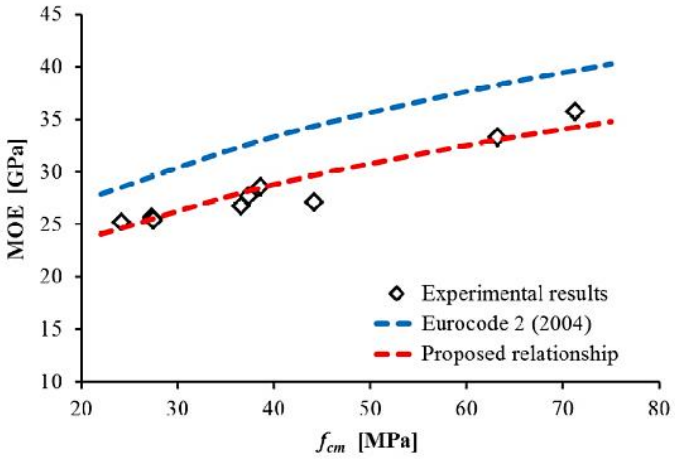


Ilustración 52. Valores experimentales de modulo elástico vs valores precedidos por la norma Eurocode 2 (Maia & Aslani, 2016).

Por lo anterior, proponen usar una corrección para el concreto de agregado de basalto producido en la isla con un coeficiente de 19, y no de 26.4, en la ecuación de la norma para estimar el módulo en base a la resistencia a compresión del concreto, disminuyendo un 15% el valor asumido en la norma para concreto con agregado de cuarcita. Además, parece ser que la geometría de la probeta no afecta el valor del módulo elástico medido la obtener valores elásticos muy similares entre probetas cilíndricas y cubicas, 25.6±0.3 GPa y 25.7±0.4 GPa, respectivamente (Maia, Azenha, Geiker, & Figueiras, 2012).

$$E_{cm,mod} = 19\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$$

Empirical models and design codes in prediction of modulus of elasticity of concrete. (2018) Behnam Vakhshouri, Shami Nejadi.

Vakhshouri & Nejadi (2018) estudiaron y evaluaron 35 códigos de diseño y 19 modelos empíricos para calcular el módulo de elasticidad del concreto normal en base a una revisión literaria muy amplia. Consideraron investigaciones realizadas a partir 1943, con el fin de desarrollar un modelo analítico que permitiera determinar E_c parámetro de forma fiable y tomando en cuenta las diferencias entre materiales, diseños de mezclas, métodos de ensayo y

condiciones de curado. Notaron que la mayoría de los proyectos efectúan el cálculo del módulo elástico del concreto a partir de ecuaciones especificadas en los códigos de practica y que, estas ecuaciones siguen modelos establecidos por: American Concrete Institute (ACI), Canadian Standards Association (CSA) y British Standards Institution (BSI), los cuales muchas veces no son ajustados a los materiales locales ni a las condiciones ambientales.

El estudio tomó resultados experimentales de artículos científicos y artículos de conferencias previas para armar una base de datos con 100 valores. Ello garantiza la variabilidad en cuanto a materiales utilizados, técnicas de curado y diseños de mezcla en los elementos. Fueron 20 laboratorios los involucrados en el desarrollo de este estudio. Significativas variaciones en las predicciones de módulo de elasticidad fueron notadas al analizar los valores experimentales con las ecuaciones de los códigos en un rango de resistencias entre 20 y 50 MPa. Para una misma resistencia a compresión, existen múltiples ecuaciones para estimar el módulo, sin embargo, se obtienen valores significativamente distintos para cada modelo de predicción en una misma clase de resistencia.

$$E_c = 9.19(f'_c)^{0.354}$$

Donde E_c es el módulo elástico en GPa, f'_c es la resistencia a compresión del concreto en MPa. Además, f'_c debe estar entre 20 MPa y 50 MPa para tener buenas estimaciones de E_c (Vakhshouri & Nejadi, 2018).

Por otro lado, proponen una ecuación para el módulo elástico en base al modelo ACI 318-08 y solo considerando la resistencia a compresión del concreto en un rango de resistencias entre 20 y 50 MPa. Acuerdan que existe una relación no lineal entre el módulo de elasticidad del concreto y su resistencia a compresión, además, que aquel es subestimado por la mayoría de los códigos de diseño. Por otro lado, las ecuaciones que mejor se ajustan a los datos son ofrecidas por los códigos ACI 318-08, AS-360009, JSCE-2007, IS-4562000, VBC-1995 y

RakMK2012, así como por el modelo empírico desarrollado por Pauw en 1960 (Vakhshouri & Nejadi, 2018).

En otro sentido, AIJ1985, CSA.A23.04, FHWA-2000, GDC2000, SABS0100-92, TE-E.060- y BS8110-97 ofrecen valores subestimados del módulo de elasticidad del concreto. El código NCHRP (2003) da módulos de elasticidad hasta 5 veces menores que los datos experimentales para resistencias menores a 43 MPa, mientras que para un rango entre 43 y 50 MPa este modelo sobrestima el módulo hasta en un 50%. Por último, los modelos que toman en cuenta la densidad del concreto se ajustaron mejor a los datos experimentales que aquellos que solo asumen una dependencia con a la resistencia a compresión del concreto (Vakhshouri & Nejadi, 2018).

6.2.6. COMPLEMENTARIOS

Aggregates and the deformation properties of concrete (1996). Mark G. Alexander.

Mark G. (1996) estudió el efecto del tipo de agregado grueso sobre las propiedades de deformación del concreto producido con 23 tipos de agregados comerciales en Sudáfrica, desde 1987 hasta 1992. Realizó al menos 3 muestras cubicas de concreto para cada uno de los ensayos realizados a las dos series de concreto estudiadas: Serie 1 con concretos diseñados para 20, 30, 40 y 60 MPa desde 1987-88, y serie 2 con relaciones agua/cemento, A/C, de 0.74, 0.61, 0.5 y 0.425 desde 1990-92. Por otra parte, los ensayos incluyeron valoraciones de resistencia a compresión, módulo de elasticidad según la norma BS 1881, ensayo de contracción y flujo plástico.

Los resultados analizados muestran influencia muy marcada en los valores de deformación y elasticidad del concreto por parte del tipo de agregado utilizado, donde las relaciones de esfuerzo deformación son de carácter lineal dentro de un rango de resistencias entre 20-80 MPa y dependen del tipo de agregado utilizado y la edad de la muestra. Se encontró

que concretos producidos con agregados rígidos que experimentaron menor deformación, contracción y flujo plástico desarrollaron mayores valores de elasticidad en el concreto, tal es el caso de la Dolomita, el Granito y la Dolerita. Caso contrario para la Andesita y la Cuarcita. Además, Mark remarca que las propiedades de rigidez y deformación del concreto a largo plazo pueden ser muy bien estimadas a partir del módulo elástico del concreto (Mark G., 1996).

Effect of aggregate type on Compressive strength of concrete (2012)Abdullahi. M .

Abdullahi estudió el efecto de tres tipos de agregado grueso sobre la resistencia a compresión del concreto normal para diferentes edades. Encontró que, tal como lo había afirmado Rocco and Elices en 2009 y 2008, y Wu, Chen, Yao, and Zhang, 1997), la resistencia, la rigidez y la energía de fractura del concreto con una relación agua/cemento fija depende del tipo de agregado grueso. El uso de agregado grueso de cuarcita triturada, granito triturado y grava de rio para producir tres tipos de concreto en donde su resistencia fue evaluada para 3, 7, 14, 21 y 28 días con una relación agua/cemento de 0.6 y arena natural como agregado grueso.

Con una dosificación por volumen 1:2:4, 15 cubos de concreto de 150x150mm fueron fundidos para cada tipo de concreto, a razón de tomar el promedio de 3 probetas como el valor de resistencia a compresión. De los estudios realizados, el agregado de granito triturado obtuvo una curva de gradación fuera de los límites de calidad exigidos por BS 882 (1998), esto quizá pueda explicar el hecho de que los concretos producidos con este tipo de agregado grueso obtuvieran los menores valores de resistencia a la compresión y asentamiento (slump).

El concreto producido con cuarcita produjo los mayores valores de resistencia a compresión, mientras que los mayores valores de asentamiento, asociados a buena trabajabilidad, fueron logrados por el agregado de grava de rio. Un modelo polinomial de tipo lineal en función de la edad de curado es el que mejor describe las variaciones de la resistencia a compresión del concreto para estos agregados.

7. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación a desarrollar tiene un enfoque de tipo descriptivo en donde se abordan dos etapas principales y separadas, pero estrechamente correlacionadas. La metodología planteada para abordar el proyecto se enfoca primeramente en un estudio documental respecto a investigaciones y proyectos de otros autores sobre el módulo de elasticidad estático del concreto y los parámetros que causan variaciones en él. En ella se articulan publicaciones periódicas, documentos normativos y leyes, libros científicos obtenidos a partir de revistas indexadas, instituciones gubernamentales y fuentes académicas para el desarrollo y revisión del estado del arte sobre los parámetros que afectan el módulo del concreto.

La segunda fase, se refiere al enfoque experimental del proyecto al valorar la resistencia y elasticidad de núcleos de roca caliza presenta en parte de la formación Toluviejo, con el fin de cuantificar el módulo de elasticidad del agregado grueso utilizado para la producción de concreto en la región. Se desarrolla un trabajo de campo y laboratorio para la obtención de información que permita establecer un rango valores numéricos, hoy día desconocido, de las propiedades mecánicas de la roca presente allí. Se utilizarán equipos de perforación mecánicos par a extraer muestras de roca caliza aptas para medir sobre ella tales características. Luego, el uso de estadística descriptiva permitirá ordenar los datos y modelar la información recolectada en este aparte.

Se espera que las técnicas empleadas y la información aquí plasmada sirva como soporte y punto de partida para el desarrollo de posteriores estudios, de forma que sea posible lograr conocer las características y parámetros que influyen directamente en las propiedades mecánicas y elásticas de materiales como el concreto y la roca.

7.1. ETAPA 1: REVISIÓN DOCUMENTAL.

Comprende todo lo relacionado con la obtención de material documental de tipo científico que permita el desarrollo de un resumen del estado actual respecto al módulo elástico y los parámetros que lo afectan. Lo anterior, en base a que no se tienen registros sobre el comportamiento elástico del concreto respecto a parámetros dicientes de su comportamiento como la edad de prueba, el tipo de agregado, y algunos parámetros de ensayo.

7.1.1. Revisión y análisis los documentos científicos que relacionen el módulo de elasticidad del concreto en función de otras características, tanto de sus componentes como de factores externos con el fin de mostrar patrones de comportamiento respecto a las variables más influyentes.

7.1.1.1. Clasificación y agrupamiento de artículos científicos por temas en cuatro categorías: agregados, pasta de cemento, zona de transición interfacial y parámetros de prueba.

7.1.1.2. Recuperación de los datos de parámetros de resistencia y elasticidad de los concretos con distintos tipos de agregados para el desarrollo de análisis numéricos.

7.1.1.3. Organización en una base de datos los resultados referentes a la resistencia a comprensión y el módulo de elasticidad del concreto discriminando entre concretos de baja resistencia, de resistencia normal y de alta resistencia.

7.1.2. Análisis numérico de los datos recolectados, para mostrar la relación del módulo elástico del concreto con la resistencia a compresión y las demás variables.

7.1.2.1. Cálculo de medidas de tendencia central para caracterizar y organizar estadísticamente los datos: media, moda, mediana, varianza, desviación estándar, coeficiente de variación.

7.1.2.2. Presentación de gráficos, histogramas y tablas resumen para deducir tendencias y comportamientos.

7.1.3. Análisis de las medidas de resistencia a comprensión contra módulo de elasticidad tomados experimentalmente, comparándolos con las ecuaciones presentes en los códigos de diseño para hallar E_c.

7.2. ETAPA 2: PROPIEDADES MECANICAS DE LA ROCA.

Caracterización mecánica del material rocoso perteneciente a la formación Toluviejo mediante pruebas de laboratorio especializadas. Se desarrollará en tres fases: muestreo en campo, pruebas de laboratorio y modelación numérica.

7.2.1. MUESTREO.

Comprende labores referidas a la recolección de especímenes de roca caliza en forma de núcleos extraídos con broca de diamante para la realización de pruebas mecánicas de caracterización. Se ejecutarán perforaciones con diámetros de 4 y 3 pulgadas, de acuerdo a los requisitos de los dispositivos de medición de deformación para la realización de los ensayos (compresómetro).

La cantidad de especímenes a recolectar se estima en base a la representatividad estadística requerida para el estudio, asumiendo 30 datos experimentales para los ensayos de resistencia a compresión y 30 adicionales para los respectivos ensayos de módulo de elasticidad. Debido a que se debe revisar la validez y variabilidad de la información, se requiere desarrollar el proceso anterior sobre las dos canteras o zonas de explotación seleccionadas, dentro del área de influencia del proyecto. En total, 120 especímenes de roca deben ser muestreados y ensayados para mostrar modelos de correlación apropiados.

Adicionalmente, los núcleos de roca se tomarán tratando de incluir la heterogeneidad inherente del material asumiendo una variación en la inclinación de perforación del macizo. Se

considerarán inclinaciones desde los 0° (no inclinado) hasta los 45°. Ello debe mostrar la influencia de la distribución del grano sobre el valor de las propiedades mecánicas medidas.

En primer lugar, se desarrolla una reunión con los directivos de las plantas de extracción de roca caliza de Toluviejo, en forma de exponer nuestros objetivos y labores a desarrollar durante el tiempo de extracción de rocas in situ. A continuación, se detallan las actividades a desarrollar.

7.2.1.1. Inspección de campo del área de estudio sobre las canteras de mayor producción de agregados de piedra caliza para la producción de concreto en la formación Toluviejo.

7.2.1.2. Elaboración de metodología y cronograma de trabajos para organizar las labores de muestreo.

7.2.1.3. Extracción de núcleos para distintas inclinaciones dentro del macizo rocoso para el desarrollo de pruebas de resistencia y elasticidad usando núcleos de 3 y 4 pulgadas.

7.2.2. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Incluye tareas de preparación de las probetas de roca para la caracterización mecánica, desarrollo de ensayos y presentación de resultados. Aquí se despliega todo lo referido a la evaluación mecánica del material extraído en el punto anterior, preparación de especímenes para pruebas de elasticidad y demás aspectos relacionados. Las pruebas de resistencia se ejecutarán en primer lugar, de modo que se tenga certeza del rango sobre el cual se sitúan los valores de esta variable.

Posteriormente, se empezará la preparación de cada muestra de roca para los ensayos de módulo de elasticidad utilizando dos dispositivos de medición, galgas extensométricas y

compresómetro con comparadores de caratula digitales. Las actividades comprendidas en este punto son: corte y pulido de muestras, refrentado y adhesión de resistencias eléctricas para la medición de las deformaciones con el equipo de strain gauges. Luego de ello, con los valores medidos de resistencia compresión se desarrolla el ensayo de módulo elástico con la medición simultanea de deformaciones con ambos aparatos, para proveer resultados comparativos. Las actividades a desarrollar son mostradas a continuación.

7.2.2.1. Rotulación y registro fotográfico de las muestras extraídas de campo.

7.2.2.2. Preparación de muestras extraídas. Comprende labores de lavado, corte y nivelación de cada probeta para el desarrollo de ensayos mecánicos usando una cortadora o sierra mecánica.

7.2.2.3. Adhesión de galgas extensométricas sobre los especímenes para el registro continúo de deformaciones en las pruebas de módulo de elasticidad en rocas bajo el lineamiento ASTM C 7012.

7.2.2.4. Desarrollo de pruebas de resistencia a comprensión y módulo de elasticidad en núcleos de roca bajo la norma americana ASTM C7012, y la norma ASTM C 469 (NTC 4025).

7.2.3. MODELACIÓN ESTADÍSTICA BÁSICA.

Se refiere al análisis de datos obtenidos en la etapa de ensayos de forma estadística y matemática para la obtención de las características del material. El objetivo principal es mostrar la variabilidad y el rango en el cual se ubican los parámetros de resistencia y elasticidad de la roca caliza de la parte central de la formación Toluviejo.

7.2.3.1. Cálculo de medidas de tendencia central para caracterizar y organizar estadísticamente los datos: media, moda, mediana, varianza, desviación estándar, coeficiente de variación.

8.3.2.1. Presentación de gráficos, histogramas y tablas resumen para deducir tendencias y comportamientos.

8.3.2.2. Análisis de regresión simple de los valores de elasticidad obtenidos entre los núcleos de roca contra los valores de resistencia a compresión del mismo material, presentado resultados por canteras y de forma combinada.

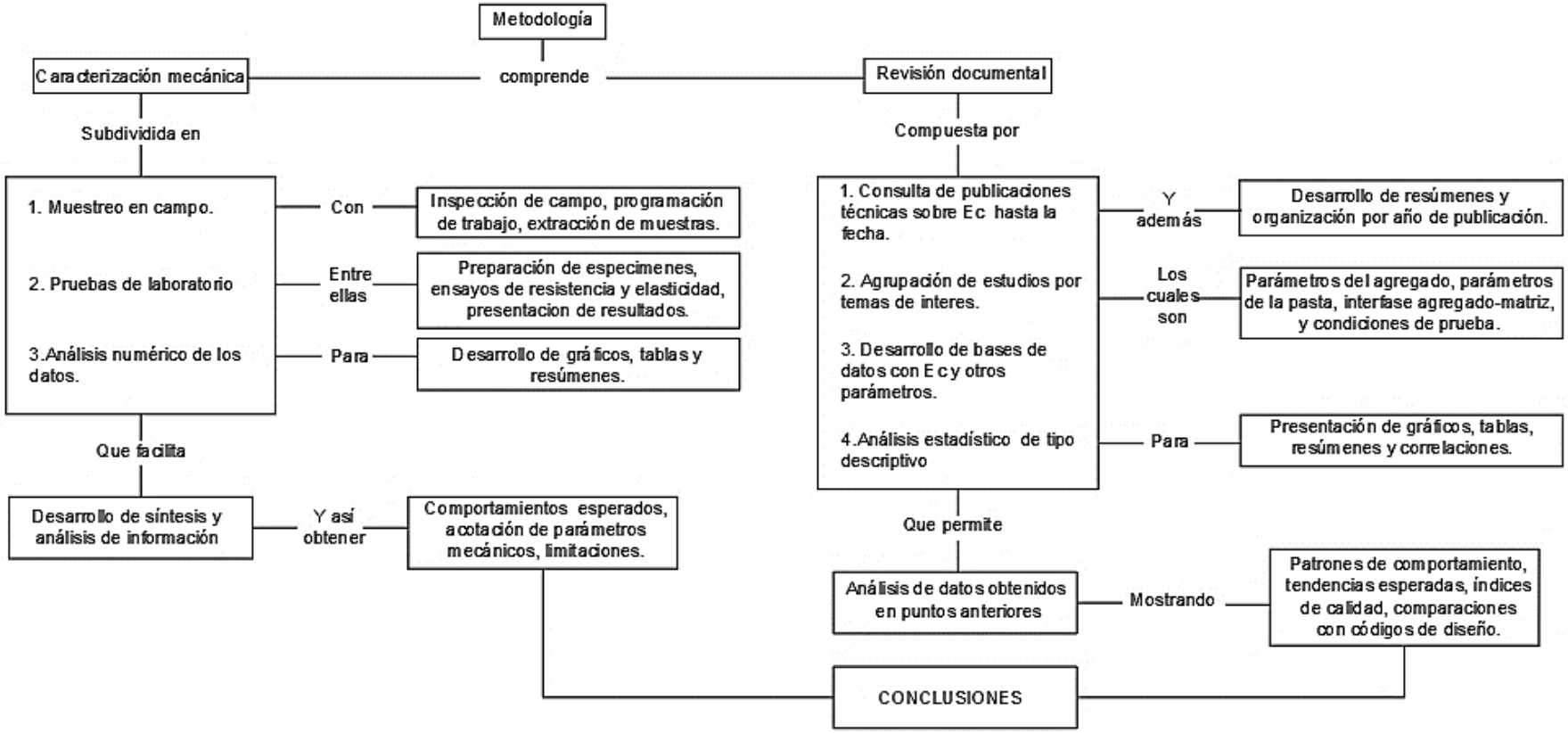


Fig 7. Mapa sinóptico del desarrollo metodológico del proyecto. Desarrollado por el autor.

8. PARÁMETROS QUE AFECTAN EL MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO DEL CONCRETO.

Mehta & Monteiro (2006) establece que el módulo elástico del concreto se ve principalmente afectado por factores derivados de: 1. Las propiedades del agregado, 2. de las propiedades de la pasta de cemento endurecida, 3. de la interfase agregado-matriz o ITZ, y 4. de algunos parámetros de prueba. Tal clasificación centra y da igual importancia a cada una de las propiedades presentes en los componentes del concreto sobre su rigidez (Wu et al., 2001). A continuación, se desarrollará un análisis de la información sobre cada uno de los temas en base a estudios experimentales citados en el numeral 6.2.

8.1. PARÁMETROS DEL AGREGADO.

8.1.1. TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO.

Este parámetro es una medida de la gradación del agregado en el concreto. Al respecto, varios autores han puntualizado que el tamaño máximo del agregado grueso tiene un efecto marcado sobre los parámetros de resistencia y elasticidad del concreto, mientras que algunos otros simplemente no muestran resultados significativos. Por ejemplo, Kakizaki & Edahiro (1993) establece que a menores tamaños de agregados la resistencia, el módulo de elasticidad y la deformación máxima a compresión aumentan en concretos de alta resistencia (a/c por debajo de 0.25). Mientras, para concretos normales, con a/c de 0.55, la tendencia se mantiene para la resistencia a compresión y levemente en el módulo de elasticidad.

Como antecedente respecto al tema, un estudio investigativo desarrollado en 2011 por Yildirim & Sengul, concluyó que el tamaño del agregado grueso no tiene efecto significativo sobre el módulo elástico con agregados grueso de caliza. El uso de gradaciones con tamaños máximos de 32, 16 y 8 mm mostraron valores numéricamente casi idénticos, mientras que el concreto con TM de 4 mm obtuvo siempre los menores módulos elásticos para todas las clases de resistencia (a/c entre 2.27 y 0.46). A pesar de ello, los valores de resistencia a compresión

del concreto con agregado de caliza de TM de 4 mm de menor a/c (0.46) mostraron la segunda mayor resistencia a compresión, superada por la del concreto con TM de 32 mm y, a su vez, por encima de los módulos de los concretos de 8 y 16 mm (Yıldırım & Sengul, 2011).

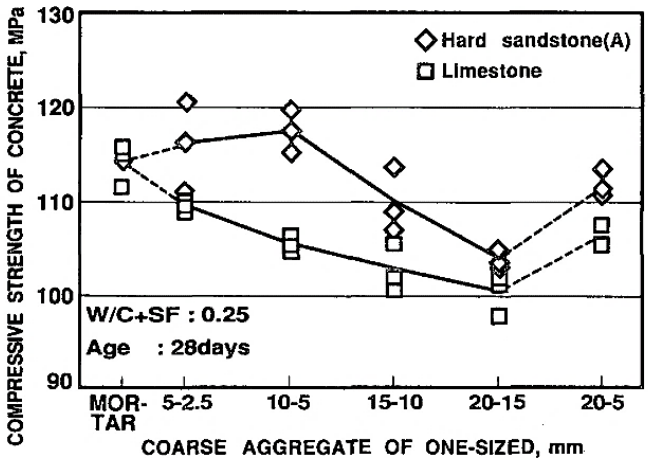


Ilustración 53. Variación de la resistencia a comprensión con el TM del agregado grueso (Kakizaki & Edahiro, 1993, p 26).

Es notable la contrariedad ofrecida por este tema en relación al valor del módulo elástico, sin embargo, la conclusión al respecto es que menores tamaños de agregados genera mayor superficie por ser cubierta por pasta de cemento y, por tanto, mayor cantidad de interfaces que, a bajos niveles de resistencia limita (altas *a/c*), limitan el desarrollo mecánico y elástico del concreto (Yıldırım & Sengul, 2011).

G. Li et al. (1999) muestra que la disminución del tamaño máximo del agregado grueso genera una reducción del módulo elástico del concreto, al usar dos tipos de gradaciones. La imagen 54 muestra tal comportamiento, anotando que el autor rotuló incorrectamente las gradaciones de forma opuesta. Sin embargo, Rocco & Elices (2009) muestran que, para agregados livianos lisos, un aumento del módulo elástico es logrado cuando disminuye el tamaño máximo del agregado. Mientras que, para agregados triturados, los concretos con agregado de 9 mm mostraron los módulos elásticos más bajos, sobre concretos con TM de 3 y 6 mm, pero sin tener una tendencia consistente.

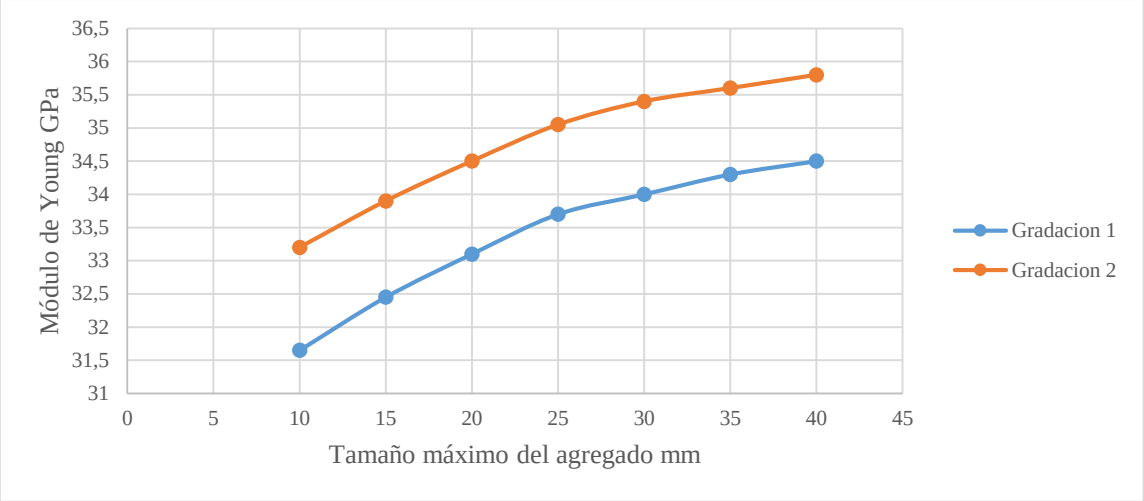


Ilustración 54. Influencia del tamaño máximo del agregado y su gradación sobre E_c (G. Li et al., 1999).

Tabla 21. *Resumen del efecto del tamaño del agregado grueso sobre E_c.*

Fuente	*Agregados*	*Nivel de resistencia en concreto*	*Condición*	*Modulo elástico*	*Resistencia a compresión*
Kakizaki & Edahiro (1993)	Caliza y Arenisca tipo A	Alta resistencia (a/c menores a 0.25)	Al cambiar la gradación de 20-15 mm a 10-5 mm	Aumenta, de forma indistinta al agregado usado.	Aumenta, de forma indistinta al agregado usado.
	Caliza y Arenisca tipo A	Resistencia normal (a/c de 0.55)	Al cambiar la gradación de 20-15 mm a 10-5 mm	Aumenta, de forma indistinta al agregado usado.	Aumenta ligeramente, de forma indistinta al agregado usado.
(Yıldırım & Sengul, 2011)	Caliza	Concreto normal (*a/c* entre 0.46 7 2.27)	Al aumentar el tamaño de 4 mm a 32 mm	No muestra un patrón definido	No muestra un patrón definido
(Rocco & Elices, 2009)	Mullita	Concreto normal	Al disminuir el tamaño de 3 a 9 mm	El módulo disminuye en agregados lisos. En triturados no tiene un patrón definido	No valorada
(G. Li et al., 1999)		Concreto normal	Al disminuir el tamaño de la gradación	El módulo elástico disminuye	No valorada

8.1.2. TIPO DE AGREGADO GRUESO.

Este aparte genera mucha controversia, pues se han utilizado suposiciones a cerca del comportamiento del concreto con el uso de tales materiales, mostrando supuestas ventajas sobre otro sin alguna base experimental. Wu et al. (2001), Beshrb, et al. (2003), Beushausen & Dittmer (2015), Tanesi et al. (2017) aceptan que, tanto resistencia como la rigidez del concreto dependen del tipo de agregado grueso, en especial para concretos de alta resistencia. Además,

se dice que cada tipo de agregado grueso tiene un efecto particular sobre cada una de las propiedades mecánicas del concreto producido (Tanesi et al., 2017).

Inicialmente Kakizaki & Edahiro (1993) plantea que, al fijar el tamaño del agregado grueso, concretos de alta resistencia (a/c<0.25) con agregados de caliza y andesita lograron resistencias a compresión similares a la de la roca, mientras que concretos con esquisto cuarcítico y areniscas densas no superaron el umbral de resistencia a compresión de la roca de la cual fueron obtenidos y tuvieron una resistencia algo menor. A pesar de ello, los concretos de andesita y caliza tuvieron las menores resistencias a compresión mientras que, en el lado opuesto, la arenisca densa y el esquisto cuarcítico tuvo los mayores valores. El autor explica este fenómeno por una menor resistencia en la interface agregado-matriz en los concretos con caliza y andesita.

Sorpresivamente, los mayores valores de resistencia de la arenisca no garantizaron la mayor rigidez al ensayar a compresión muestras de concreto con caliza y arenisca densa, donde los concretos de alta resistencia de caliza siempre tuvieron los mayores módulos, sin importar el tamaño del agregado, sobre los concretos con arenisca densa (Ver imagen 33). El mismo comportamiento es obtenido por Zhou et al. (1995), en donde los concretos con las mayores resistencias a compresión (esferas de vidrio) no desarrollaron el mayor modulo elástico (esferas de acero), explicando tal comportamiento por la concentración de tensiones en la interface en agregados tan rígidos como el acero, que disminuyen su resistencia a compresión a pesar de lograr alcanzar altos módulos elásticos.

Para concreto normal (a/c de 0.55), Kakizaki & Edahiro, (1993) apreciaron alguna influencia del tipo de agregado sobre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto, manteniendo el mismo comportamiento que en concretos de alta resistencia donde la caliza logra mayores módulos a pesar de su menor resistencia a compresión. Estos concretos

exhibieron un comportamiento mucho más dúctil que aquellos de alta resistencia, más frágiles. Los autores explican este fenómeno por la mejora de la unión química del agregado de caliza y la pasta, que aumenta el módulo elástico del concreto (Kakizaki & Edahiro, 1993). Para este tipo de concretos de menor resistencia, (Wu et al., 2001) acepta que la influencia del agregado sobre el módulo elástico es mucho menor.

Zhou et al. (1995) encontró que el módulo dinámico aumenta a medida que aumenta la densidad del concreto, al ensayar concretos con agregados de arcilla expandida, ceniza volante sinterizada, caliza, grava, vidrio y acero de calidad creciente. Sin embargo, las condiciones de prueba de este tipo de estudio son supremamente distintas a las desarrolladas para el módulo de elasticidad estático.

Estudios posteriores de (Wu et al., 2001) sobre concretos de 30, 60 y 90 MPa, señalan que, para alta resistencia (a/c de 0.26), el concreto que alcanzó la mayor resistencia a compresión (granito triturado) no desarrolló la mayor elasticidad (cuarcita triturada). Sin embargo, para niveles de resistencia menores (a/c de 0.44 y 0.55) el efecto fue contrario, donde el concreto con agregado de cuarcita triturada logró los más altos niveles de resistencia y elasticidad de forma simultánea. La cuarcita mostró el mayor índice de fragilidad de todos los concretos producidos por su altísimo modulo elástico, por otra parte, los concretos con caliza y mármol mostraron siempre los más bajos valores de resistencia y elasticidad del estudio.

En oposición, Beushausen & Dittmer (2015) demostraron que, en concretos con agregados de andesita y granito de resistencias de 30, 60, 90 y 120 MPa, los mayores valores elasticidad los alcanzó el concreto con andesita a pesar de que la mayor resistencia siempre fue obtenida por el concreto con agregado de granito. Ello puede ser atribuido a la alta elasticidad de la andesita (81 GPa) sobre la del granito (58 GPa). En el mismo camino, D. Santos et al. (2017) señalan que el concreto de resistencia normal con agregado de basalto siempre logró los

mayores valores de resistencia a compresión y modulo elástico sobre el concreto con agregado de dolomita y de basalto de otra fuente.

El estudio desarrollado por D. Santos et al. (2017) evidencia dos situaciones, primeramente, el grado de influencia de algunos agregados sobre otros en los parámetros de resistencia y elasticidad del concreto, cuando el agregado de mayor calidad tuvo los mejores rendimientos mecánicos en el concreto. Por último, la gran variabilidad presente en un mismo tipo de agregado (basalto) logra modificar las propiedades mecánicas del concreto producido con tales agregados (D. Santos et al., 2017).

Giaccio, et al (1998), citado por Beshrb, et al. (2003), muestra que los mayores módulos elásticos fueron obtenidos en concretos de alta resistencia con agregado de basalto, caliza y granito, respectivamente. Ello era explicado por aumento del agrietamiento del concreto con caliza durante el primer ciclo de carga para medir el módulo. Sin embargo, es notable como el tipo de agregado puede influencia el valor de la resistencia del concreto hasta en un 26%, mientras que su elasticidad puede variar hasta en un 37%. De aquí que se concluya que el tipo de agregado grueso afecta de forma más significativa el módulo de elasticidad del concreto que su misma resistencia a compresión (Beshrb, et al., 2003).

Al igual que, Beshrb, et al. (2003) muestra que, incluso dentro de una misma familia de rocas (calizas), existe gran variabilidad en los parámetros mecánicos obtenidos en el concreto con tales agregados, causando gran incertidumbre en las estimaciones que se hacen sobre parámetros como el módulo elástico y la resistencia a tracción. Así, la caliza calcárea, dolomítica y cuarcítica muestran propiedades distintas debido a factores como intrínsecos como su porosidad, su mineralogía y calidad, que pueden causar variaciones de tanto como 208% para la calidad (perdida por abrasión), un 33% para la elasticidad y 6% para la resistencia a compresión (Beshrb, et al., 2003).

Tanesi et al., (2017) señala que los concretos de cemento portland de alta resistencia con agregados de tipo calcáreo muestran los mayores niveles de elasticidad, a pesar de no alcanzar los más altos valores de resistencia a compresión dentro de un gran grupo de agregados ordenados elásticamente como (mármol, caliza dolomítica, dolomita, caliza micrítica, diabasa, caliza de alta absorción, cuarcita y arenisca, grava, granito, basalto metamórfico y gneis granítico). Las mayores resistencias a compresión fueron alcanzadas por el concreto con diabasa (53.7 MPa) y granito (52.4 MPa). Adicionalmente, fenómeno puede ser atribuido a los altos módulos elásticos del mármol (102.7 GPa), la dolomita (73.4 GPa), la caliza dolomítica (79.4 GPa) y micrítica (71.6), así como también a la excelente unión química entre el agregado calcáreo y la pasta de cemento. Concreto con cemento portland y adiciones minerales, presentó un efecto similar donde los agregados calcáreos presenta mejores propiedades elásticas.

Los datos aquí indicados, colocan a los agregados calcáreos en un escalón mayor que el agregado de cuarcita, de basalto e incluso de granito respecto a la rigidez en el concreto. El granito y el gneis granítico mostraron el peor comportamiento elástico del concreto para todos los niveles de resistencia investigados, mientras el concreto con cuarcita produjo los mayores valores de resistencia a compresión (Tanesi et al., 2017). Piasta et al., (2017) reafirman lo anterior, mostrando que los concretos con agregados de dolomita mostraron los mayores módulos elásticos sobre concretos de basalto, cuarcita y granito, para todas las clases de resistencia estudiadas (a/c 0.28 a 0.70).

Es interesante señalar que la dolomita y la cuarcita mostraron módulos elásticos y resistencias a compresión en roca muy similares, pero comportamientos en concreto sustancialmente distintos. Mientras que el basalto mostró las mayores resistencias y valores elásticos en roca, pero no logró liderar estos parámetros en las pruebas de concreto (Piasta et al., 2017). Este autor explica que los mayores módulos elásticos en concretos con agregado de dolomita son debidos a su mineralogía, que al contener carbonato de calcio y magnesio

produce monocarboalumiatos mejorando la unión entre la pasta y el agregado, bajando la porosidad en la interface y aumentando las propiedades elásticas del concreto. Mientras que la composición de la cuarcita, no forma una buena calidad en la interface a pesar de su buena textura física (Piasta et al., 2017).

Hasta aquí, se logra evidenciar que el granito ofrece en general un buen comportamiento mecánicos como agregado para la producción de concreto, pero uno de los menores valores de elasticidad por su bajo modulo elástico y estructura interna. Esto es nuevamente consolidado por el estudio desarrollado por Donza et al. (2002), cuando al estudiar la influencia del agregado fino sobre los parámetros mecánicos y elásticos del concreto de alta resistencia, obtiene que el concreto con granito logra siempre las mayores resistencias a compresión para todas las resistencias investigadas. Sin embargo, el máximo valor de elasticidad no fue desarrollado por el concreto de más alta resistencia a compresión, sino, más bien, por el concreto con agregado de caliza triturada, seguido por el concreto con granito y dolomita.

Respecto al tipo de agregado grueso, Yıldırım & Sengul (2011) muestra que el concreto con agregado grueso de caliza mostró los más bajos módulos elásticos en concretos a/c entre 0.26 y 0.34, por debajo de aquellos producidos con agregado de dolomita, basalto y cuarzo que mostraron valores muy similares. De lo anterior se resalta que, según los datos mostrados, no existe una influencia del tipo de agregado sobre E_c, salvo los menores valores arrojados por el concreto con caliza triturada.

Tabla 22. *Tendencia del tipo de agregado sobre la resistencia y elasticidad del concreto de alta resistencia.*

Fuente	*Agregados*	*Tipo de concreto*	*Tendencia*	*a/c (a/ca)*	*Modulo elástico GPa*	*Resistencia a compresión MPa*
Kakizaki & Edahiro (1993)	Caliza	Alta resistencia	Concretos más resistentes no logran la mayor rigidez	<0.25	43.22 a *46.64*	94 a *98.8*
	Arenisca				40.29	96.6 a 104
(Zhou et al., 1995)	Arcilla expandida	Agregados livianos		(0.29)	18.6	28

	Ceniza volante sinterizada	Alta resistencia	Agregados débiles producen menores módulos		30.2	74
	Caliza	Agregado natural Alta resistencia	Concretos más resistentes no logran la mayor rigidez		49.5	91
	Grava				51.3	88
	Esferas de vidrio	Agregado normal a pesado Alta resistencia			52.8	96
	Esferas de acero				69.9	83
(Wu et al., 2001)	Cuarcita	Alta resistencia	Concretos más resistentes no logran la mayor rigidez. A menores niveles de resistencia, la mayor rigidez se alcanza con los concretos más resistentes	0.26	48.2	98.2
				0.44	39.5	70.4
				0.55	37.5	44.8
	Granito			0.26	36.2	99.1
				0.44	36.2	65.8
				0.55	28.3	43.2
	Caliza			0.26	33.2	83.4
				0.44	31.5	60.5
				0.55	30.1	46.6
	Mármol			0.26	33.7	79.8
				0.44	31	62.1
				0.55	29	45
(Beshrb, et al., 2003)	Puntillas de acero	Alta resistencia	Concretos de mayor resistencia logran la mayor rigidez	0.35	29.6	54
	Caliza cuarcítica				28.8	47
	Caliza dolomítica				24.5	45
	Caliza calcárea				21.6	43
(Beushausen & Dittmer, 2015)	Andesita	Alta resistencia	Concretos más resistentes no logran la mayor rigidez	0.55	44.81	54.33
				0.31	54.5	92
				0.22	58.77	114.73
	Granito			0.55	27.03	63.67
				0.31	35.87	99.67
				0.22	46.78	117.33
(Tanesi et al., 2017)	Mármol	Alta resistencia	Concretos más resistentes desarrollan la mayor rigidez. Agregados de calcáreos muestran los mayores módulos elasticos	0.45	49,3	51,1
				0.48	42,8	43,2
	Dolomita			0.45	45,8	50,3
				0.48	37,9	37,7
	Caliza Dolomítica			0.45	47	52,5
				0.48	44,3	42,3
	Caliza Micrítica			0.45	41,7	50,5
				0.48	42,4	44
	Diabasa			0.45	40,9	53,7
				0.48	38,7	39,3
	Granito			0.45	32,6	52,4
				0.48	29,5	39
	Gneis Granitico			0.45	27,6	46,3
				0.48	25	36,7
(Yıldırım & Sengul, 2011)	Caliza	Alta resistencia	El tipo de agregado grueso no tiene efecto significativo sobre E_c, a excepción de la	0.26	46.52	111.1
				0.3	43.48	98.8
				0.34	39.09	84.4
	Basalto			0.26	48.93	110.1
				0.3	45.61	102.4

		caliza que arroja los valores más bajos.	0.34	40.76	88
	Cuarzo		0.26	48.33	109.5
			0.3	45.91	98.4
			0.34	41.52	87.0
	Dolomita		0.26	48.64	113.0
			0.3	45.91	97.3
			0.34	42.3	86.4

Tabla 23. *Tendencia del tipo de agregado sobre la resistencia y elasticidad del concreto de resistencia normal.*

Fuente	*Agregados*	*Nivel de resistencia en concreto*	*Tendencia*	*a/c*	*Modulo elástico*	*Resistencia a compresión*
Kakizaki & Edahiro (1993)	Caliza	Resistencia normal	Agregados más resistentes no logran la mayor rigidez	0.55	El más alto (41 GPa)	La más baja (35 a 39 MPa)
	Arenisca				El más bajo (37 GPa)	La más alta (38 a 41 MPa)
(Beushausen & Dittmer, 2015)	*Andesita*	Resistencia normal	Agregados más resistentes no logran la mayor rigidez	0.83	31.77	24.83
	Granito				23.81	31.83
(D. Santos et al., 2017)	Basalto	Resistencia normal	Concretos más resistentes desarrollan la mayor rigidez	0.7	42,38	35,5
				0.58	43,17	42,18
				0.45	53,7	49,5
	Dolómita			0.7	37,24	29,48
				0.58	41,5	35,61
				0.45	52,45	49,54

8.1.3. ORIGEN GEOLOGICO DEL AGREGADO GRUESO.

Mucho se ha dicho respecto a la calidad ofrecida por los agregados gruesos respecto a su origen geológico, de aquí que el código de diseño NSR 98 muestre correlaciones entre la resistencia y el módulo elasticidad que suponen que el agregado de origen ígneo presenta mayor rigidez que aquel de origen metamórfico y, a su vez, este más rígido que aquel de tipo sedimentario (AIS, 1999).

Lo anterior es reafirmado por el estudio desarrollado por (Lizarazo & López, 2011), quienes al estudiar 4 tipos de agregados del área de influencia de Bogotá, señala que aquellos de tipo sedimentario generan los menores módulos elásticos y las menores resistencias a compresión, mientras que los agregados de tipo metamórfico exponen los mayores valores de elasticidad y resistencia. Esto fue concluido para concretos de altas resistencias, sobre todos los niveles de resistencia estudiados (0.28, 0.32 y 0.36).

Sin embargo, los autores generalizan el comportamiento de los agregados gruesos con la evaluación de las propiedades de solo dos muestras de tipo sedimentario y metamórfico, las cuales no son representativas de todos los agregados de tal grupo. Autores como Tanesi et al. (2017), Wu et al. (2001a), Piasta et al. (2017) señalan que los concretos con granito (ígneo) muestran los más bajos módulos elásticos, mientras que aquellos de tipo calcáreo (sedimentario) logran los mayores valores.

8.1.4. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL AGREGADO GRUESO.

Sin duda, es uno de los parámetros más dicientes del comportamiento elástico del concreto tal y como lo afirma Mehta & Monteiro (2006). Su valor es asociado al módulo elástico de la roca de la cual proviene, sin embargo, realmente no se conoce con certeza que sucede con el módulo elástico de la roca cuando este es reducido a fracciones más pequeñas para producir concreto.

Inicialmente, Zhou et al. (1995) demuestra experimentalmente que, para un mismo nivel de resistencia, a medida que el módulo de elasticidad el agregado aumenta, también lo hace el módulo de elasticidad el concreto producido con tales materiales. Este comportamiento es reafirmado por Wu et al. (2001), en donde el agregado grueso de cuarcita genera los mayores módulos elásticos para concretos de 30, 60 y 90 MPa al tener un módulo del agregado un 30% a un 50% mayor que el del granito triturado, caliza y mármol. Más recientemente, Beushausen & Dittmer (2015) mostraron que para concretos resistencias entre 30 y 120 MPa, a medida que aumenta el módulo de elasticidad del agregado también aumenta el módulo de elasticidad del concreto de forma proporcional al nivel de resistencia del mismo, a pesar de que el concreto con el agregado más rígido (andesita) no alcanzó la mayor resistencia a compresión, al usar agregado de granito (58 GPa) y andesita (81 GPa).

Contrariamente, Kakizaki & Edahiro (1993) notaron que el concreto de agregado de caliza que alcanzó el mayor modulo elástico, a pesar que la rigidez de la caliza fue menor que la de la arenisca densa A (55 GPa sobre 68 GPa, respectivamente), ello puede explicarse por la notable mejora de la unión química entre el agregado y la matriz con el uso de caliza como agregado para concreto, sobre agregados como la arenisca. Un efecto similar fue obtenido en el estudio de Piasta et al. (2017), donde el agregado de mayor modulo y resistencia (basalto) no desarrolló las mayores propiedades mecánicas y elásticas en el concreto, siendo más bien alcanzadas por el concreto con cuarcita y dolomita, respectivamente. A pesar de ello, el módulo elástico del agregado se encontró ser proporcional a la elasticidad del concreto, pero no a su resistencia.

Al igual que Zhou et al. (1995), Beushausen & Dittmer (2015) y Tanesi et al. (2017), Beshrb, et al. (2003) afirma que altas rigideces del agregado grueso generan altos módulos elásticos en el concreto, pero también una disminución en su resistencia a compresión debido a concentración de tensiones por la poca compatibilidad elástica entre el agregado de alto modulo y la pasta de cemento endurecida (E_a/E_p). Como se ha dicho, este fenómeno precipita la falla del concreto al formarse un entrelazamiento de las microgrietas en la matriz y la interfase que debilitan el concreto. Además, Tanesi et al. (2017) muestra que el módulo de elasticidad del agregado fue la única variable que, por si sola, obtuvo buena correlación con las propiedades de resistencia a compresión, tracción y modulo elástico del concreto preparado con 11 tipos de agregados distintos en Estados Unidos.

Tanesi et al. (2017) mostró que la resistencia a compresión del concreto depende en gran medida del tipo de agregado grueso y de la relación entre el módulo elástico del agregado y el de la pasta de cemento endurecida (E_a/E_{pa}). Esta última, controla la formación de microgrietas en la interfase agregado-matriz, pues mientras más cercano este E_a de E_{pa} mayor será la resistencia del concreto al no existir incompatibilidad elástica que genere zonas con

concentraciones de esfuerzos que debiliten la matriz y la interface, y precipiten la falla en el material. (Piasta et al., 2017) señala que el valor mar cercano a 1 de E_a/E_{pa} (dolomita), no logra las mayores resistencias en el concreto explicado posiblemente por la baja resistencia a compresión de la roca comparando con los valores mostrados por la cuarcita (110.9 MPa) y el basalto (215.8 MPa).

Tabla 24. *Valores de resistencia a compresión y modulo elástico en roca y concreto*.

Fuente	*Material*	*Resistencia a compresión de la roca (agregado), MPa*	*Módulo de elasticidad de la roca (agregado), GPa*	*Resistencia a compresión del concreto, MPa*	*Módulo de elasticidad del concreto, GPa*
Kakizaki & Edahiro (1993)	Arenisca densa A	145	68	109	40.29
				96.6	40.29
	Caliza	104	55	98.8	46.62
				94	43.32
(Zhou et al., 1995)	*Arcilla expandida*		*5.2	28	18.6
	Ceniza volante sinterizada		*18.2	74	30.2
	Caliza		*56	91	49.5
	Grava		*54	88	51.3
	Esferas de vidrio		*72	96	52.8
	Esferas de acero		*210	83	69.9
(Wu et al., 2001)	*Cuarcita*	210	110	44.8	37.5
				70.4	39.5
				98.2	48.2
	Granito	150	75	43.2	28.3
				65.8	36.2
				991	36.2
	Caliza	98	60	46.6	30.1
				60.5	31.5
				83.4	33.2
	Mármol	95	64	45	29
				62.1	31
				79.8	33.7
(Beushausen & Dittmer, 2015)	*Andesita*		81	24.83	31.77
				54.33	44.81
				92	54.5
				114.73	58.77
	Granito		58	31.83	23.81
				63.67	27.03

	99.67	35.87
	117.33	46.78

*Valores estimados

8.1.5. CALIDAD DEL AGREGADO GRUESO.

La calidad del agregado es directamente proporcional a sus propiedades mecánicas, ello lo demuestra (Beshrb, et al., 2003) al exponer que aquellos agregados con mayor índice de desgaste obtuvieron concretos con menores resistencias a compresión y los menores módulos elásticos (caliza calcárea y dolomítica). Análogamente, los concretos con agregados menor índice de desgaste (caliza cuarcítica y puntillas de acero) mostraron las mejores propiedades de resistencia y elasticidad. Ello es también reafirmado por Kakizaki & Edahiro (1993), quienes señalan que los agregados de mayor resistencia a la trituración logran desarrollar concretos de ultra alta resistencia (f'_c mayor a 90 MPa).

8.1.6. MINERALOGÍA DEL AGREGADO GRUESO.

Las propiedades mineralógicas del agregado tienen influencia sobre su comportamiento mecánico, por cuanto estas afectan las propiedades mecánicas de la roca y la calidad de la interface agregado-matriz.

Ante ello, Piasta et al., (2017) desarrolló un estudio experimental en donde explicó el comportamiento elástico de los concretos a partir de su mineralogía. Las menores resistencias y elasticidades del concreto con agregado de granito son explicadas por los autores por su textura de grano grueso que favorece la ocurrencia de altas deformaciones en el concreto a altos esfuerzos. El granito mostró los mayores valores de resistencia a compresión en muestras de roca y el módulo elástico más bajo de todos, así sus propiedades elásticas y mecánicas en el concreto responden a las propiedades de la roca madre. Los mayores valores de E_c respecto a E_a del granito (28 GPa) responden a la homogeneización del material al triturarse, pues posiblemente esas zonas débiles de la roca no son encontradas en los agregados.

De forma opuesta, el agregado de caliza favorece la interface agregado-matriz del concreto al disminuir la porosidad de esa zona, aumentando su resistencia y rigidez. Este fenómeno es anotado por autores como Tanesi et al. (2017) y Kakizaki & Edahiro (1993) que encuentran igual comportamiento.

Las variaciones mostradas por (Maia & Aslani, 2016) respecto a las propiedades elásticas del concreto con basalto, donde estos alcanzan valores menores a los estipulados en el Eurocódigo 2, son explicadas a continuación. El basalto como, roca volcánica, puede ser tomado de diferentes productos volcánicos, por ello, puede obtener diferentes propiedades en base a la historia de enfriamiento y la composición química del material. Así, basaltos extrusivos son de grano fino por su rápido enfriamiento mientras que basaltos intrusivos son de grano grueso por su enfriamiento a una menor tasa. Cada tipo de basalto brinda texturas y composiciones mineralógicas distintas, y a pesar de que este tipo de rocas es una de las más comunes en el mundo y mejor caracterizadas, ofrecen propiedades mecánicas y elásticas muy variables dada su amplia composición (Maia & Aslani, 2016).

8.1.7. FORMA Y TEXTURA DEL AGREGADO.

Donza et al., (2002) muestran experimentalmente que la textura, la forma y el tipo de agregado fino tiene influencia sobre los valores de resistencia y elasticidad del concreto de alta resistencia. Los autores señalan que, los concretos con agregado fino de granito triturado desarrollaron los mayores valores de resistencia a compresión en todas las mezclas a 28, 90 y 365 días, sobre aquellos concretos ricos en cemento con arena triturada de caliza (menor f'_c) y de dolomita, así como de arena de sílice redondeada. Ello es explicado por la forma angular y textura rugosa de la arena de granito, que mejora la unión física entre el agregado y la pasta de cemento endurecida.

Por otra parte, a 28 y 90 días de curado, el módulo elástico presentó un comportamiento totalmente contrario, donde el concreto de alta resistencia con agregado fino redondeado de sílice mostró los más altos niveles de elasticidad, sobre aquellos concretos de agregado triturado de granito a iguales contenidos de cemento. Sin embargo, a 365 días los módulos fueron muy similares y registran un valor cercano a los 40 GPa.

Dentro de los agregados triturados con contenido de cemento menor, el concreto con caliza mostró los mejores comportamientos elásticos, seguido por los concretos con agregado de granito y dolomita, debido a su buena unión física y química con la pasta de cemento portland causadas por su forma y textura y composición mineralógica. La resistencia a compresión del concreto de granito, por su parte, estuvo siempre muy por encima de las resistencias de los demás concretos, explicado por su buena unión física y bajo modulo, donde probablemente no se presenten concentraciones de esfuerzo.

Según los resultados, los concretos con arena triturada de granito tuvieron los mayores valores de resistencia a compresión y tracción para todas las mezclas y todas las edades, mostrando una buena calidad de este material sobre el agregado triturado de roca caliza y dolomita. Luego, la fuente mineralógica del agregado tiene una marcada incidencia sobre la resistencia a compresión y tracción el concreto. Por otra parte, las propiedades elásticas del concreto siguen una tendencia contraria, donde el agregado fino silíceo presentó los mayores valores de modulo elástico para todas las edades y todas las resistencias, cerca de 40 GPa a 365 días, sobre los concretos de roca triturada (Donza et al., 2002).

8.2. PARAMETROS DE LA PASTA ENDURECIDA.

8.2.1. RELACIÓN AGUA/CEMENTO.

Es uno de los parámetros mejor conocidos y estudiados del concreto, al estar vinculado directamente con la resistencia a compresión del material y su nivel de resistencia. Esta relación es, de cierto modo, una medida de la porosidad de la pasta de cemento endurecida del concreto, al estar involucrada su calidad en este parámetro.

Estudios de Kakizaki & Edahiro (1993) y Wu et al. (2001), demuestran experimentalmente que una reducción en la relación agua/cemento (o agua/cementante) genera un aumento notable en la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto. Ello fue concluido por Wu et al. (2001) al trabajar con 4 tipos de agregados y a/c de 0.26, 0.44 y 0.55, mientras que Kakizaki & Edahiro (1993) usando caliza y arenisca densa también mostraron que una disminución en a/c modifica la forma de la curva esfuerzo-deformación del concreto, y su comportamiento, donde a/c de 0.25 exhibe un mayor rango lineal elástico que aquellos concretos de 0.55 que muestran un comportamiento más bien dúctil.

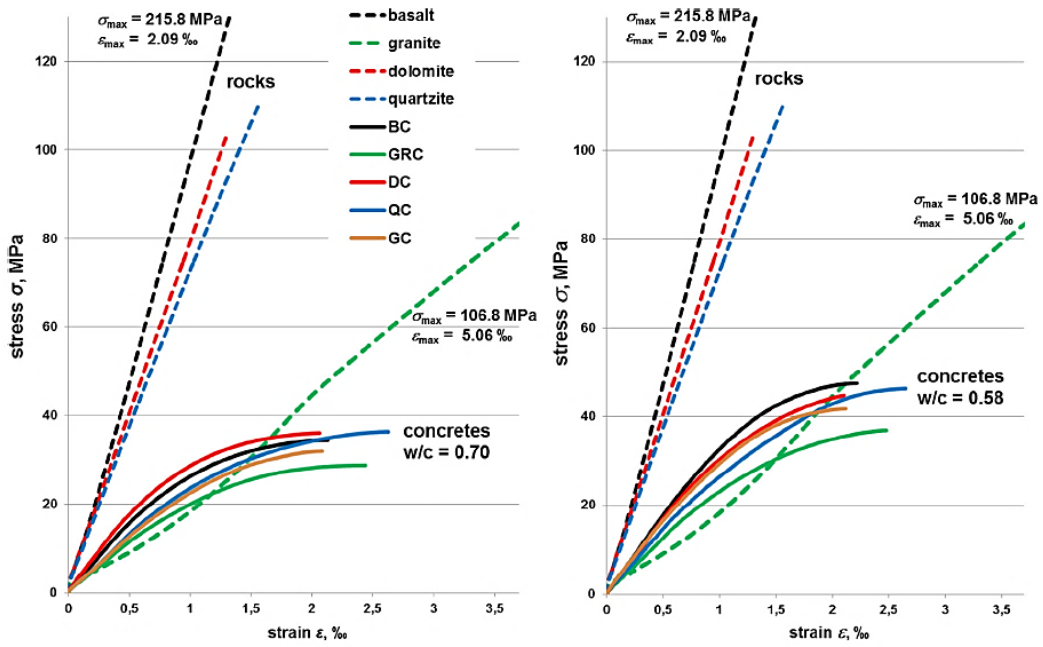


Ilustración 55. Curvas esfuerzo deformación para concretos de a/c de 0.7 (izquierda) y 0.58 (derecha). Tomado de *(Piasta et al., 2017, p. 736)*

Como la relación agua/cemento define la resistencia a compresión del concreto, a menores relaciones agua/cemento la resistencia a compresión aumenta y, a su vez, a medida que la resistencia aumenta también lo hace su módulo de elasticidad. Sin embargo, en concretos de alta resistencia, el tener mayores módulos elásticos ocasiona que el concreto se vuelva muy frágil limitando su uso (Beshrb, et al., 2003; Wu et al., 2001). Lo anterior es reafirmado por Piasta et al. (2017), donde con altas relaciones agua/cemento se obtiene un concreto más dúctil con un límite elástico poco aparente, mientras que las bajas a/c producen concretos con límites elásticos de mayor rango y una relación lineal elástica más pronunciada comportándose de forma frágil, similar a la mayoría a de los agregados.

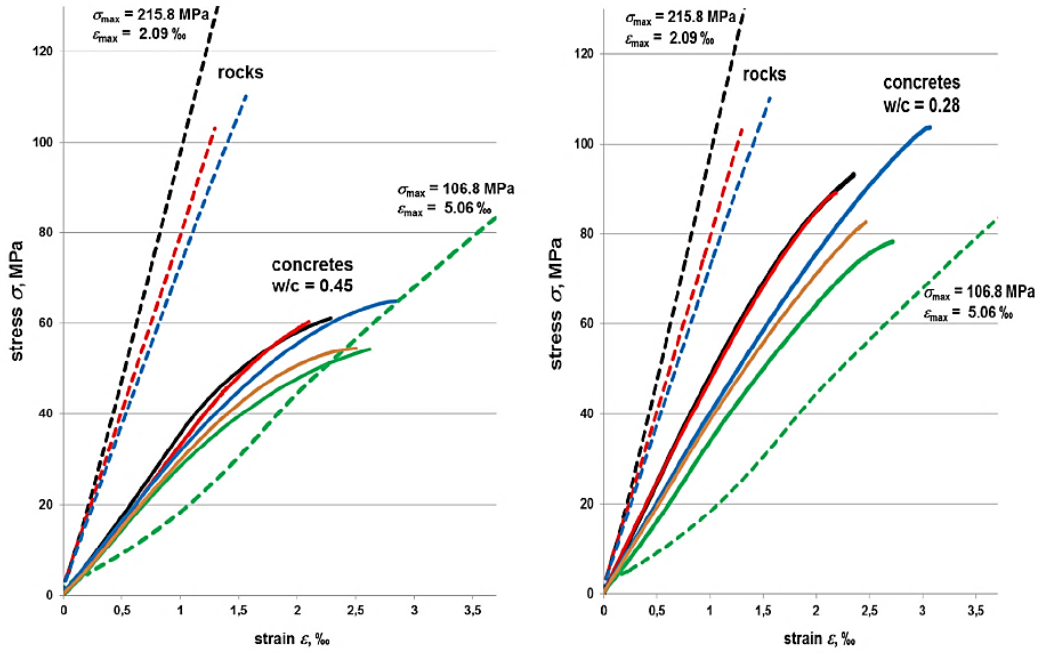


Ilustración 56. Curvas esfuerzo deformación para concretos de a/c de 0.45 (izquierda) y 0.28 (derecha). Tomado de *(Piasta et al., 2017, p. 736)*

Los concreto de alta resistencia (f'_c>41 MPa) normalmente soportan altas cargas a nivel de su pasta y poseen muy buena calidad en la interface, responsabilizando muchas veces al agregado de la fractura del concreto. No obstante, para concretos de menor resistencia (a/c>0.5), el eslabón débil se configura en la interface agregado-matriz y la pasta de cemento

debido al crecimiento y unión de microgrietas que precipitan la falla y, por tanto, no exigen al agregado grueso, de ahí su comportamiento más dúctil (Beshrb, et al., 2003; Wu et al., 2001). Lo anterior manifiesta que, en concretos de alta resistencia, a medida que aumenta la resistencia del agregado también lo hace la resistencia del concreto por la alta calidad de la pasta y la interface. Mientras que, para concretos de resistencias normales a bajas, la resistencia del agregado no tiene un efecto claro sobre aquel parámetro pues normalmente este es mucho más resistente que las otras dos fases a ese nivel de resistencia.

Otro dato de importancia, es el hecho que el aumento de la resistencia a compresión sea un factor mucho más sensible para aumentar la rigidez del concreto que la modificación del tipo de agregado grueso entre basalto y dolomita, según D. Santos et al. (2017). Mientras tanto, del estudio de Piasta et al. (2017) se concluye que a medida que se aumenta la resistencia a la compresión (a/c disminuye de 0.7 a 0.28) se logra una mejora importante en la elasticidad del concreto en proporción a la rigidez del agregado donde el basalto aumentó su módulo en 16.2 GPa, la dolomita en 14.6 GPa, la cuarcita y el granito solo en 10.3 y 9.9 GPa, respectivamente. Por otra parte, un evidente aumento en el módulo es lograda al sustituir agregado de dolomita por agregado de granito (15.3 GPa para a/c de 0.28), mayor, incluso, que el hecho de aumentar el nivel de resistencia a compresión en los concretos con granito, cuarcita y dolomita.

8.2.2. TIPO DE MATERIALES CEMENTANTES E INCLUSIONES MINERALES.

Tanesi et al. (2017) señala que el uso de materiales cementante suplementarios como el humo de sílice y el polvo de caliza como remplazo parcial del cemento, modifica el proceso de hitación del cemento y, por tanto, el desarrollo de las propiedades mecánicas del concreto. Así, las mezclas ternarias (cemento, humo de sílice y polvo de caliza) presentan tasas de hidratación más bajas que aquellas de las mezclas de solo cemento portland, causando que las propiedades sus propiedades mecánicas y elásticas de estos concretos tengan incrementos menores a edades

tempranas, frente a aquellas que no usan inclusiones minerales. Sin embargo, a edades tardías, este tipo de mezclas especiales presentan altas tasas de hidratación y, por tanto, de evolución elásticas y mecánica. Los anteriores parámetros de este tipo de mezclas, fueron siempre menores que la del concreto con el uso de solo cemento portland para iguales edades de prueba (Tanesi et al., 2017).

Por otra parte, Donza et al. (2002) señala que a medida que aumenta el contenido de cemento en el concreto, también aumenta su resistencia a compresión y módulo elástico. Sin embargo, la tasa de hidratación se ve notablemente modificada a edades tempranas por el tipo de agregado estilizado, cuando el concreto con agregado fino de sílice logra mayores porcentajes de hidratación a 28 y 90 días, pero mostrando luego a 465 días un mismo valor de hidratación como el mostrado a continuación.

8.3. PARÁMETROS DE LA ZONA DE TRANSICIÓN INTERFACIAL.

Como se ha dicho anteriormente, es de conocimiento general que el comportamiento mecánico y elástico del concreto responde ante las propiedades de sus componentes y de la calidad de la zona de transición interfacial agregado-matriz. Su calidad se ve afectada por parámetros como la porosidad, que va estrechamente ligara con el contenido de agua y la relación agua cemento, la afinidad física y química del agregado con la pasta de cemento, entre otros.

8.3.1. UNIÓN AGREGADO-PASTA DE CEMENTO.

Aitcin et al. (1987), citado por (Beshrb, et al., 2003), afirma que el uso de agregado de caliza en concreto genera una unión agregado-cemento más fuerte que la del concreto con agregado de grava. (Kakizaki & Edahiro, 1993) afirman tal comportamiento al notar experimentalmente que el concreto de agregado de caliza logra mayores módulos elásticos que

aquel hecho con arenisca bajo iguales condiciones, a pesar de que el concreto con arenisca densa alcanzó mayores resistencias a compresión y, a su vez, mayores valores de resistencia y elasticidad en roca que la caliza.

Lo anterior es ratificado por Tanesi et al, que mostró experimentalmente que los agregados calcáreos tuvieron siempre los mayores módulos elásticos en el concreto, explicado ello por la buena unión química entre el agregado y la pasta de cemento (Tanesi et al., 2017). Por otra parte, el estudio desarrollado por Piasta et al. (2017) señala que el agregado de dolomita es que el ofrece las mejores propiedades elásticas en el concreto, incluso sobre el concreto con agregado de cuarcita con quien tuvo rigideces medidas en roca muy similares. Lo anterior es explicado por la composición química de la dolomita, que al contener carbonato de calcio y magnesio ($CaMg(CO_3)_2$) produce monocarboaluminato, el cual mejora la unión entre la plasta y el agregado por la porosidad en la interface y aumentando las propiedades elásticas del concreto.

De forma opuesta, Wu et al. (2001) encontró que, al evaluar el módulo sobre una viga sometida a flexión, el concreto con agregado de caliza y de mármol produjeron siempre los menores valores de resistencia y elasticidad que el granito y la cuarcita triturada. Por otra parte, bajo la misma metodología, los concretos fabricados con dos tipos de agregados gruesos de mullita, de forma redondeada y angular, mostraron la influencia de la unión agregado-matriz sobre el valor de E_c. Aquí, los agregados triturados mostraron módulos elásticos mayores que aquellos de tipo redondeando, mientras que, cuando se les aplicó un tipo de aceite en sus superficies, el módulo elástico disminuyo notablemente respecto al concreto con agregado no tratado (Rocco & Elices, 2009).

Complementariamente, (Kore & Vyas, 2016) muestran los beneficios sobre la resistencia a compresión del reemplazo de agregado natural con desechos de mármol, donde la

resistencia a la compresión de aquellos concretos con 80% de mármol mostraron un 35% y 60% más de resistencia, respectivamente, sobre la muestra sin agregado de mármol. Los autores vinculan tal efecto con la presencia de carbonatos la piedra de mármol (dolomita) que, al reaccionar con los compuestos cementantes de la pasta, mejoran su porosidad y la calidad de la zona de transición interfacial agregado matriz

8.3.2. POROSIDAD DE LA INTERFASE AGREGADO-MATRIZ.

De los estudios de Beshrb, et al. (2003) se concluye que los agregados de mayor absorción y, por tanto, mayor porosidad, causan menores rendimientos mecánicos en el concreto. Específicamente, a mayor porosidad del agregado grueso menor será el módulo elástico y la resistencia del concreto producido. Esta propiedad, sin embargo es la que gobierna la edad temprana del concreto al permitir desarrollar una interface densa al disminuir el agua acumulada en ésta, causando en concretos de alta resistencia una falla en compresión a través de los agregados al ser esta la fase limitante de la resistencia (Beshrb, et al., 2003).

8.4. PARÁMETROS DE ENSAYO.

8.4.1. EDAD DE CURADO/ EDAD DE PRUEBA.

Dentro de los parámetros que afectan el módulo elástico, este es el de mayor incertidumbre debido a la gran cantidad de variables que pueden, a su vez, influenciar su valor. El estudio desarrollado por Zhou et al. (1995) concluye que, a 7 días el módulo elástico alcanza, en promedio, el 94% del valor de elasticidad a 28 días. Mientras, Beushausen & Dittmer (2015) obtiene a 14 días un módulo elástico de 92% al valor de 28 días en concretos de 120 MPa sin efecto del tipo de agregado grueso, anotando que a concretos de resistencia a compresión inferiores a 90 MPa el comportamiento dependió exclusivamente del tipo de agregado grueso donde el granito (E_g de 58 GPa) tuvo mayores porcentajes de desarrollo de elasticidad que la Andesita (E_g de 81 GPa), como se ve en la imagen 32.

Es claro que a medida que aumenta la resistencia a compresión también lo hace el módulo elástico del concreto, a una tasa que varía según el tipo de agregado usado (Wu et al., 2001). Ello es reafirmado en el estudio hecho por Beushausen & Dittmer (2015), donde a partir de los datos experimentales se nota que el módulo de elasticidad crece a una tasa distinta que la resistencia a compresión del mismo tipos de concreto, al variar el tipo de agregado grueso y siendo más notorio este efecto en concretos de resistencias inferiores a 90 MPa.

La figura 9 señala que mientras que, para el concreto de andesita, el módulo elástico crece a una tasa (pendiente) mayor que la resistencia a compresión del mismo concreto, para el concreto con granito es efecto es opuesto. Cabe aclarar que el concreto de andesita obtuvo siempre los mayores módulos elásticos, mientras que el concreto de granito las mayores resistencias a compresión para todas las clases de resistencia estudiadas. Contrariamente, (D. Santos et al., 2017) afirma que el módulo de elasticidad del concreto crece más rápidamente a edad temprana, que su resistencia a compresión para los concretos con basalto y dolomita cuya resistencia de diseño osciló entre 20 y 40 MPa. Es decir, su tasa de crecimiento es mucho menor que la del concreto al alcanzar a 7 días el 90% de la elasticidad a 28 días.

Ello muestra un comportamiento poco predecible numéricamente, que varía según factores desconocidos y, por tanto, difíciles de controlar. Esto explica en mayor medida porqué el valor del módulo de elasticidad, obtenido a partir de las ecuaciones propuestas en los cogidos de diseño en base al valor de resistencia a compresión del concreto, muchas veces difiere de su valor real al no tomar en cuenta el efecto del tipo de agregado sobre tales este parámetro.

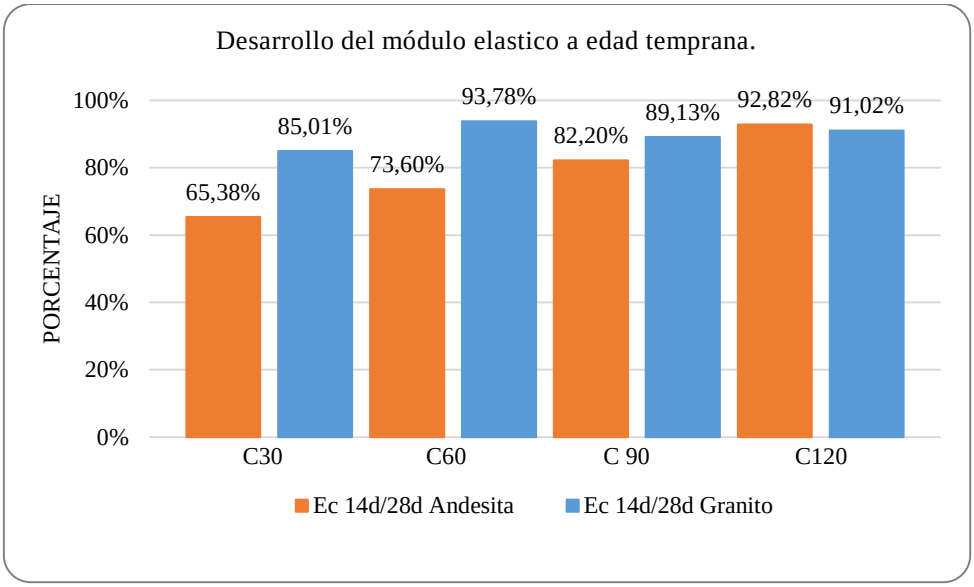


Fig 8. Desarrollo de E_c a 14 días según el tipo de agregado y el nivel de resistencia del concreto, en relación al módulo obtenido a 28 días. Obtenido de según Beushausen & Dittmer (2015). Desarrollado por el autor.

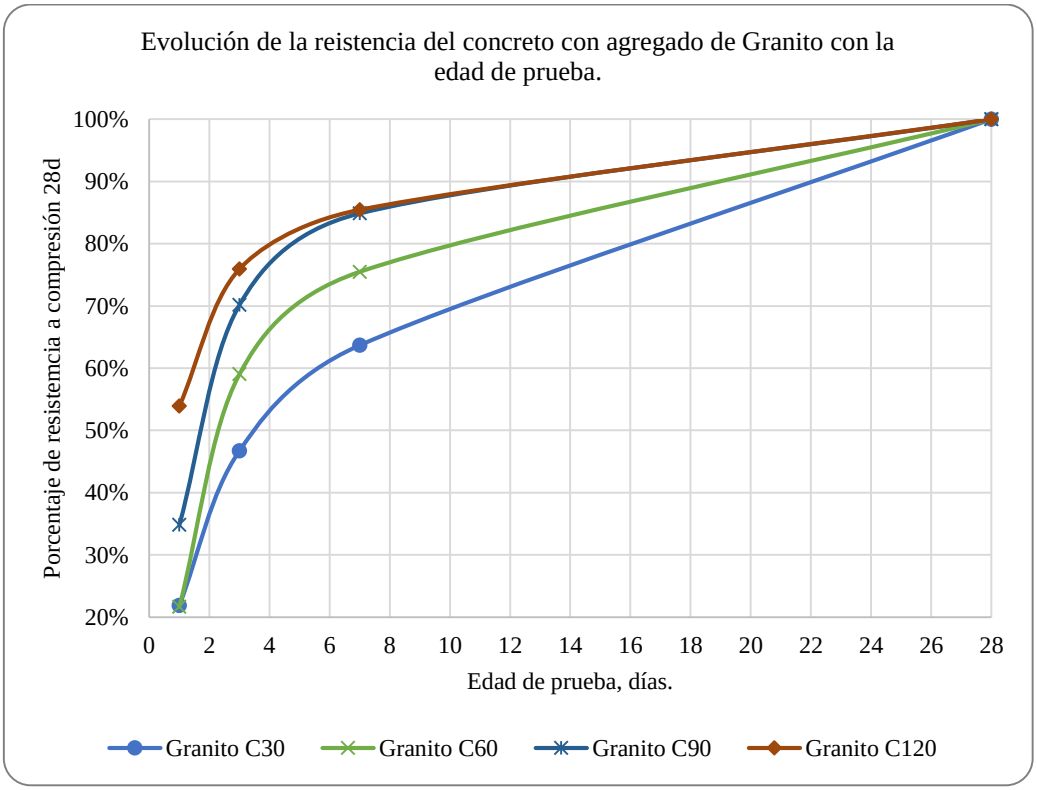


Fig 9. Evolución de f'_c a edades tempranas, según el nivel de resistencia del concreto de granito, en relación al valor a 28 días según Beushausen & Dittmer (2015). Desarrollado por el autor.

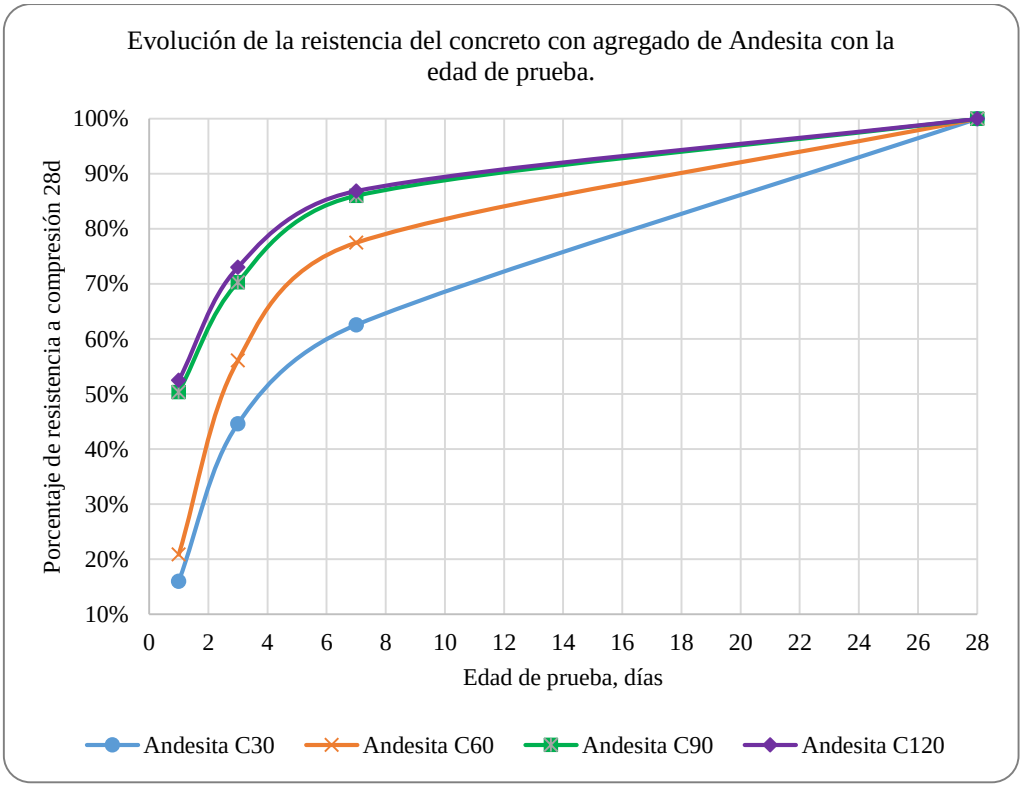


Fig 10. Evolución de f'$_c$ a edades tempranas, según el nivel de resistencia del concreto de andesita, en relación al valor a 28 días según Beushausen & Dittmer (2015). Desarrollado por el autor.

Por otro lado, a edades de 56 y 91 días el módulo dinámico aumenta ligeramente su valor en relación a 28 días, cerca de 1 y 2 % respectivamente (Zhou et al., 1995).

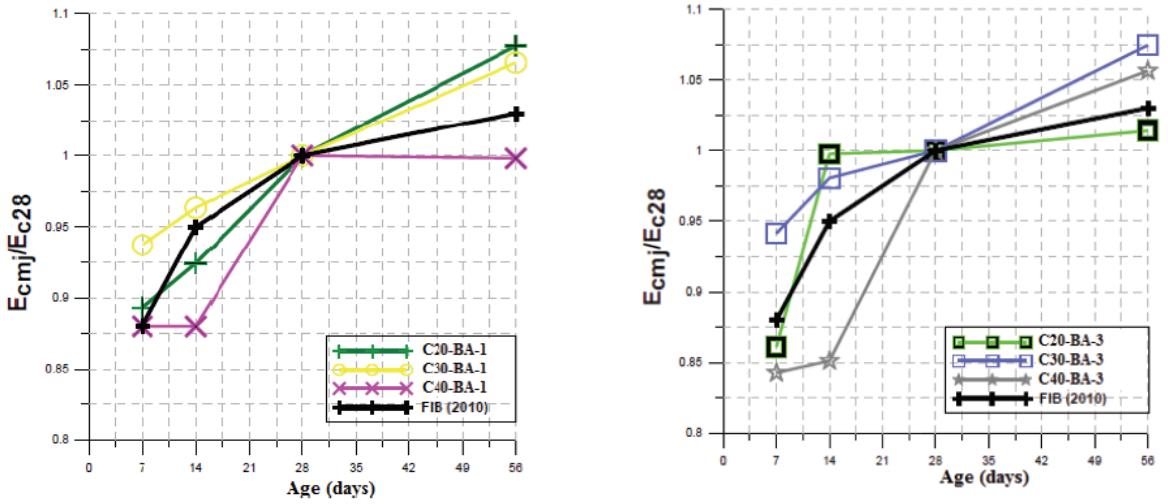


Fig 11. Izquierda. Evolución de E_c con la edad de prueba en concreto con agregado de basalto BA-1. Derecha. Evolución de E_c con la edad de prueba en concreto con agregado de basalto BA-3. Tomado de (D. Santos et al., 2017, p 22)

Mientras tanto, la figura anterior muestra que los dos tipos de basalto utilizados muestran comportamientos elásticos muy diferentes con la edad del concreto para cada nivel de resistencia. Así, el concreto tipo C40, de mayor resistencia, con basalto BA-3 mostró una mayor evolución elástica a 56 días (5% más) que el concreto con agregado de basalto BA-1 que no desarrolló incremento alguno en la elasticidad a esa edad. Mientras, a edad temprana el comportamiento fue muy similar al obtener una relación de elasticidad a 7 y 14 días entre 85 y 88%, respecto al módulo a 28 días. Contrariamente, el concreto tipo C20, de menor resistencia, mostró comportamientos opuestos en estos concretos, donde el de agregado BA-1 (de menor E_c) muestra una tasa (pendiente) de desarrollo de elasticidad a edad temprana mucho mayor que la del concreto con agregado BA-3, que a 14 días ya alcanza el 100% de la elasticidad a 28 días. Luego, para edades mayores a 28 días, el concreto C20 BA-1 muestra un aumento creciente de la elasticidad (8% más que a 28 días) que el concreto BA-3 (2% más que a 28 días).

De lo anterior, agregados de igual clasificación geológica presentan comportamientos elásticos en el concreto totalmente distintos e independientes para los concretos de resistencias entre 25 y 35, así como 50 y 55 MPa. Para concretos de tipo C30, ambos tuvieron un comportamiento elástico casi que idéntico. Respecto a la resistencia a la compresión, esta no guarda relación alguna con la elasticidad pues todos los concretos con agregado BA-1 mostraron, a edades tempranas, tasas de aumento de resistencia mucho mayores que las del concreto con agregado BA-3.

Por otra parte, los concretos con agregado de dolomita mostraron una tendencia muy estable y acorde lo señalado por Zhou et al. (1995), donde a edades tardías este material no mostró un aumento significativo de la elasticidad (2-3%) del concreto para niveles de resistencia entre 25 y 55 MPa, tal y como lo evidencia la figura 12. A edad temprana, los concretos de menor resistencia tienen las mayores tasas de aumento de resistencia y las

menores tasas de desarrollo de elasticidad, esto último explicado por su bajo modulo elástico de la pasta causado por la alta porosidad y débil interfase. Mientras que, a mayores niveles resistencias la tasa elástica es más pronunciada ante la constante rigidización de la pasta y la interfase con el desarrollo de la hidratación del cemento, pero con porcentaje de evolución de resistencia cada vez menor.

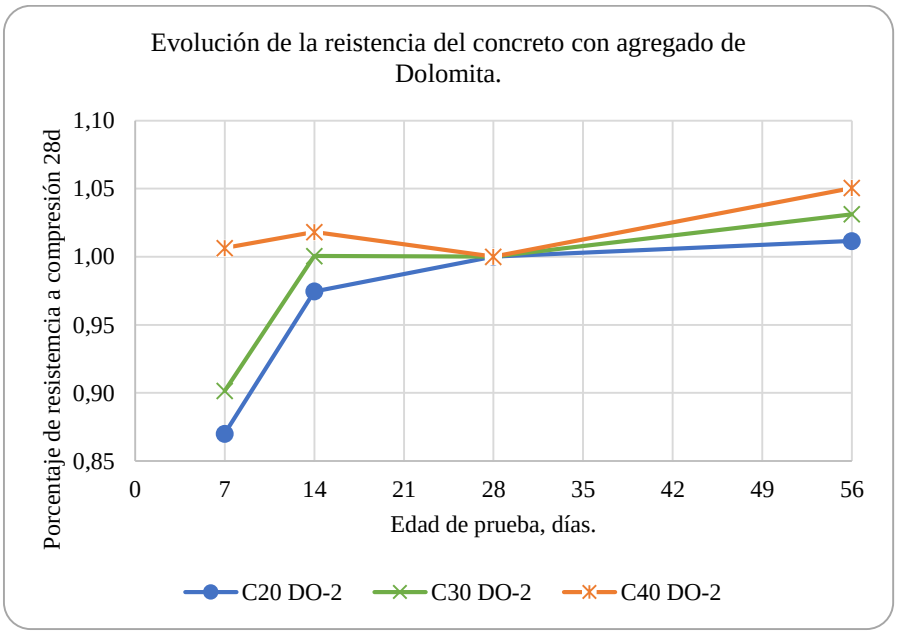


Fig 12. Evolución de f'$_c$ con la edad de prueba en concreto con agregado de dolomita. Adaptado de (D. Santos et al., 2017).

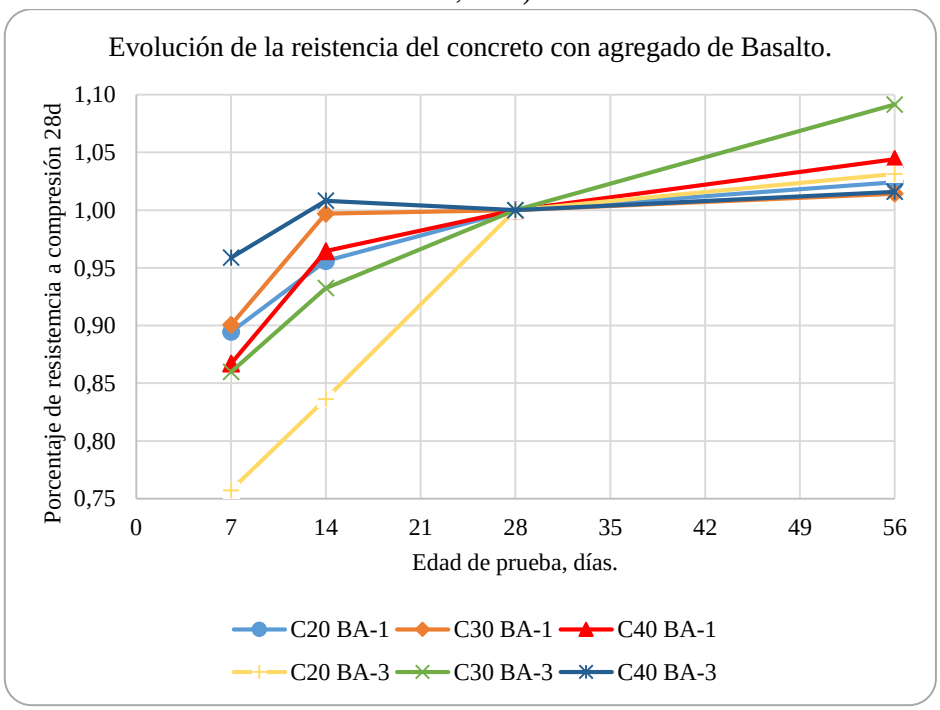


Fig 13. Evolución de f'$_c$ con la edad de prueba en concreto con agregado de basalto. Adaptado de (D. Santos et al., 2017).

A edades tempranas, la baja calidad de la pasta de cemente causa un leve aumento de la elasticidad con a la edad, y al solo estar incidiendo mayoritariamente la calidad de la pasta y algunas propiedades del agregado que modifican la calidad de la interface. El efecto es contrario para concretos de bajas relaciones agua/cemento alto contenido de cemento, donde la mejora de la calidad de la pasta y la interface aumenta significativamente el módulo según el tipo de agregado usado. Esto genera bajas tasas de aumento de elasticidad para concretos de relaciones agua/cemento altas, y altas tasas para concretos de menores a/c y altas resistencia.

Por último, Tanesi et al. (2017) muestra que, la tasa de desarrollo de resistencia para un mismo nivel de resistencia a compresión, depende del tipo de agregado grueso utilizado y del tipo de material cementante utilizado (cemento con adiciones o sin ellas). Ante ello, es supremamente complejo predecir el comportamiento de este parámetro por parte de expresiones que modelen tan variabilidad, y sin duda, este es uno de los mayores problemas en el tema de la estimación del módulo elástico del concreto, predecir su comportamiento.

El desarrollo elástico del concreto a edades tardías muestra un aumento fuerte de la tasa de rigidez 90 días, así se concluye del estudio desarrollado por Donza et al., (2002), donde además, es evidente una disminución de esta tasa hacia los 365 días. Luego, a edades de prueba entre 28 y 90 días, se presenta una variación en la evolución elástica del concreto acorde al tipo de agregado utilizado, tal y como lo señaló Tanesi et al. (2017).

8.4.2. TIPO DE REFRENTADO DE LOS ESPECIMENES.

Dentro de los parámetros de prueba que tienen influencia sobre el valor del módulo elástico del concreto, este quizá es uno de los menos considerados. Hunka et al. (2013) demostró que las mejores terminaciones superficiales para la ejecución de los ensayos de

resistencia y elasticidad en concretos normales y de alta resistencia son: mortero de azufre, mortero cemento, yeso y aserrado de las caras. Estos procedimientos muestran valores adecuados de resistencia y elasticidad con baja dispersión, mientras que las almohadillas de tablero rígido y neopreno da lugar a los menores y mayores valores de resistencia, respectivamente, a pesar de tener un módulo muy similar. En general, el uso de almohadillas de neopreno proporciona mayores valores de resistencia y elasticidad, sumado al hecho de que este tipo de ensayo no está normalizado para su uso en ensayos de elasticidad en concreto (Hunka et al., 2013).

8.4.3. COTA SUPERIOR DE ESFUERZO.

Con relación al valor superior de esfuerzo sobre el cual se halla el módulo elástico del concreto, no se tiene un acuerdo común y claro al respecto. Los códigos de diseño bajo metodología ACI, desde 1995 hasta 2019, se refieren al módulo de elasticidad del concreto como la pendiente de la línea tomada desde un esfuerzo nulo hasta un 45% de la resistencia a compresión del concreto en una curva esfuerzo-deformación. En ACI 318-19 afirman que los estudios para la obtención de tal término fueron desarrollados por Adrian Pauw en 1960, donde definía el módulo con un esfuerzo superior de 45% de la resistencia máxima del concreto. (Committee 318, 2019; Pauw, 1960).

Sin embargo, cabe decir que Pauw tomó datos de elasticidad de otros autores que valoraron este parámetro usando agregados de peso liviano y normal, pero bajo metodologías no uniformes. Hoy día, dos metodologías de ensayos ampliamente usadas en el mundo señalan que el módulo debe hallarse al 40% (ACI) de la resistencia a compresión del concreto, mientras que otra señala que debe ser a un nivel de esfuerzo de 33.3% (Eurocode-FIP CEB). Al respecto, Hunka et al. (2013) señala que existe gran variabilidad en el módulo con el nivel de esfuerzo, donde cotas de esfuerzos menores causan mayores módulos elásticos y, a medida que el

porcentaje aumenta el valor de la rigidez va disminuyendo progresivamente. Según los datos, si la cota superior de esfuerzo cambia de 40% a 33.3%, el módulo aumenta un 5 % con respecto al primer valor.

8.4.4. TAMAÑO Y FORMA DE LOS ESPECÍMENES DE CONCRETO.

Con respecto al tamaño y forma de las pruebas de ensayo, los códigos de diseño de cada región establecen lineamientos propios sobre cómo desarrollar los ensayos de elasticidad. (Mehta & Monteiro, 2006), al igual que (Li, 2011), señalan que el tamaño de las muestras de concreto tiene influencia sobre las propiedades mecánicas del material, donde tamaños de probetas más grandes causan una reducción en la resistencia a compresión del concreto.

Respecto a la forma de la probeta de ensayo, Maia & Aslani (2016) establecen que la geometría de la misma no afecta el módulo elástico medido, la obtener valores elásticos experimentales muy similares entre muestras cilíndricas y cubicas, 25.6±0.3 GPa y 25.7±0.4 GPa, respectivamente.

Por otra parte, de los resultados del estudio de del Viso et al. (2008), quienes la medición de propiedades mecánicas y elásticas sobre cubos y cilindros de concreto, se concluye que a medida que el tamaño de los cubos de prueba aumenta el módulo disminuye, pero su resistencia a compresión aumenta. En los cilindros, ambas propiedades crecen con la disminución del diámetro del elemento. Mientras tanto, Araújo et al. (2012) encuentra que para concretos de alta resistencia una disminución en el tamaño del cilindro mejora E_c, pero que para concretos de tipo normal el módulo elástico tiende a descender.

8.4.5. EL DISPOSITIVO DE MEDICIÓN DE DEFORMACIONES.

Cuando se desarrollan ensayos experimentales sobre muestras de concreto, mortero o roca, se espera que el tipo de dispositivo de medición no afecte el valor final obtenido. Sin

embargo, en el estudio experimental de Huang et al. (2010), sobre cilindros de concreto de resistencia normal con muestras de 150 por 300 milímetros, expone que al usar 4 dispositivos de medición de deformación el módulo elástico obtiene valores consistentes para los mecanismos con galga extensiométrica, compresómetros y DIC, mientras que el medido mecánico de deformación mostró los datos más dispersos. Por otra parte, Araújo et al. (2012) señala que el dispositivo que ofrece menos dispersión en la medición de las deformaciones en el concreto es el compresómetro, mientras que la galga extensométrica (strain gauge) fijada externamente muestra las mayores dispersiones.

Dentro de los dispositivos de medición usados para el registro continuo de deformación en el concreto, las strain gauges se muestran como las de mejor precisión de la lectura y relativo bajo costo. Sin embargo, el hecho de adherir estas resistencias a la superficie de la muestra de prueba (cocnreto, roca, mortero, etc) genera un efecto sobre el valor final del módulo medido. Así, Komurlu et al., (2016) señala que el adhesivo con cianocrilato (C) presenta las menores dispersiones en los modulos medidos sobre mortero y roca, sobre los adhesivos epoxicos y las resinas sintéticas de mayor variabilidad.

8.5. LOS CÓDIGOS DE DISEÑO.

Los códigos de diseño de estructuras de concreto son básicamente requisitos mínimos que deben cumplir las obras de ingeniería para comportarse de forma segura y adecuadamente bajo ciertas condiciones que probablemente sufrirán al estar emplazadas en un determinado sitio, y al usar ciertos materiales. Sin duda que estos ofrecen criterios generales de calidad universalmente aceptados, que garantizan la eficacia y seguridad de las estructuras.

El mismo proceso de diseño de las obras civiles, mucha a veces requiere conocer con anticipación parámetros de calidad que solo será posible determinar al momento de ejecutar el proyecto. Ante ello, las pruebas de laboratorio y los modelos de predicción han jugado un papel

transcendente y complementario en el sentido de garantizar que estos valores deducidos experimental o teóricamente estén lo más acorde posible a la realidad, dentro de cierto margen de error.

El costo de algunos ensayos de laboratorio, desarrollados con equipos muy sofisticados, costosos y poco accesibles en la zona del proyecto, y hasta en el país, casi que obliga a optar por utilizar las expresiones "conservadoras" para el cálculo de parámetros como el módulo de elasticidad del concreto. Como se vio en el numeral 6.2.5, las ecuaciones propuestas para estimar el módulo de elasticidad del concreto solo consideran la resistencia a compresión del material en cuestión, su peso unitario y eventualmente, el tipo de agregado grueso, en el caso del Eurocódigo 2 y las metodologías derivadas de ella (British Standards Institution, 2004).

Ante ello, Beushausen & Dittmer (2015) encontraron que, al restudiar concretos de alta resistencia con agregados de granito y andesita de Sudáfrica, el modelo SANS10100-1:2000 y BS EN 1992:2004[10] se ajustan muy bien a los valores experimentales de modulo elástico de concreto con andesita, mientras que para el concreto de granito, el primero de ellos sobrestima los valores notablemente. Por otra parte, el Eurocódigo 2 solo aprecia una buena correlación para concretos de granito con resistencia inferior a 60 MPa, mientras que para resistencias mayores se evidencia una notable subestimación. Ello es atribuido a que estas metodologías no asumen la influencia de agregados distintos a la cuarcita, el basalto, la caliza o la arenisca (Beushausen & Dittmer, 2015; British Standards Institution, 2004; Mehta & Monteiro, 2006).

A partir de los datos experimentales obtenidos por D. Santos et al. (2017) sobre concretos de resistencia normal tomando con agregados de basalto y dolomita en Brasil, la metodología del FIB (2010) fue la que mejor se ajustó a los datos sobre aquellas expresadas por el ABNT NBR 6118 (2007), FIB Model Code (2010), ACI 318 (2014) y Eurocode 2 (2004).

[10] Eurocode 2 (2004) y CEB-FIP MC 90

Los valores señalados por el ACI 318 y NBR 6118 subestiman los valores experimentales, mientras que el Eurocode 2 se sitúa por encima de ellos. Además, la modelación de los datos E_c contra $f´_c$ señala que el exponente de la variable $f´_c$ que mejor se ajusta a los datos en la regresión es 0.5. Esto apoya la valoración histórica que relacionar el módulo elástico con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión para concretos de resistencia normal (entre 20 y 40 MPa).

En soporte a lo anterior, Tanesi et al. (2017) afirman que ninguna de las ecuaciones propuestas por los códigos ACI 318-14, ACI 363 y FIB-CEB se ajusta adecuadamente a los datos de ensayo tomados en Estados Unidos sobre concretos con agregados de origen natural, con uso de solo cemento portland y cemento con adiciones minerales. Mientras tanto, Eurocode 2 sobrestima los valores de elasticidad medidos por Piasta et al. (2017) sobre concretos de basalto, dolomita, granito, cuarcita y grava, y este autor concluye que los resultados arrojados por el estudio no son coherentes con los valores de referencia tomados por esta normativa. Así, los concretos con cuarcita y granito tuvieron módulos elásticos menores a los obtenidos con la norma un 15 % y 20 %, respectivamente.

La resistencia a compresión se correlacionó muy bien con los valores de módulo elástico del concreto, a diferencia de los datos mostrador por Tanesi et al. (2017). Los menores módulos elásticos fueron obtenidos por estos agregados, resaltando su similitud respecto a la pendiente de la relación E_c vs f'_c. En concretos con dolomita y basalto hubo mayor crecimiento elástico con el aumento de la resistencia a compresión señalados por una pendiente más empinada de la curva E_c vs f'_c (Piasta et al., 2017).

Sumado a la tendencia anterior, los datos medidos experimentalmente por Yıldırım & Sengul (2011) difieren significativamente de aquellos estimados utilizando las correlaciones mostradas en los códigos e diseño TS 500, ACI 318 y BS EN 1992-1-11 (Eurocode 2). Para

concretos subestándar, ACI 318 subestima los valores experimentales, mientras que con EN 1992-1-1 y TS 500 estos sobrestimados hasta en un 70% y 100% para las menores resistencias a compresión. A medida que aumenta la resistencia de estos concretos, la correlación mejora sustancialmente.

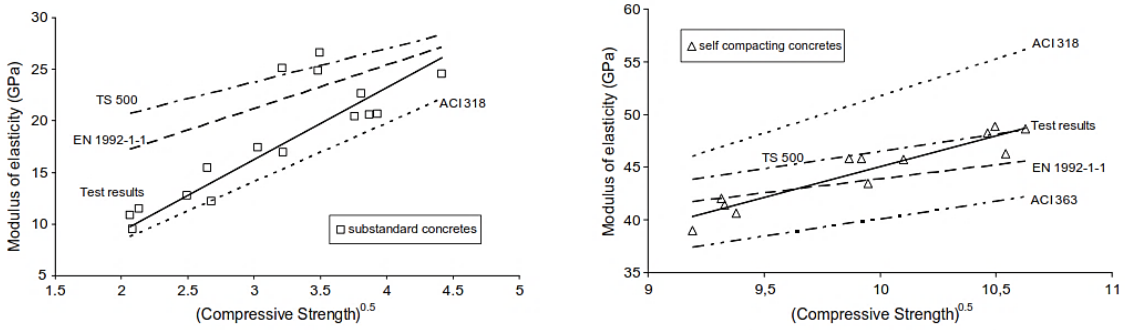


Ilustración 57. Izquierda. Módulo de elasticidad de concretos subestandar. Derecha. Módulo de elasticidad de concretos autocompactantes. Tomado de (Yıldırım & Sengul, 2011, p. 1650).

Para concretos normales, todas las expresiones se ubican por debajo de los resultados experimentales mostrando una muy mala correlación con estos datos y subestimando el módulo un 13%, en promedio. En tanto, los concretos de alta resistencia de tipo autocompactante los códigos ACI 318 y ACI 363 acotan superior en inferiormente los datos experimentales, mientras que las expresiones mostradas por EN 1992-1-1 y TS 500 se ubican más cercanas a los datos experimentales. En promedio, la diferencia con los valores experimentales fue cercana al 10% en estos concretos especiales.

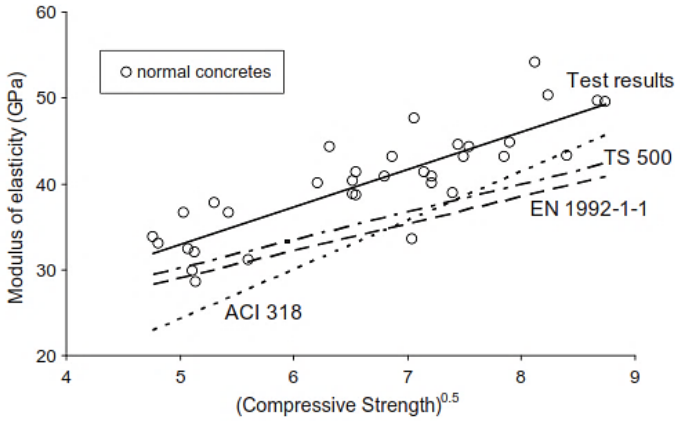


Ilustración 58. Módulo de elasticidad de concretos normales. Tomado de *(Yıldırım & Sengul, 2011, p. 1650)*

Respecto a las imprecisiones en la estimación de los módulos elásticos del concretos, Maia & Aslani (2016) señalan que los concreto realzados con agregado de basalto de la Isla de Madeiras (Portugal) muestran valores inferiores a los supuestos por el código EN 1992-1-1:2004 (Eurocode 2). Los datos experimentales revelan que los valores de modulo elástico medidos son al menos 30% inferiores a los estipulados por la norma, y que solo para la mezcla PS (agregado de santo porto) se manifestó una leve mejoría en la estimación del módulo, un 13% menos que lo señalado en el código. Por tanto, propusieron una modificación al coeficiente para este tipo de agregados, disminuyendo un 15% el valor asumido en la norma para concreto con agregado de cuarcita (35% respecto al valor actual para el basalto).

Lo anterior se suma las apreciaciones de Yıldırım & Sengul (2011), Piasta et al. (2017), A. C. D. Santos et al. (2017) y Beushausen & Dittmer (2015), donde la normativa europea no se ajusta a los valores experimentales, a pesar de considerar el efecto del tipo de agregado sobre el valor del módulo usando coeficientes de ajuste.

En el ámbito nacional, un estudio experimental desarrollado por Serrano & Pérez (2010) en Colombia, mostró que los códigos de diseño, utilizados en el país para valorar el módulo de elasticidad estático del concreto, no mostrabas resultados acordes con la experimentación. Los autores concluyen el módulo del concreto producido en Bucaramanga se mostraba sobrestimado por los valores de la norma NSR 98 y ACI 318, a su vez, subestimado por el CEC y ACI 318. Sin embargo, una modelación de los datos de su estudio señala que los códigos ACI 318-56, NSR 10 (ACI 318-08), NSR 98 y CCCSR-84 sobrestiman el módulo medido experimentalmente, tal y como lo señala la siguiente figura.

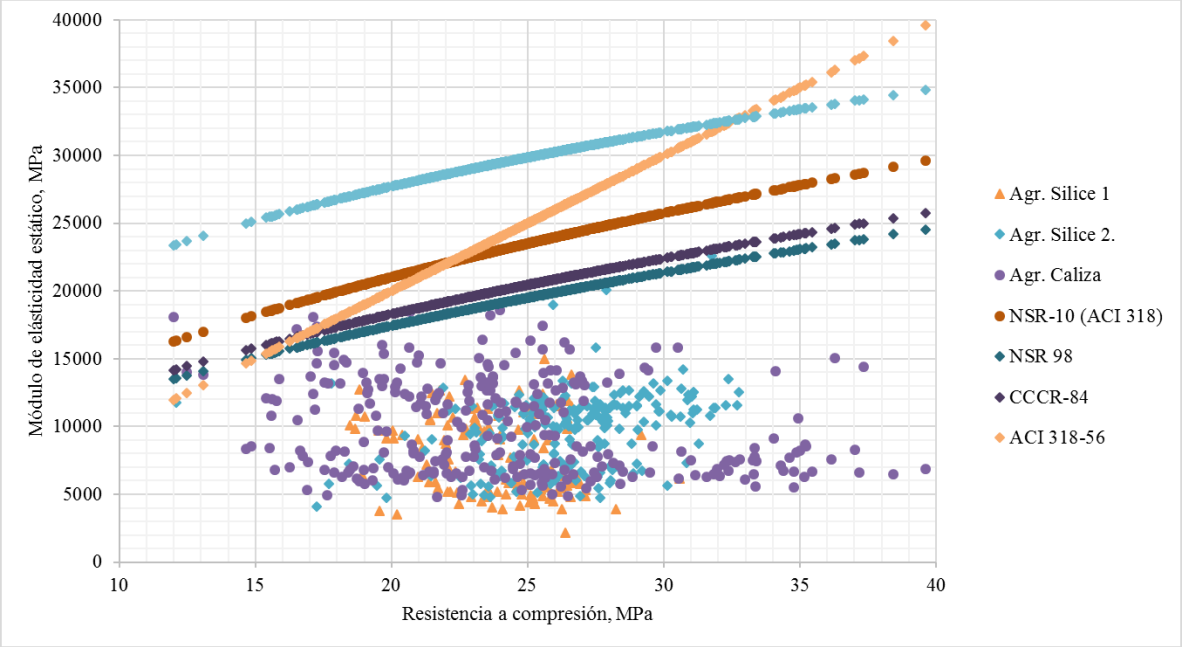


Fig 14. Módulo elástico de concretos de Bucaramanga vs algunos modelos de predicción. Adaptado de (Torrado P. & Porras A., 2009)

Serrano & Pérez (2010) afirman que el grado de sobrestimación del módulo es del orden del 50% con respecto a la metodología NSR 98. Ello muestra una situación supremamente preocupante, donde la ecuación propuesta en el código de diseño NSR 98 no encaja con los valores medidos y, por tanto, arroja valores muy alejados de la realidad para los concretos hechos en Bucaramanga. Proponen el uso de la expresión $E_c = 6250\sqrt{f_c'}$, en kg/cm^2 para modelar los concretos producidos en el área metropolitana de Bucaramanga (Colombia).

Algunos autores, citados por Serrano & Pérez (2010), señalan que las ecuaciones propuestas por NSR-98 también sobrestiman el valor del módulo en Bogotá y Bucaramanga. Porras (2009), por su parte, expuso que los módulos elásticos eran sobrestimados para los concretos con agregado de origen metamórfico y subestimados para los de origen sedimentario en Bucaramanga (Serrano & Pérez, 2010).

Por último, Vakhshouri & Nejadi (2018) estudiaron y evaluaron 35 códigos de diseño y 19 modelos empíricos para calcular el módulo de elasticidad del concreto normal en base a

una revisión literaria de estudios publicados a partir de 1943 hasta 2018. Al considerar 100 datos experimentales de varios autores para analizar el módulo elástico en relación a los valores expresados por aquellas ecuaciones, encontró que la mayoría de los códigos subestiman el módulo de elasticidad estático del concreto normal. Además, todas las expresiones siguen los modelos teóricos de: American Concrete Institute (ACI), Canadian Standards Association (CSA) y British Standards Institution (BSI).

Adicionalmente, señalan que existe una relación no lineal entre el módulo de elasticidad del concreto y su resistencia a compresión. Sin embargo, los códigos que mejor predicen el valor del módulo, al considerar su masa unitaria y no solo su resistencia, son: ACI 318-08, AS-360009, JSCE-2007, IS-4562000, VBC-1995 y RakMK2012. Sorpresivamente, objetan que el empírico desarrollado por Adrian Pauw en 1960 ofrece buenas estimaciones para E_c. Los códigos que menos correlación tuvieron con los datos son: AIJ1985, CSA.A23.04, NCHRP (2003), FHWA-2000, GDC2000, SABS0100-92, TE-E.060- y BS8110-97 (Vakhshouri & Nejadi, 2018).

9. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LA ROCA.

Este aparte contiene una descripción cuantitativa parcial de la calidad del material rocoso presente en el flanco occidental de la formación Toluviejo, más exactamente, el área de explotación de caliza con fines mineros del área de estudio. La finalidad última es la presentación del orden de magnitud de los parámetros de resistencia a compresión y módulo de elasticidad de la roca usada para producir concreto en la región, de modo que se pueda proyectar un estudio mecánico de mayor amplitud que pueda ser validado estadísticamente.

9.1. MUESTRAS RECUPERADAS.

De las labores de muestreo desarrolladas anteriormente en las canteras de roca caliza 1 y 3, se lograron recuperar una buena cantidad de muestras de roca, aproximadamente 50 especímenes. Algunos de ellos debido a su corta longitud o inhomogeneidades no podían ser usados en ensayos mecánicos, y por ello fueron descartados. En total, 15 núcleos de 2" y 8 de 3" en la primera cantera y 18 especímenes de 4" para la última, estos fueron extraídos y preparados como se señala en el aparte 13. Cada espécimen fue referenciado tomando en cuenta la inclinación del núcleo respecto a la superficie del macizo rocoso de modo que se pudiera conocer su comportamiento.

A continuación, se resumen las muestras rotuladas según el diámetro de extracción de los núcleos. Cada clase de estas muestras fue obtenida en épocas y bajo metodologías muy distintas. Las muestras de 4" corresponden a rocas de la cantera 3, mientras que las de 3" y 2" pertenecen a la cantera 1.

Tabla 25. *Listado de núcleos de roca de 4" para pruebas de resistencia y elasticidad. Desarrollado por el autor.*

Referencia	*Inclinación*	*Cantera*	*Diámetro*
L1M2-10º	10º	3	100 mm (4")
L1M3-20º	20º	3	100 mm (4")
L1M5-0º	0º	3	100 mm (4")
L2M1-0º	0º	3	100 mm (4")
L2M3-20º	20º	3	100 mm (4")
L2M4-10º	10º	3	100 mm (4")
L3M1-5º	5º	3	100 mm (4")
L4M1-15º	15º	3	100 mm (4")
L4M2-25º	25º	3	100 mm (4")
L4M3-30º	30º	3	100 mm (4")
L5M1-35º	35º	3	100 mm (4")
L5M2-5º	5º	3	100 mm (4")
L6M4-25º	25º	3	100 mm (4")
L7M2-15º	15º	3	100 mm (4")
L7M3-0º	0º	3	100 mm (4")
L7M4-10º	10º	3	100 mm (4")
L7M5-30º	30º	3	100 mm (4")
PRUEBA 4"	0º	1	100 mm (4")

Tabla 26. *Listado de núcleos de roca de 3" para pruebas de resistencia y elasticidad. Desarrollado por el autor.*

Referencia	*Inclinación*	*Cantera*	*Diámetro*
S1M1	15º	1	75 mm (3")
S1M2	15º	1	75 mm (3")
S1M3	20º	1	75 mm (3")
S1M4	20º	1	75 mm (3")
S2M1	10º	1	75 mm (3")
S2M2	0º	1	75 mm (3")
S2M3	15º	1	75 mm (3")
S2M5	5º	1	75 mm (3")

En total, se cuentan con 26 especímenes para desarrollar ensayos de resistencia y elasticidad. A continuación, se muestra una lista de referencias de algunas muestras de roca caliza de 2" extraídas de la cantera de Agrenorte, a través de toda el área de explotación del yacimiento en cuestión. Estas fueron extraídas a mediados del año 2017.

Tabla 27. *Listado de núcleos de roca de 2" para pruebas mecánicas sin variación de la inclinación*.

Referencia	*Color*	*Cantera*	*Diámetro*
ZAM7	BLANCO	1	55 mm (2")
ZAM2S1	NEGRO	1	55 mm (2")
ZCM2S2	NEGRO	1	55 mm (2")
ZCM5S2	BLANCO	1	55 mm (2")
ZCM3S2	BLANCO	1	55 mm (2")
ZAM6S2	BLANCO	1	55 mm (2")
ZCM5	NEGRO	1	55 mm (2")
ZAM4S1	BLANCO	1	55 mm (2")
ZAM4S2	BLANCO	1	55 mm (2")
ZAM7S2	BLANCO	1	55 mm (2")
ZCM3S3	BLANCO	1	55 mm (2")
ZAM5S2	BLANCO	1	55 mm (2")
ZAM5S3	BLANCO	1	55 mm (2")
ZCM4S2	BLANCO	1	55 mm (2")
ZCM2S3	BLANCO	1	55 mm (2")

La metodología empleada en la extracción de tales especímenes, su preparación y ensayo son detallados en la sección de Anexos.

La caracterización mecánica de la roca para este proyecto, comprende la ejecución de ensayos de resistencia a compresión axial y módulo de elasticidad en las muestras anteriores bajo las directrices de la American Society for Testing and Materials en su norma ASTM C 7012. Para mayor claridad de acuerdo a los procedimientos, es recomendable dirigirse a la normativa y hacer una revisión de su contenido. Inicialmente, se desarrollaron varias pruebas de resistencia a compresión con el fin de valorar el rango de capacidad mecánica que podría encontrarse en este tipo de rocas, para luego establecer el esfuerzo limite correspondiente al 40% de la resistencia del material de acuerdo a la norma ASTM C 469.

9.2. RESISTENCIA A COMPRESION UNIAXIAL

Las hojas de cálculo completas de los ensayos de resistencia a compresión de las rocas de presentan en los anexos. Los resultados para los especímenes de 4 pulgadas de la

cantera 3 son resumidos en la tabla 28. Los núcleos de 3” están relacionados en la tabla 29 para la cantera 1.

Tabla 28. *Resultados de resistencia a compresión sobre núcleos de 4 pulgadas extraídos de la cantera 3 para varias inclinaciones. Desarrollado por el autor*

REFERENCIA	*INCLINACIÓN*	*MASA UNITARIA kg/m³*	*RESISTENCIA A COMPRESIÓN ASTM C7012*	
			MPa	*PSI*
L5M2-5º	5º	2370	19,4	2771
L1M5-0º	0º	2510	27,2	3886
L2M4-10º	10º	2520	38,6	5514
L7M4-10º	10º	2490	34,8	4971
L4M1-15º	15º	2450	22,8	3257
L4M3-30º	30º	2360	15,2	2171

Tabla 29. *Resultados de resistencia a compresión sobre núcleos de 3 pulgadas extraídos de la cantera 1 para varias inclinaciones.*

REFERENCIA	*INCLINACIÓN*	*MASA UNITARIA kg/m³*	*RESISTENCIA A COMPRESIÓN ASTM C7012*	
			MPa	*PSI*
S1M2	15º	2460	97,4	13914
S1M4	5º	2430	67,8	9686
S2M2	0º	2360	50,2	7171
S2M5	10º	2400	56,1	8014

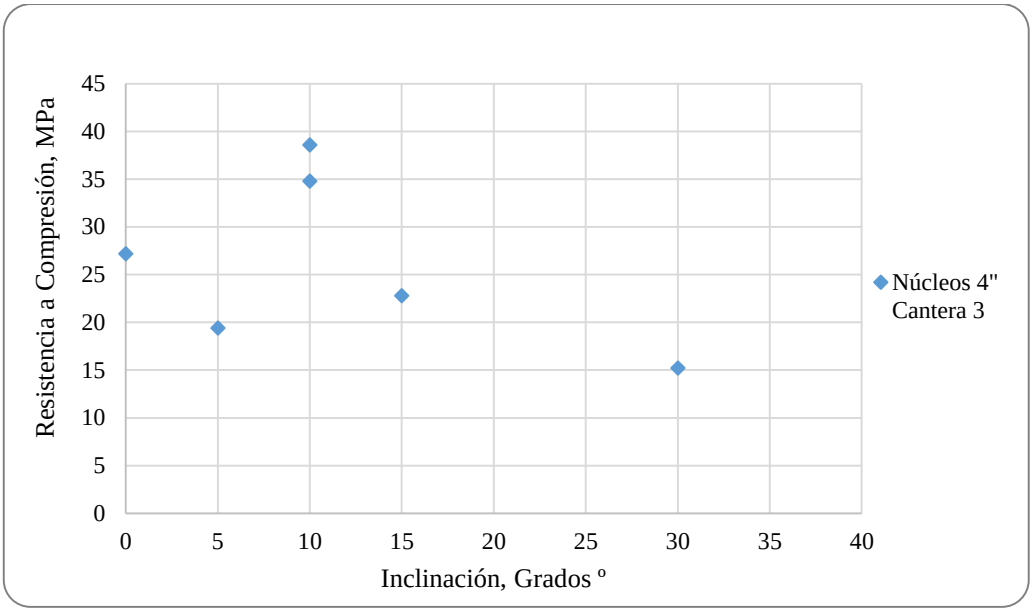


Fig 15. Variación de la resistencia a compresión con la inclinación de la muestra sobre el macizo rocoso.

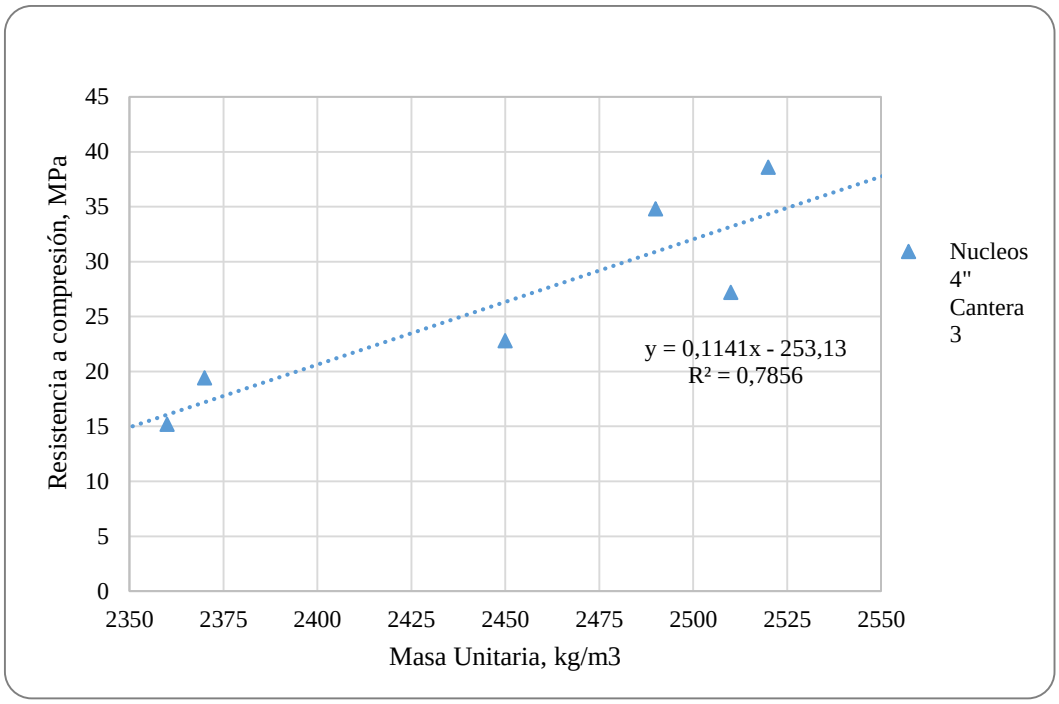


Fig 16. Variación del módulo de elasticidad con la inclinación de la muestra. Desarrollado por el autor.

Por otra parte, la siguiente tabla muestra una serie de ensayos preliminares, donde se el objetivo era determinar los valores de resistencia para muestras de roca caliza de la cantera 1 (Agrenorte). Estas extracciones se desarrollaron a mediados del año 2018 debido a que la idea del uso de muestras de 55 mm (2”) de diámetro para el desarrollo de los ensayos considerados anteriormente tuvo que desecharse ante la incompatibilidad de los equipos de deformación

adquiridos con este tipo de muestras de tales tamaños. Sin embargo, ofrece un escenario valido al presentar algunos valores de resistencia a compresión.

Tabla 30. Resultados de resistencia a compresión sobre núcleos de 2 pulgadas extraídos de la cantera 1 perforando verticalmente el macizo. Desarrollado por el autor.

REFERENCIA	*COLOR*	*MASA UNITARIA KG/M³*	*RESISTENCIA A COMPRESIÓN ASTM C7012*	
			MPA	*PSI*
ZAM7	BLANCO	-	21,0	2997
ZAM2S1	NEGRO	-	46,4	6631
ZCM2S2	NEGRO	-	26,3	3752
ZCM5S2	BLANCO	-	33,6	4797
ZCM3S2	BLANCO	-	19,2	2739
ZAM6S2	BLANCO	2170	19,4	2767
ZCM5	NEGRO	2200	34,5	4926
ZAM4S1	BLANCO	2080	18,1	2585
ZAM4S2	BLANCO	2090	33,8	4832
ZAM7S2	BLANCO	2090	18,3	2619
ZCM3S3	BLANCO	2130	24,5	3500
ZAM5S2	BLANCO	2140	29,9	4264
ZAM5S3	BLANCO	2140	29,7	4247
ZCM4S2	BLANCO	2160	33,3	4755
ZCM2S3	BLANCO	2160	39,0	5565

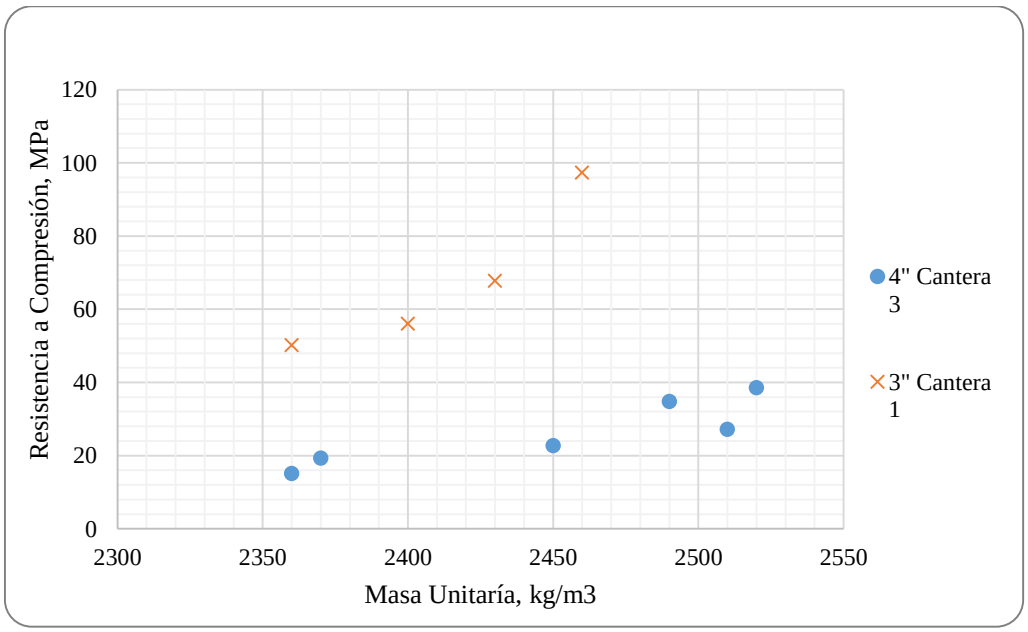


Fig 17. Variación de la resistencia compresión con la masa unitaria del espécimen. Desarrollado por el autor.

Los inconvenientes ocurridos con el uso de muestras cilíndricas de diámetros menores son relativos a la precisión de la máquina de ensayos para la medición de la capacidad de carga, así como la regulación de la tasa de aumento de resistencia al necesitar un equipo de bajo rango de trabajo. Además, el uso de un compresómetro notablemente pequeño para esas muestras de 55 mm, y poco acoplado coherente con las dimensiones regulares de los especímenes de concreto dieron píe para su desuso.

Las rocas, a diferencia del concreto, no presentan una estructura uniforme en toda la sección, lo cual hace tener una alta variabilidad en los parámetros medidos experimentalmente. Normalmente, el ensayo de resistencia a compresión sobre varias muestras de concreto de un mismo lote, y bajo iguales condiciones de curado, variarán en una cantidad muy baja con respecto a la variabilidad presente en las rocas. Esta afirmación es también aplicable a los ensayos de elasticidad sobre muestras de roca, en donde el uso de dos dispositivos de medición de deformación muestra un comportamiento inusual y no esperado.

9.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO.

A partir de la caracterización preliminar del material con el ensayo de resistencia a compresión uniaxial, se procede a determinar las deformaciones y su relación con el esfuerzo mendicante la metodología de ASTCM C7012 como se detalló anteriormente. Inicialmente, la tabla 30 muestra los valores de módulo de elasticidad secante y la relación de Poisson del material presente en la cantera 1 (Agrenorte) en muestras de 3 por 6 pulgadas, usando comparadores de caratula y un dispositivo compresómetro-extensómetro. Las hojas de cálculo son presentadas en los anexos, para mayor claridad.

Tabla 31. *Valores de elasticidad y relación de Poisson sobre núcleos de 3 pulgadas extraídos de la cantera 1.*

REFERENCIA	INCLINACIÓN	MASA UNITARIA kg/m^3	MODULO DE ELASTICIDAD ASTM C7012 MPa	RELACIÓN DE POISSON ASTM C7012
S1M1	15º	2430	54534	0.29
S1M2	15º	2460	50581	0.23
S1M4	20º	2380	40659	0.22

La aplicación de la metodología de la ASTM 7012 sobre los especímenes de roca de 100 mm permitió obtener los resultados resumidos en la siguiente tabla. Los valores de deformación longitudinal fueron medidos tres veces con dos dispositivos de medición; galgas extensométricas y comparadores de caratula unidos a un dispositivo compresómetro-extensómetro. Mientras tanto, la deformación lateral no fue valorada en estas muestras.

Tabla 32. *Valores de elasticidad bajo dos métodos de medición de deformación sobre núcleos de roca de 4 pulgadas de la cantera 3. El adhesivo utilizado fue cianoacrilato Pinzuar*

REFERENCIA	INCLINACIÓN	MASA UNITARIA kg/m^3	CICLO	MODULO DE ELASTICIDAD ASTM C7012	
				DIALES	GALGAS
L2M1-0º	0º	2450	1	38606	76994
			2	40343	77872
			3	40414	76660
L7M1-5º	5º	2500	1	28321	74539
			2	28123	74333
			3	26751	74239
L1M2-10º	10º	2480	1	21398	24016
			2	20390	24191
			3		
L7M2-15º	15º	2400	1	23086	
			2	22373	
			3	21940	
L2M3-20º	20º	2500	1	32806	54449
			2	33139	54654
			3	33175	55446
L1M3-20º	20º	2520	1	16837	29597
			2	16905	29141
			3	16213	28459
L6M4-25º	25º	2470	1	36929	56043
			2	37065	54813
			3	37208	54196

L7M5-30º	30º	2500	1	30176	37418
			2		
			3		
L5M1-35º	35º	2490	1	35838	81596
			2	35095	83328
			3	34740	83325

La idea de ensayar cada muestra en hasta 3 pruebas individuales con registro de deformaciones, ofrece un panorama sobre el comportamiento del material ante el fenómeno de carga y descarga que puede llevar a la falla por fatiga del material para grandes ciclos de carga.

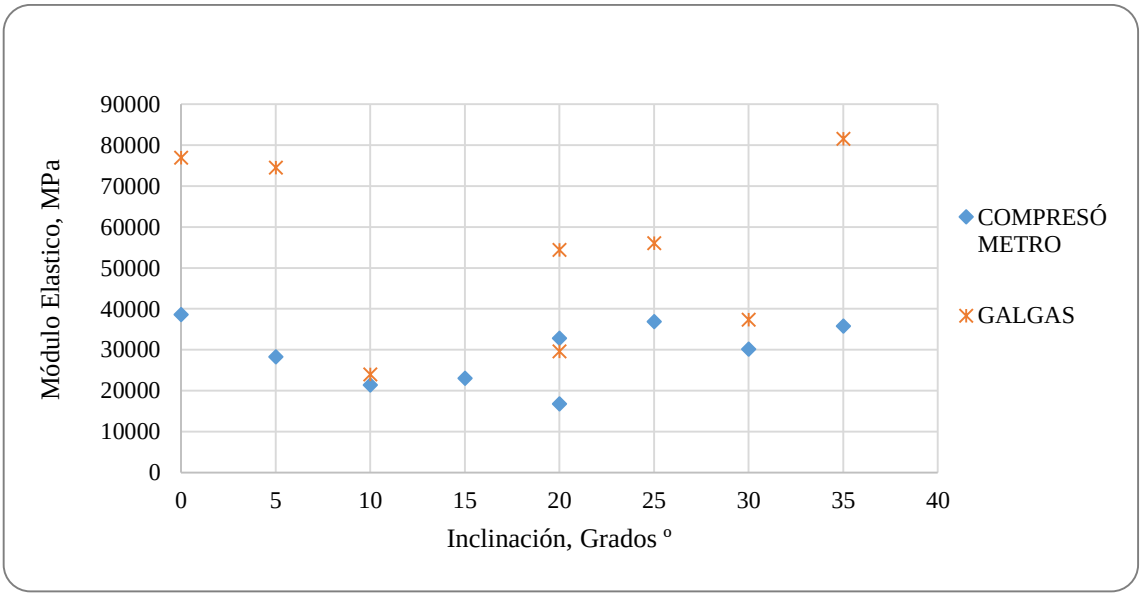


Fig 18. Comportamiento del módulo elástico con la inclinación de la muestra. Desarrollado por el autor.

9.4. ADHESIVOS PARA GALGAS EXTENSOMETRICAS.

La variabilidad presente en el ensayo de módulo de elasticidad usando galgas extensométricas (ver tabla 31), llevo a la revisión de algunos aspectos que podrían afectar el valor del módulo medido con esta metodología. La revisión de la calibración del dispositivo, la ubicación de la resistencia sobre la muestra, la variación del tipo de adhesivo usado sobre muestras de roca y concreto, y hasta una revisión del funcionamiento del equipo por parte del fabricante fue necesaria para tener la mayor fiabilidad sobre los resultados mostrados.

También, fue necesario ensayar muestras de control usando materiales más homogéneos que la misma roca; el concreto.

Se probaron 4 tipos de adhesivos para averiguar si las mediciones de deformación arrojadas por las galgas extensométricas presentaban algún tipo de erro inducido por tal variable. El uso de dos tipos de cianoacrilatos, una resina époxica y un pegamento con polímero fueron usado para este fin.

Tabla 33. *Valores de elasticidad bajo dos métodos de medición de deformación sobre núcleos de roca de 4 pulgadas de la cantera 3. El adhesivo utilizado fue cianoacrilato Pinzuar.*

REFERENCIA	MASA UNITARIA kg/m^3	PRUEBA	MÓDULO DE ELASTICIDAD ASTM C7012 MPa				
			DIALES	RESINA ÉPOXICA	CIANOACRILATO PINZUAR	POLÍMERO MS	CIANOACRILATO AFIX
L7M1-5º	2500	1	31154	157349	47269		
		2	31041			410831	25265
L2M3-20º	2500	1	37190		17728		191479
CALIZA-0º	2590	1	62126		77654		87768
CONCRETO 5000 PSI	2210	1	27676		26962		29401

9.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

A continuación, se mostrará el análisis estadístico de tipo descriptivo de la información experimental obtenida en laboratorio sobre el módulo elástico y la resistencia a comprensión de la roca. Parámetros como la media, moda, mediana, varianza, desviación estándar, recorrido intercuartílico, entre otros. Todo ello apuntado a la descripción de las características espaciales de la muestra.

En base a los datos de resistencia a compresión y elasticidad de la cantera 3, se muestran a continuación los resultados de algunos estadísticos obtenidos utilizando el software Microsoft Office Excel 2016.

Tabla 34. *Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de compresión en roca de la cantera 3 (Agresucre). Desarrollado por el autor.*

COMPRESIÓN 4" CANTERA 3		
Estadístico	Valor	Unidad
Media $\bar{X}$	26,3333333	MPa
Error típico **Z**	3,68516546	MPa
Mediana $\mathbf{M_e}$	25	MPa
Moda $\mathbf{M_o}$	No	
Desviación estándar **S**	9,02677499	MPa
Varianza de la muestra $\mathbf{S^2}$	81,4826667	MPa^2
Curtosis $\mathbf{A_p}$	-1,44115809	
Coeficiente de asimetría $\mathbf{A_s}$	0,28386409	
Rango **R**	23,4	MPa
Mínimo $\mathbf{X_{mín}}$	15,2	MPa
Máximo $\mathbf{X_{máx}}$	38,6	MPa
Suma	158	MPa
Cuenta	6	
Nivel de confianza (95,0%)	9,47301938	
Cuartil 1 $\mathbf{Q_1}$	18,35	MPa
Cuartil 2 $\mathbf{Q_2}$	25	MPa
Cuartil 3 $\mathbf{Q_3}$	35,75	MPa
Rango intercuartil $\mathbf{Q_3-Q_1}$	17,4	MPa
Desviación cuartil $\mathbf{(Q_3-Q_1)/2}$	8,7	MPa
Coeficiente de desviación cuartil $\mathbf{C_Q=(Q_3-Q_1)/(Q_3+Q_1)}$	0,32162662	

Tabla 35. *Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de elasticidad en roca de la cantera 3.*

ELASTICIDAD 4" CANTERA 3			
Estadístico	Valor Compresómetro	Valor Galgas	Unidad
Media $\bar{X}$	29333,0254	54331,577	MPa
Error típico **Z**	2521,89559	7888,8847	MPa
Mediana $\mathbf{M_e}$	30175,945	55246,0222	MPa
Moda $\mathbf{M_o}$	No	No	
Desviación estándar **S**	7565,68677	22313,1355	MPa
Varianza de la muestra $\mathbf{S^2}$	57239616,3	497876015	MPa^2
Curtosis $\mathbf{A_p}$	-1,09471558	-1,7410795	
Coeficiente de asimetría $\mathbf{A_s}$	-0,42391767	-0,13147208	
Rango **R**	21768,248	57580,1717	MPa
Mínimo $\mathbf{X_{mín}}$	16837,4029	24016,273	MPa
Máximo $\mathbf{X_{máx}}$	38605,6509	81596,4447	MPa
Suma	263997,228	434652,616	MPa
Cuenta	9	8	
Nivel de confianza(95,0%)	5815,50166	18654,2481	
Cuartil 1 $\mathbf{Q_1}$	22242	31552	MPa
Cuartil 2 $\mathbf{Q_2}$	30176	55246	MPa
Cuartil 3 $\mathbf{Q_3}$	36383	76380	MPa
Rango intercuartil $\mathbf{Q_3-Q_1}$	14141	44828	MPa
Desviación cuartil $\mathbf{(Q_3-Q_1)/2}$	7070,658	22413,991	MPa
Coeficiente de desviación cuartil $\mathbf{C_Q=(Q_3-Q_1)/(Q_3+Q_1)}$	0,24121506	0,41533368	

De lo anterior, se derivan los siguientes gráficos de caja y bigote o BoxPlot que muestran la distribución de la muestra al dividir la muestra en 4 fracciones iguales llamadas cuartiles. Este último permite comparar y analizar el grado de dispersión de los datos respecto a los valores medios (promedio y mediana).

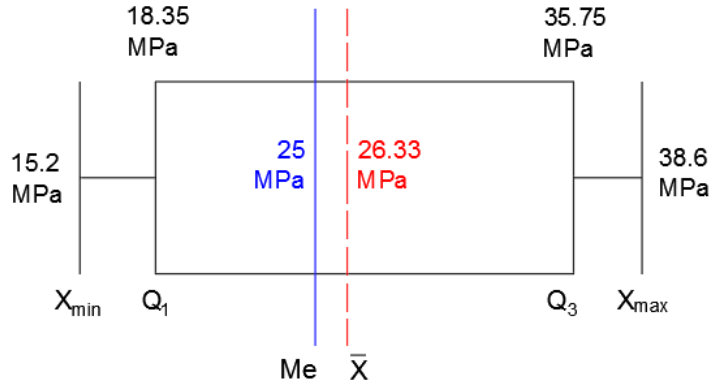


Fig 19. Boxplot de los datos de resistencia tomados de la cantera 3 sobre núcleos de 4". Desarrollado por el autor

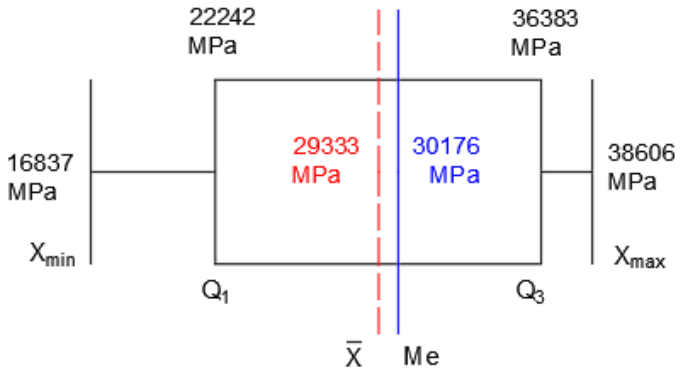


Fig 20. Boxplot de los valores de módulo de elasticidad estimados con compresómetros de muestras de roca de 4" de la cantera 3. Desarrollado por el autor.

Del estudio de la figura 19 y 20, se nota que los datos de resistencia presentan mucha mayor dispersión que los datos de elasticidad. Es decir, se presenta una menor variabilidad en los datos módulo de elasticidad con respecto a los de resistencia a compresión de la misma zona de la formación Toluviejo, con respecto a los valores medios. Por otro lado, el 50% de los datos de resistencia tienen valores inferiores al promedio, mientras que esta tendencia es contraria para los datos de elasticidad. Lo anterior sugiere que algunos datos de resistencia se inclinan más hacía el límite superior, mientras que los datos de elasticidad lo hacen hacia el extremo inferior, mostrando comportamientos opuestos.

Por otra parte, llama la atención el hecho de que los datos de módulo de elasticidad se encuentren más agrupadas hacia los valores medios, mostrando menos variabilidad, que los correspondientes a los valores de elasticidad. Este hecho muestra un comportamiento poco coherente con los valores de resistencia, mostrando cierto grado de independencia por parte del módulo elástico de la roca sobre su resistencia a compresión. Este hecho dificulta una correlación directa entre estas variables que comúnmente se encuentran asociadas en expresiones que asumen una dependencia directa y proporcional de la una a la otra.

Los resultados de resistencia a compresión fluctúan entre 15 y 39 MPa, mientras que su elasticidad es valorada entre 17 y 39 GPa. Al ser un tipo de roca con evidentes planos de

anisotropías, mostrando alta porosidad y discontinuidades apreciables, es esperado tal comportamiento.

De forma sorpresiva, los resultados de modulo elástico usando galgas extensométricas para el registro de la deformación de los elementos de prueba arrojó valores totalmente alejados de aquellos obtenidos con compresómetros. Ello muestra una alta sensibilidad de este material con respecto al método de medición de las deformaciones, siendo este un tema poco tenido en cuenta muchas veces. Sin importar el tipo de adhesivo utilizado, los resultados con el uso de galgas extensométricas fueron casi del doble respecto a los datos obtenidos con compresómetros, mostrando la mayor dispersión en los datos obtenidos.

Cabe anotar, que el ensayo de módulo de elasticidad en roca definido por la ASTM C7012 acepta el uso de galgas, LVDT's o compresómetros para la medición de deformación, pero la norma ASTM C 469, específica para concreto, sugiere el uso de dos compresómetros diametralmente opuestos o de un dispositivo compresómetro-extensómetro para el desarrollo del ensayo (C09 Committee, 2014; D18 Committee, 2014). Luego, se asume que los datos registrados con las galgas extensométricas, a pesar de ser cuidadosamente medidos, no representan adecuadamente las propiedades de deformación de este tipo de roca porosa en particular.

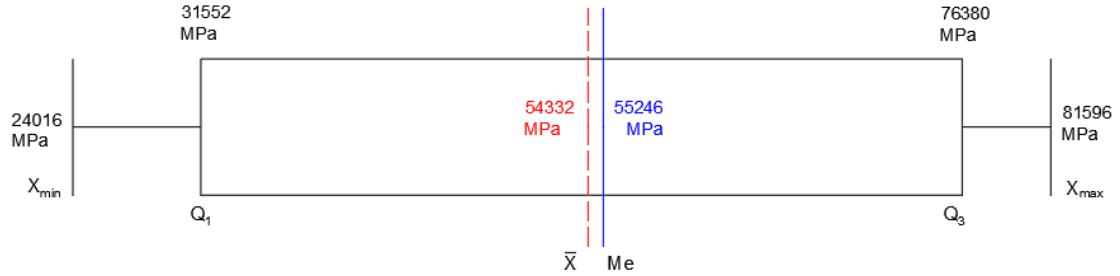


Fig 21. Boxplot de los valores de módulo de elasticidad estimados con galgas extensométricas de muestras de roca de 4" de la cantera 3. Desarrollado por el autor.

Por otra parte, los ensayos sobre el material presente en la cantera 1 (Agrenorte) fueron escasos, sin embargo, son considerados a continuación dada su extrema disimilitud con los anteriores. La zona de labores de la cantera 3 (Agresucre) se ubicas sobre el mismo flanco de la formación Toluviejo, pero, en zonas relativamente cercanas a unos 3 kilómetros de distancia.

Sin duda alguna, este material presenta mejores propiedades mecánicas que el anteriormente estudiado, dado por sus altos valores de resistencia y elasticidad. A continuación, se muestran los datos recolectados en núcleos de roca de 3" de diámetro y H/D de 2.0

Tabla 36. *Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de resistencia a compresión en roca de la cantera 1. Desarrollado por el autor.*

COMPRESIÓN 3" CANTERA 1		
Estadístico	Valor	Unidad
Media $\bar{X}$	67,875	MPa
Error típico **Z**	10,4991567	MPa
Mediana $\mathbf{M_e}$	61,95	MPa
Moda $\mathbf{M_o}$	No	
Desviación estándar S	20,9983134	MPa
Varianza de la muestra $\mathbf{S^2}$	440,929167	MPa^2
Curtosis $\mathbf{A_p}$	1,53160622	
Coeficiente de asimetría $\mathbf{A_s}$	1,33806978	
Rango **R**	47,2	MPa
Mínimo $\mathbf{X_{mín}}$	50,2	MPa
Máximo $\mathbf{X_{máx}}$	97,4	MPa
Suma	271,5	MPa
Cuenta	4	
Nivel de confianza(95,0%)	33,4130025	
Cuartil 1 $\mathbf{Q_1}$	51,675	MPa
Cuartil 2 $\mathbf{Q_2}$	61,95	MPa
Cuartil 3 $\mathbf{Q_3}$	90	MPa
Rango intercuartil $\mathbf{Q_3-Q_1}$	38,325	MPa
Desviación cuartil $\mathbf{(Q_3-Q_1)/2}$	19,1625	MPa
Coeficiente de desviación cuartil $\mathbf{C_Q=(Q_3-Q_1)/(Q_3+Q_1)}$	0,2705135	

Tabla 37. *Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de elasticidad en roca de la cantera 1. Desarrollado por el autor.*

ELASTICIDAD 3" CANTERA 1		
Estadístico	Valor	Unidad
Media $\bar{X}$	48180,4756	MPa
Error típico **Z**	2947,05757	MPa
Mediana $\mathbf{M_e}$	48764,4214	MPa
Moda $\mathbf{M_o}$	No	
Desviación estándar **S**	5894,11514	MPa
Varianza de la muestra $\mathbf{S^2}$	34740593,2	MPa^2
Curtosis $\mathbf{A_p}$	-0,06300298	
Coeficiente de asimetría $\mathbf{A_s}$	-0,51133113	
Rango **R**	13874,7574	MPa
Mínimo $\mathbf{X_{mín}}$	40659,1511	MPa
Máximo $\mathbf{X_{máx}}$	54533,9085	MPa
Suma	192721,902	MPa
Cuenta	4	
Nivel de confianza(95,0%)	9378,85247	
Cuartil 1 $\mathbf{Q_1}$	42231	MPa
Cuartil 2 $\mathbf{Q_2}$	48764	MPa
Cuartil 3 $\mathbf{Q_3}$	53546	MPa
Rango intercuartil $\mathbf{Q_3-Q_1}$	11314,5945	MPa
Desviación cuartil $\mathbf{(Q_3-Q_1)/2}$	5657,29725	MPa
Coeficiente de desviación cuartil $\mathbf{C_Q=(Q_3-Q_1)/(Q_3+Q_1)}$	0,11813477	

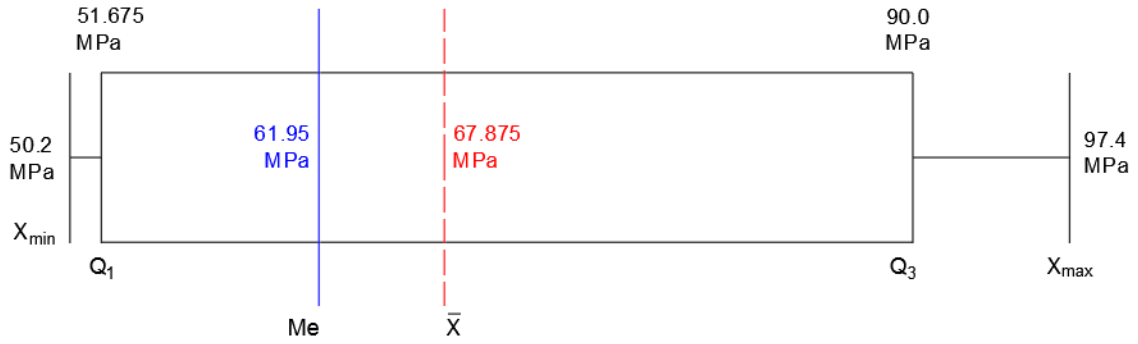


Fig 22. Boxplot de los datos de resistencia tomados de la cantera 1 sobre núcleos de 3". Desarrollado por el autor.

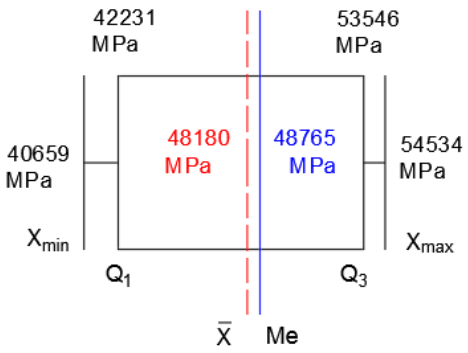


Fig 23. Boxplot de los valores de módulo de elasticidad estimados con compresómetros de muestras de roca de 3" de la cantera 3. Desarrollado por el autor.

Para estos datos, se mantiene la tendencia en la cual los valores de elasticidad se ubican menos dispersos respecto a los valores medios que aquellos datos de resistencia a compresión. De igual forma, el 50% de los datos de elasticidad se ubican por encima del promedio de los datos, pero en un grado muy pequeño, mientras que los de resistencia se comportaron inversamente y en un grado más pronunciado. Por su parte, las mediciones de resistencia a compresión mostraron alta dispersión con el 50% de los datos tendiendo por debajo del promedio.

Si bien es cierto que se mantiene la tendencia anterior, la cantidad de ensayos no permite hacer mayor análisis sobre estos mismo, si muestra un escenario muy favorable para el desarrollo de la tecnología del concreto. Esto, al tener valores de resistencia a compresión axial por encima de 50 MPa y hasta los 90 MPa, cuando en la cantera 3 no se sobrepasó la barrera de los 40 MPa. De igual forma, el módulo elástico en la cantera 1 se centra en un rango de 40 a 55 GPa, mientras que para la cantera 3 los datos arrojan un rango de 16 GPa a casi 40 GPa.

Estamos en un escenario incomodo, en el cual se muestra la variabilidad de la calidad del material al pasar de una zona a otra. Ello incide indudablemente en los valores mecánicos del concreto que se desarrolle a partir de estos agregados pétreos. Sin embargo, también nos presenta valores de resistencia a compresión y elasticidad de alta calidad, comparables con los de agregados tan rígidos como el basalto. Por ello, es de vital importancia el desarrollo de

nuevos ensayos para precisar de mejor modo las limitaciones y alcances de este yacimiento de roca caliza.

Tabla 38. *Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de resistencia a compresión en zona de estudio sobre la formación Toluviejo. Desarrollado por el autor.*

COMPRESIÓN CANTERA 1 y 3		
Estadístico	Valor	Unidad
Media $\bar{X}$	42,95	MPa
Error típico Z	8,07733798	MPa
Mediana M_e	36,7	MPa
Moda M_o	No	
Desviación estándar S	25,5427855	MPa
Varianza de la muestra S^2	652,433889	MPa^2
Curtosis A_p	0,96018996	
Coeficiente de asimetría A_s	1,1025435	
Rango R	82,2	MPa
Mínimo $X_{mín}$	15,2	MPa
Máximo $X_{máx}$	97,4	MPa
Suma	429,5	MPa
Cuenta	10	
Nivel de confianza (95,0%)	18,272208	
Cuartil 1 Q_1	33,8	MPa
Cuartil 2 Q_2	36,7	MPa
Cuartil 3 Q_3	63,4	MPa
Rango intercuartil Q_3-Q_1	29,6	MPa
Desviación cuartil $(Q_3-Q_1)/2$	14,8	MPa
Coeficiente de desviación cuartil $C_Q=(Q_3-Q_1)/(Q_3+Q_1)$	0,30452675	

Tabla 39. *Estadísticos obtenidos de los resultados de la prueba de módulo de elasticidad en zona de estudio sobre la formación Toluviejo. Desarrollado por el autor.*

ELASTICIDAD CANTERA 1 y 3		
Estadístico	Valor	Unidad
Media $\bar{X}$	35132,2408	MPa
Error típico Z	3147,89564	MPa
Mediana M_e	35837,9486	MPa
Moda M_o	No	
Desviación estándar S	11349,8992	MPa
Varianza de la muestra S^2	128820211	MPa^2
Curtosis A_p	-0,68119347	
Coeficiente de asimetría A_s	0,13098625	
Rango R	37696,5055	MPa
Mínimo $X_{mín}$	16837,4029	MPa
Máximo $X_{máx}$	54533,9085	MPa

Suma	456719,131	MPa
Cuenta	13	
Nivel de confianza (95,0%)	6858,67542	
Cuartil 1 Q_1	25703,7304	MPa
Cuartil 2 Q_2	35837,9486	MPa
Cuartil 3 Q_3	43803,2598	MPa
Rango intercuartil Q_3-Q_1	18099,5294	MPa
Desviación cuartil (Q_3-Q_1)/2	9049,76468	MPa
Coeficiente de desviación cuartil C_Q=(Q_3-Q_1)/(Q_3+Q_1)	0,26039869	

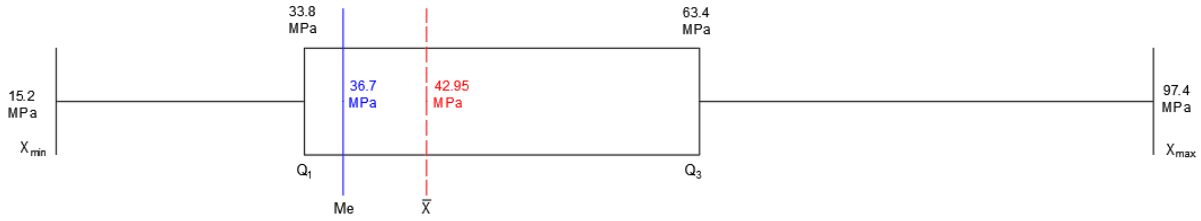


Fig 24. Boxplot de los datos de resistencia evaluados sobre muestras de las canteras 1 y 3. Desarrollado por el autor.

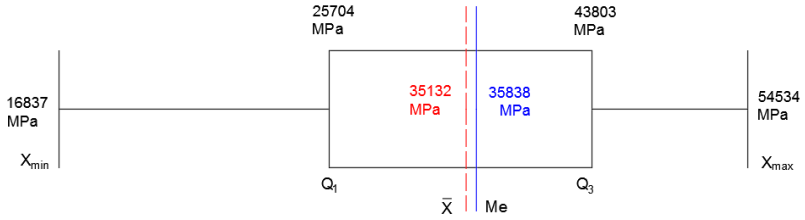


Fig 25. Boxplot de los valores de módulo de elasticidad estimados con compresómetros sobre muestras de las canteras 1 y 3. Desarrollado por el autor.

Es pertinente hacer una comparación de estos datos en conjunto, a modo de conocer el comportamiento global de la formación Toluviejo en esa zona intermedia. El hecho de que la forma de explotación utilizada en la producción de agregado no desarrolle una etapa de clasificación del material en cuanto a su calidad, hace que, en la realidad, el material calizo se encuentre mezclado. Es decir, el agregado de rocas débiles con bajo modulo se combina con aquel de rocas fuertes de alto módulo, dada la variabilidad del material. Es importante señalar que, dentro de una misma zona de explotación, la calidad del material visualmente varía mucho.

Como se vio anteriormente, los datos de resistencia presentan una mayor dispersión respecto a aquellos de elasticidad en relación a la mitad de los datos y su promedio. Ello

muestra que se tiene un gran rango de valores para la resistencia de la roca con algunos datos extremos, mientras que los datos de elasticidad se ubican más unidos y menos dispersos respecto a los datos medios. La resistencia se sitúa en un rango entre 15 y 100 MPa con un promedio de 43 MPa, mientras la elasticidad se ubica entre 16 y 55 GPa con un promedio de 35 GPa.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- ✓ El tamaño máximo del agregado grueso en la mezcla de concreto no presenta una tendencia clara sobre su efecto sobre el módulo elástico del concreto. Ante ello, se requiere fomentar experimentación específica sobre el tema, expandiendo el análisis de variables conexas a los agregados para entender de mejor manera los procesos que ocurren en la medición de la rigidez del concreto. Al usar este parámetro como un índice de la calidad del agregado, puede que el efecto de la gradación del agregado sobre E_c sea más bien definido por la distribución de tamaños de las partículas y no por el tamaño máximo de las mismas.

- ✓ Respecto al efecto del tipo de agregado grueso sobre el valor del módulo elástico, hay una evidente influencia que afecta fuertemente E_c. Así, los concretos con agregados calcáreos parecen tener una ventaja importante respecto al resto de agregados para concreto (basalto, cuarcita, granito, etc), más aún cuando sus propiedades mejoran la unión agregado-matriz por el buen enlace químico entre el agregado y la pasta. Por otra parte, el agregado de granito parece no ser una buena opción si se quiere aumentar la rigidez del concreto, pues sus altas deformaciones causan una disminución del módulo. Sin embargo, las propiedades del material de un sitio u otro pueden variar notablemente y por ello deben ser reafirmadas mediante ensayos.

- ✓ Sorpresivamente, en concretos de alta resistencia y de tipo normal, aquellos materiales con las mayores propiedades resistentes no alcanzaron las mayores elasticidades. Ello es explicado por la alta rigidez de los agregados, que, al tener una mala compatibilidad elástica con la pasta, genera concentraciones de esfuerzo en la interface que propician o precipitan la falla del concreto.

A nivel microestructural esto se causan mayores microgrietas en la interface agregado-matriz, que al aumentar el nivel de esfuerzo se entrelazan unas con otras formando zonas débiles no homogéneas en el concreto, y precipitando así su resistencia. Se sugiere que los agregados sean seleccionados según su relación modular con la pasta de cemento endurecida (E_a/E_{pa}), pues mientras este valor sea más cercano a la unidad no se esperan concentraciones de esfuerzo que limiten la resistencia del concreto ni su elasticidad.

- ✓ El módulo de elasticidad del agregado grueso influencia grandemente el comportamiento esfuerzo deformación del concreto. El módulo del agregado natural aumenta de forma proporcional al módulo del concreto, mientras que para niveles más altos de resistencia a compresión el efecto es más significativo. Se concluye, además, que E_a correlaciona muy bien con el módulo elástico del concreto, pero no con su resistencia. Se debe prestar cuidado a altos valores de elasticidad en el agregado, pues modifican el comportamiento dúctil del concreto para altas resistencias, lo cual afecta tanto el valor del módulo como el comportamiento del concreto.

Sin dar lugar a dudas, este parámetro es más diciente del comportamiento elástico del agregado grueso que cualquier otro, pues mide directamente su capacidad de deformación ante cargas. Es un error intentar correlacionar la resistencia a compresión de la roca con el valor del módulo, pues su correlación no es abiertamente expresa y válida para todos los tipos de roca. El hecho que el granito tenga altos valores de

compresión y bajos modulo elástico, señala que es necesario valorar la elasticidad de la roca para entender el comportamiento del concreto.

- ✓ Las propiedades del agregado son tan importantes como la relación agua/cemento para entender el comportamiento mecánico y elástico del concreto. El agregado en el concreto alcanza valores cercanos a 50% de su volumen y peso, así, las propiedades de este componente son, como mínimo, necesarias para predecir las características del concreto, más que su resistencia a compresión. Se resalta que, según lo establecido por Tanesi et al. (2017), el módulo elástico es la única propiedad que correlacionó de forma adecuada con los valores de rigidez y resistencia del concreto, mientras que, por su parte, la resistencia a compresión del concreto ofrece una predicción de la elasticidad del concreto con solo un 50% de efectividad (Lizarazo & López, 2011).

- ✓ Respecto a la mineralogía del agregado, es notable que dentro de un mismo tipo de grupo geológico (calizas, basaltos, areniscas, etc.) se obtienen variaciones en el módulo y la resistencia del concreto. Debido a que la mineralogía responde a la historia de meteorización y formación de la roca, muestra en primer lugar como será el comportamiento del concreto a producir. La buena afinidad química de los agregados calcáreos, los ubican como la mejor opción para aumentar el módulo elástico desde este enfoque, sobre agregados como el basalto y el granito.

- ✓ Variables como la textura y forma del agregado tienen una marca influencia sobre E_c, pues al estar en contacto directo con la interface agregado matriz, sus características pueden ayudar a mejorar la elasticidad del concreto. Al estar la elasticidad vinculada con las propiedades de sus componentes, una textura suave causa un aumento del

módulo en concretos con agregados livianos. Para concretos de mayor resistencia y con agregados naturales, no se tiene un comportamiento modelable, por ello, se deben analizar estudios al respecto con mayor profundidad

- ✓ La relación agua/cemento tiene un efecto esperado sobre la elasticidad del concreto, al igual que en la resistencia a compresión, una reducción en ella causa un aumento del módulo elástico del concreto. Sin embargo, para efectos comparativos, un concreto de alta resistencia no necesariamente debe tener un alto modulo elástico, pues su comportamiento elástico no es directamente dependiente únicamente de la resistencia. Ahora, concretos de alta resistencia, muestran un comportamiento frágil como el de la mayoría de las rocas, mientras que a medida que la relación agua/cemento crece la ductilidad del concreto se hace, cada vez, más evidente.

- ✓ En base a los trabajos de Tanesi et al. (2017) y Yıldırım & Sengul (2011), el uso de materiales cementantes suplementarios tiene un efecto retardante sobre el valor del módulo elástico y la resistencia a compresión del concreto en alta resistencia. Mientras tanto, el efecto de la cantidad de reemplazo de cemento por estos compuestos no tiene un comportamiento claro, pues este parámetro afecta la fracción volumétrica del agregado en el concreto.

- ✓ Respecto a las propiedades de la interface agregado-matriz encontramos que: 1. La mineralogía del agregado ofrece gran influencia sobre E_c, pues aquellos agregados con mayor afinidad química pueden lograr ITZ menos porosas y, por tanto, de mejor comportamiento mecánico. 2. La porosidad de la interface es controlada por la relación agua/cemento y la absorción del agregado grueso, donde los concretos con pastas más

densas y homogéneas (HSC) muestran un incremento en la unión agregado-matriz y en las propiedades elásticas y mecánicas del concreto. 3. Es la interface la que controla las propiedades elásticas del concreto a edad temprana, de ahí que el comportamiento del mismo este influenciado por su compatibilidad física y química con el agregado grueso, al igual que con la calidad de la pasta de cemento (a/c).

- ✓ Algunos parámetros de ensayo tienen mayor incidencia en el valor final del módulo. En ese sentido, la edad de curado muestra un comportamiento que depende del tipo de agregado y del nivel de resistencia del concreto, en menor grado. Sin embargo, es a edad temprana (< 28 días) cuando se tienen las mayores tasas de aumento de rigidez en el concreto, mientras que a edades tardías el agregado y el nivel de resistencia definen el comportamiento. Por otra parte, la terminación de los bordes de prueba afecta el valor de E_c, donde la almohadilla de neopreno presenta las mayores dispersiones a nivel elástico y mecánicos. Ello fue corroborado con el desarrollo de los ensayos mecánicos en rocas donde la almohadilla falló al primer uso, dadas las altas cargas.

- ✓ Durante la evaluación experimental del módulo de elasticidad del concreto, cuanto menor sea el porcentaje de esfuerzo sobre el cual se evalúa el módulo elástico, mayor será su valor, ello demuestra que la curva esfuerzo deformación del concreto no es completamente lineal. Ahora, parece ser que la disminución del diámetro de los cilindros de prueba causa un incremento en el módulo. Por otro lado, el uso de cubos o cilindros para evaluar E_c se espera que genere un aumento del valor medido si se usas elementos primaticos en vez de muestras cilíndricas. Además, esto puede ser explicado por el efecto que pueda tener la menor relación de esbeltez de los cubos de concreto sobre el aumento de esfuerzo medido.

- ✓ Otro aspecto a señalar es el uso de ciertos dispositivos o equipos para medir o registrar las deformaciones en el concreto. Estudios señalan que los compresómetros con diales y las galgas extensométricas ofrecen registros con menores dispersión que los LVDT's, mientras que los equipos DIC ofrecen escenarios a la altura de los compresómetros. Sin embargo, los estos últimos limitan el desarrollo de los ensayos al no poder medir registrar completamente las deformaciones hasta la falla del material, cosa que los equipos con galgas pueden desarrollar a un costo muy bajo. Los equipos DIC son los más novedosos y precisos, pero de igual forma, los más costosos y poco accesibles.

- ✓ Respecto a los códigos de diseño, se afirma que todos los estudios presentaron inconvenientes con la correlación entre los datos experimentales y los valores del módulo. En Colombia, la normativa ACI 318 sobrestima los valores experimentales, por cuando esta expresión no valora las propiedades del agregado, así como los códigos NSR 98 y EN 1992-1-1 (2004). Es inquietante saber que ninguna de estas expresiones considera los fenómenos anteriormente conducidos, ello explica los valores altamente sobrestimados por NSR 10 y NSR 98 del 50% para agregado de Bogotá y Bucaramanga. Cabe anotar que el reciente ACI 318-19 señala que el valor de modulo calculado con la expresión, debe ubicarse entre ± 20% del valor de referencia y no 50%.

  Ante tal situación, se deben desarrollar proyectos de caracterización elástica en todo el país, debido a la gran variabilidad geológica inherente de este material, de modo que se puedan adicionar variables a las ya conocidas (resistencia del concreto y su peso unitario) para mejorar el grado de estimación de E_c. Es claro que se debe ser más

consiente a la hora de usar estas expresiones, sugiriendo más bien el uso de ensayos experimentales en proyectos donde la rigidez sea quien predomine en las condiciones de diseño.

Algunos estudios señalan que, en la ecuación propuesta para estimar el módulo elástico bajo metodología americana, el exponente 0.5 sobre la resistencia a compresión es satisfactorio y representativo de los datos (Adrian Pauw, 1960; Lizarazo & López, 2011). Sin embargo, este parámetro no es el más influyente ni el predictor de los valores de elasticidad del concreto. Por otra parte, las ecuaciones para la estimación del módulo elástico propuestas por Adrian Pauw en 1970 no han tenido actualización alguna o siquiera un estudio para comprobar su veracidad, donde incluso en USA, los valores medidos experimentalmente no correlacionan bien con los datos obtenidos con el uso del ACI 318 (Tanesi et al., 2017). Caso similar el que sucede con la metodología propuesta por el FIB-CEB.

- ✓ Por último, los estudios de mecánica de rocas desarrollado en este proyecto mostraron gran variabilidad mecánica de la roca caliza usada para producir concreto en Sucre y sus alrededores. A pesar de que el tamaño muestral no fue el deseado, se obtuvieron datos de referencia sobre las propiedades mecánicas y de deformación de un material que no tenía antecedente de este tipo.

Los altos costos en las labores de muestreo, así como la poca experiencia en el desarrollo de estudios de mecánica de rocas dificultaron aún más las tareas propuestas. Sin embargo, se logró evidenciar que el módulo elástico de la roca caliza oscila entre 17 y 55 GPa, mientras que la resistencia a la compresión se ubica entre 15 y 100 MPa.

Los métodos de extracción de rocas para la producción de agregados, sin el agrupamiento por niveles de calidad, muestra que tanto agregados débiles como rígidos se encuentran mezclados unos con otros en estas plantas, y que sus efectos sobre las propiedades del concreto deben ser estudiados a fondo.

Al contener la cantera 3 (Agresucre) rocas más porosas que aquellas de la cantera 1 (Agrenorte), sus propiedades mecánicas fueron siempre menores. Mientras que la cantera 1, al explotar sobre el núcleo de una montaña, muestra mejores parámetros mecánicos y elásticos que sugieren un alto potencial para el desarrollo de concretos de alto desempeño con altas rigideces.

De los resultados se resaltan los malos valores de elasticidad medidos por las galgas extensométricas sobre la roca caliza de la cantera 3, el módulo medido con este tipo de dispositivos mostró medidas del orden de 2 veces el valor obtenido con el compresometro con comparadores de caratulas digitales. De lo cual, se afirma que este tipo de dispositivos no son recomendables para ensayos en este tipo de rocas.

Además, el uso de varios tipos de adhesivos mostró la gran sensibilidad de este equipo ante factores externos y su gran dispersión en los resultados medidos. El uso de Cianoacrilato es recomendado para la evaluación de las propiedades de deformación en compuestos como el concreto y el mortero. Por otra parte, el uso de mortero de azufre para el refrentado de muestras de roca parece ser una muy buena opción en cuanto al cumplimiento de las condiciones de planitud y ortogonalidad de la norma ASTM C 7012, contrariamente, el uso de almohadillas de neopreno de dureza shore A 65 mostró

no ser adecuada en la evaluación mecánica de núcleos de roca, incidiendo en la posición de la muestra de forma negativa.

11. GLOSARIO DE TERMINOS

CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA: Se refiere a aquellos concretos con resistencias a compresión uniaxiales a 28 días mayores a 41 MPa (6000 psi), según el marco americano ACI 363 (ACI Committee 363, 1992b).

CONCRETO DE RESISTENCIA NORMAL: Se refiere a aquellos concretos con resistencias a compresión uniaxiales a 28 días entre 17 MPa (2400 psi) y 41 MPa (6000 psi), según el valor límite de resistencia mínima para concretos en Colombia (AIS, 2010).

CONCRETO DE BAJA RESISTENCIA: Se refiere a aquellos concretos con resistencias a compresión uniaxiales a 28 días inferiores a 17 MPa (2400 psi), según el valor límite de resistencia mínima para concretos en Colombia (AIS, 2010).

GALGAS EXTENSOMENTRICAS: Son resistencias eléctricas que se usan para medir deformaciones sobre distintos materiales. Su funcionamiento atiende al circuito de puente de Wheatstone, donde un cambio en la resistividad de estos elementos es transformado en deformaciones unitarias por medio de un complejo algoritmo. Dependiendo del tipo de ensayo, se tienen galgas en distintas longitudes, formas, amperaje y condiciones de temperatura (HBM, 2019).

DIC: son las siglas en ingles de Digital Image Correlation method, el cual corresponde a un sistema de cámaras que registra las reformaciones de un material por medio de la captura progresiva de fotografías a altas velocidades, comparando pixel por pixel y así midiendo el desplazamiento de cuadros de imágenes. Es una técnica novedosa que permite medir deformaciones en 2D y reciente mente en 3D (Tung, Kuo, Shih, & Sung, 2011).

LVDT: Es un dispositivo sensor de posición que muestra deformaciones proporcionales al desplazamiento de núcleo que pasa a través de sus arrollamientos. Los sensores de distancia

tipo LVDT son elementos de medida que se basan en el principio inductivo de transformador de núcleo variable, permitiendo que un movimiento lineal del núcleo en el interior del cuerpo del sensor provoque una variación de inducción entre primario y secundario, lo que se traduce en un cambio de señal de salida, proporcional a ese desplazamiento ("Sensor LVDT (Transformador diferencial de variación lineal)", 2017).

12. REFERENCIAS

ABNT/CB-002 Construção Civil. (2014). *Projeto de estruturas de concreto—Procedimento*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ACI. (1947). *ACI Proceedings. 33*.

ACI Committee 213. (1987). *ACI 213R-87 Report of High-Strength Concrete (Reapproved 1999)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 237. (2007). *ACI 237R-07 Self-Consolidating Concrete*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 318. (1956). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-56)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 318. (1963). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-63)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 318. (1971). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-71)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 318. (1995). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95) and commentary (ACI 318R-95)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 318. (1999). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-99) and commentary (ACI 318MR-99)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 318, & American Concrete Institute. (2001). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 318, & American Concrete Institute. (2004). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 318, & American Concrete Institute. (2011). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 363. (1992a). *ACI 363R-92 Report of High-Strength Concrete (Reapproved 1997)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

ACI Committee 363. (1992b). *ACI 363R-92 Report of High-Strength Concrete (Reapproved 1997)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

Adrian Pauw. (1960). Static modulus of elasticity of concrete as affected by density. *Journal Proceedings*, *57*(12). https://doi.org/10.14359/8040

Ahmed, S. (1955). Effect of capping on the compressive strength of concrete cubes. *Magazine of Concrete Research*, *7*(19), 21–24. https://doi.org/10.1680/macr.1955.7.19.21

AIS. (1999). *NSR-98: Normas colombianas de diseño y construcción sismo-resistente*. Santafé de Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

AIS. (2010). *NSR-10: Normas colombianas de construccion y diseño sismoresistente*. Bogotá: ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENEIRÍA SÍSMICA. AIS.

Alcaldia de Toluviejo. (s/f). Localización del municipio de Toluviejo. Recuperado el 10 de noviembre de 2019, de Nuestro Municipio—Alcaldía Municipal de Toluviejo website: http://www.toluviejo-sucre.gov.co/municipio/nuestro-municipio-17525

American Concrete Institute. (2008). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario: (Versión en español y en sistema métrico)*. Farmington Hills, MI.: American Concrete Institute.

American Concrete Institute, Comité ACI 318, & Comité ACI 318. (2015). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14) y comentario (ACI 318SR-14): (Versión en español y en sistema métrico SI)*.

Araújo, S. S., Guimarães, G. N., & Geyer, A. L. B. (2012). Influence of the type of measuring device in determining the static modulus of elasticity of concrete. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, *5*(5), 555–575. https://doi.org/10.1590/S1983-41952012000500001

Barrera Olmos, R. (1999). *Geología del departamento de Sucre* [Mapa Geológico]. Sucre: Instituto de Invetsigación e Información Geocientifica, Minero-Ambiental y Núclear. INGEOMINAS.

Beer, F. P., Johnston, E. R., Dewolf, J. T., Mazurek, D. F., & Murrieta Murrieta, J. E. (2013). *Mecánica de materiales* (5a ed.). México, D.F.: McGraw-Hill Interamericana.

Beshrb, H., Almusallam, A. A., & Maslehuddin, M. (2003). Effect of coarse aggregate quality on the mechanical properties of high strength concrete. *Construction and Building Materials*, *17*, 97–103.

Beushausen, H., & Dittmer, T. (2015). The influence of aggregate type on the strength and elastic modulus of high strength concrete. *Construction and Building Materials*, *74*, 132–139. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.08.055

Beverly, P., & International Federation for Structural Concrete (Eds.). (2013). *Fib model code for concrete structures 2010*. Berlin: Ernst & Sohn.

British Standards Institution. (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures*. London: British Standards Institution.

British Standards Institution. (2013). *Testing hardened concrete. Part 13, Part 13,*.

C09 Committee. (2014). *Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poissons Ratio of Concrete in Compression*. https://doi.org/10.1520/C0469_C0469M-14

C09 Committee. (2015). *Practice for capping cylindrical concrete specimens*. https://doi.org/10.1520/C0617_C0617M-15

C09 Committee. (2018). *Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-18

Canadian Standards Association. (2004). *Design of concrete structures: CAN/CSA-A23.3-04 : a National Standard of Canada (approved July 2007), (reaffirmed 2010).* Mississauga, Ont.: Canadian Standard Association.

CIRSOC, & INTI. (2005). *CIRSOC 201. COMENTARIOS AL REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN*. Argentina: INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL.

Clavijo Torres, J., & Barrera Olmos, R. (2001). *Geología de las planchas 44 Sincelejo y 52 Sahagún* (p. 64) [Memoria explicativa]. Instituto de investigación e información geocientífica, minero-ambiental y nuclear Ingeominas.

Colombia. (1984, julio 25). *DECRETO NUMERO 1400 DE 1984 Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes*. Presidencia de la Republica.

Comisión Permanente del Hormigón. (2010). *EHE-08. Instrucción de hormigon Estructural* (4a ed.). España: DTU P 18-702.

Committee 318. (2019). *318-19 Building code requirements for structural concrete and commentary*. https://doi.org/10.14359/51716937

Committee 318, A. C. I., & Institute, A. C. (1989). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary–ACI 318R-89*. Recuperado de https://books.google.com.co/books?id=xoTdugEACAAJ

Committee BD-002. (2018). *AS 3600:2018 Concrete structures*. Sydney: Standards Australia.

D18 Committee. (2014). *Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures*. https://doi.org/10.1520/D7012-14E01

D18 Committee. (2019). *Practices for Preparing Rock Core as Cylindrical Test Specimens and Verifying Conformance to Dimensional and Shape Tolerances*. https://doi.org/10.1520/D4543-19

da Silva, A. C., Paulino, M. T., & Cetlin, P. R. (2012). The influence of specimen capping on the results of compression strength tests of cementitious composites. *Rem: Revista Escola de Minas*, *65*(3), 291–296. https://doi.org/10.1590/S0370-44672012000300003

Das, B. M. (2013). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Australia [etc.: Cengage Learning.

del Viso, J. R., Carmona, J. R., & Ruiz, G. (2008). Shape and size effects on the compressive strength of high-strength concrete. *Cement and Concrete Research*, *38*(3), 386–395. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.09.020

Donza, H., Cabrera, O., & Irassar, E. F. (2002). High-strength concrete with different fine aggregate. *Cement and Concrete Research*, *32*(11), 1755–1761. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00860-8

DTU P 18-702. (2007). *Règles BAEL 91 révisées 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites* (150a ed.). Francia.

Economía del Municipio de Toluviejo—Alcaldía Municipal de Toluviejo. (s/f). Recuperado el 10 de noviembre de 2019, de http://www.toluviejo-sucre.gov.co/municipio/economia-del-municipio-de-toluviejo

FONDONORMA. (2006). *NV COVENIN 1743-2006. Proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. Caracas.

Geología. (s/f). Recuperado el 10 de noviembre de 2019, de Nuestro municipio—Alcaldía Municipal de Toluviejo website: http://www.toluviejo-sucre.gov.co/municipio/nuestro-municipio-626078

Gómes Tapias, J., Montes Ramirez, N. E., Nivia Guevara, Á., & Diederix, H. (2015). *Mapa geológico de Colombia* [Mapa Geológico]. Servicio Geologico Colombiano SGC.

HBM. (2019). El puente de Wheatstone | Galgas extensométricas | HBM. Recuperado el 26 de noviembre de 2019, de https://www.hbm.com/es/7163/el-puente-de-wheatstone-galgas-extensometricas/

Huang, Y. H., Liu, L., Sham, F. C., Chan, Y. S., & Ng, S. P. (2010). Optical strain gauge vs. Traditional strain gauges for concrete elasticity modulus determination. *Optik*, *121*(18), 1635–1641. https://doi.org/10.1016/j.ijleo.2009.03.002

Hunka, P., Kolisko, J., Vokac, M., & Rehacek, S. (2013). Test and technological influences on modulus of elasticity of concrete—Recapitulation. *Procedia Engineering*, *65*, 266–272. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.09.041

IBNORCA. (1987). *CBH 87. HORMIGON ARMADO*. La paz: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

ICONTEC. (1995). *NTC504 – Ingeniería civil y Arquitectura. Refrentado de especímenes cilíndricos de concreto.* Recuperado de https://tienda.icontec.org/producto/ntc504-2/?v=42983b05e2f2

ICONTEC. (2010). *NTC673 – CONCRETOS. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE ESPECIMENES CILÍNDRICOS DE CONCRETO.* (3a ed.). Bogotá: Instituto Colombiano de Normas Tecnicas y Certificación ICONTEC.

ICONTEC. (2016). *NTC3937 – Cementos. Arena normalizada para ensayos de cemento hidráulico.* (2a ed.). Recuperado de https://tienda.icontec.org/producto/ntc3937-2/?v=42983b05e2f2

ICONTEC. (2019). *NTC4025 – CONCRETOS. MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO Y LA RELACIÓN DE POISSON EN CONCRETO A COMPRESIÓN* (2a ed.). Bogotá: Instituto Colombiano de Normas Tecnicas y Certificación ICONTEC.

Indian Standard. (2007). *IS 456:2000. Indian Standard. PLAIN AND REINFORCED CONCRETE CODE OF PRACTICE (Reaffirmed 2005)* (4a ed.). New Delhi: BUREAU OF INDIAN STANDARDS.

JSCE. (2010). *Standard specifications for concrete structures-2007. Materials and Construction* (Vol. 16). Tokyon Japon: Japan Society of Civil Enginners.

Kakizaki, M., & Edahiro, H. (1993). Effects of coarse aggregate characteristics on mechanical properties of ultra hight -strenght concrete. *Journal of Struct, Constr, Engng.*, *451*, 19–32.

Kassimali, A., Andrade Galán, A. A., & Heredia Mellado, J. F. (2015). *Análisis estructural*. Mexico: Cengage Learning.

Komurlu, E., Cihangir, F., Kesimal, A., & Demir, S. (2016). Effect of Adhesive Type on the Measurement of Modulus of Elasticity Using Electrical Resistance Strain Gauges. *Arabian Journal for Science and Engineering*, *41*(2), 433–441. https://doi.org/10.1007/s13369-015-1837-0

Kore, S. D., & Vyas, A. K. (2016). Impact of marble waste as coarse aggregate on properties of lean cement concrete. *Case Studies in Construction Materials*, *4*, 85–92. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2016.01.002

Li, G., Zhao, Y., Pang, S.-S., & Li, Y. (1999). Effective Young's modulus estimation of concrete. *Cement and Concrete Research*, *29*(9), 1455–1462. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00119-2

Li, Z. (2011). *Advanced concrete technology*. Hoboken, N.J: Wiley.

Liu, B. D., Lv, W. J., Li, L., & Li, P. F. (2014). Effect of moisture content on static compressive elasticity modulus of concrete. *Construction and Building Materials*, *69*, 133–142. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.094

Lizarazo Marriaga, J., & López Yépez, L. G. (2011). Effect of sedimentary and metamorphic aggregate on static modulus of elasticity of high-strength concrete. *Dyna, Uniersidad Nacional de Colombia.*, *78*(170), 235–242.

Luengas, C., & Prieto, D. (2017). *Mapa de depositos, ocurrencias minerales y distritos mineros de Colombia año 2016* [Mapa Minero]. Servicio Geologico Colombiano SGC.

Luengas, C., & Prieto, D. (2019). *Mapa de depositos, ocurrencias minerales y distritos mineros de Colombia año 2018* [Mapa Minero]. Servicio Geologico Colombiano SGC.

Maia, L., & Aslani, F. (2016). Modulus of elasticity of concretes produced with basaltic aggregate. *Computers and Concrete*, *17*(1), 129–140. https://doi.org/10.12989/cac.2016.17.1.129

Maia, L., Azenha, M., Geiker, M., & Figueiras, J. (2012). E-modulus evolution and its relation to solids formation of pastes from commercial cements. *Cement and Concrete Research*, *42*(7), 928–936. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.03.013

Mark G., A. (1996, diciembre). Aggregates and the deformation properties of concrete. *ACI MATERIALS JOURNAL*, pp. 569–577.

McCormac, J. C. (1998). *Design of reinforced concrete* (4th ed). Menlo Park, Calif: Addison-Wesley.

Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. M. (2006). *Concrete: Microstructure, properties, and materials* (3rd ed). New York: McGraw-Hill.

MIDUVI, & CAMICON. (2014). *NEC-SE-HM. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Mills, J. C., & Ioannides, A. M. (2007). Laboratory study of larger sized aggregate in Portland cement concrete. *International Journal of Pavement Engineering*, *8*(4), 253–263. https://doi.org/10.1080/03081080701440370

Ministerio da Habitaçao, obras públicas e transportes. (1983, julio 30). *Decreto-Lei Nº 348-C/83. Aprova o Regulamento de Estruturas de Betao Armado e Pré-Esforçado*. Recuperado de I Série- Número 174.

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE, & E DEI TRASPORTI. (2018, febrero 20). *DECRETO 17 gennaio 2018. Norme tecniche per le costruzioni*. GAZZETTA UFFICIALE DELLA REPUBBLICA ITALIANA PA RTE PRIMA.

MOHURD. (2010). *GB 50010-2010(2015). Code for design of concrete structures (reapprobed 2015)*. China: China.

Neville, A. (1997). Aggregate bond and modulus of elasticity of concrete. *Materials Journal*, *94*(1), 71–74.

Piasta, W., Góra, J., & Budzyński, W. (2017). Stress-strain relationships and modulus of elasticity of rocks and of ordinary and high performance concretes. *Construction and Building Materials*, *153*, 728–739. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.167

Rashid, M. A., Mansur, M. A., & Paramasivam, P. (2002). Correlations between mechanical properties of High-Strength Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *14*(3), 230–238. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2002)14:3(230)

Reseña historica del municipio de Toluviejo. (s/f). Recuperado el 10 de noviembre de 2019, de Nuestro municipio—Alcaldía Municipal de Toluviejo website: http://www.toluviejo-sucre.gov.co/municipio/nuestro-municipio

Rocco, C. G., & Elices, M. (2009). Effect of aggregate shape on the mechanical properties of a simple concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, *76*(2), 286–298. https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2008.10.010

Santos, A. C. D., Arruda, A. M. de, Silva, T. J. da, Vitor, P. D. C. P., & Trautwein, L. M. (2017). Influence of coarse aggregate on concrete's elasticity modulus. *Acta Scientiarum. Technology*, *39*(1), 17. https://doi.org/10.4025/actascitechnol.v39i1.29873

Santos, A. C. dos, Arruda, A. M. de, Silva, T. J. da, & Vitor, P. de C. P. (2017). Estudo comparativo entre valores teóricos e resultados experimentais de módulo de elasticidade de concretos produzidos com diferentes tipos de agregado graúdo. *Ambiente Construído*, *17*(3), 281–294. https://doi.org/10.1590/s1678-86212017000300176

Saouma, V. E., Broz, J. J., Brühwiler, E., & Boggs, H. L. (1991). Effect of aggregate and specimen size on fracture properties of dam concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *3*(3), 204–218. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1991)3:3(204)

SECRETARÍA DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA Y SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS. (2017). *REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL* (p. 712) [Decreto]. Gaceta oficial de la Ciudad de Mexico.

Segura Franco, J. I., & Universidad Nacional de Colombia. Facultad de Ingeniería. (2011). *Estructuras de concreto I*. Bogota: Universidad Nacional de Colombia.

SENCICO. (2009). *NORMA E.060 CONCRETO ARMADO. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES* (1a ed.). Lima: DIGIGRAF CORP. SA.

Sensor LVDT (Transformador diferencial de variación lineal). (2017). Recuperado el 26 de noviembre de 2019, de Ingeniería Mecafenix website: https://www.ingmecafenix.com/automatizacion/lvdt/

Serrano Guzmán, M. F., & Pérez Ruiz, D. D. (2010). Análisis de sensibilidad para estimar el módulo de elasticidad estático del concreto. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, *2*(1), 17–30.

SIA. (2013). *SIA 262:2013 Construction en béton*. Zurich: Société suisse des ingénieurs et des architectes.

Singer, F. L., & Pytel, A. (2003). *Resistencia de materiales introducción a la mecánica de sólidos*. México: Oxford.

Sivakugan, N., Shukla, S. K., & Das, B. M. (2013). *Rock mechanics: An introduction*. Recuperado de http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&scope=site&db=nlebk&db=nlabk&AN=1763188

Standards Association of Australia, & Cement and Concrete Association of Australia. (2002). *Reinforced concrete design: In accordance with AS 3600-2001.* St Leonards, N.S.W.; Sydney, N.S.W.: Cement and Concrete Association of Australia ; Standards Australia.

Standards Association of Australia, & Committee BD-002, C. S. (2009). *Concrete structures: AS 3600-2009.* Homebush, N.S.W.: Standards Australia.

Stock, A. F., Hannantt, D. J., & Williams, R. I. T. (1979). The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete. *Magazine of Concrete Research*, *31*(109), 225–234. https://doi.org/10.1680/macr.1979.31.109.225

Tanesi, J., Bentz, D., Jones, S., Beyene, M., Kim, H., Ardani, A., … Stutzman, P. (2017). Influence of aggregate properties on concrete mechanical performance. *National Institute of Standards and Technology*. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/312489960

Torrado P., L., & Porras A., N. (2009). *Determinación de las ecuaciones del módulo de elasticidad estático y dinámico del concreto producido en Bucaramanga y su área metropolitana* (Tesis Pregrado). UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA SECCIONAL BUCARAMANGA, Bucaramanga.

Torres Vaca, M. (2011). *La caliza en Colombia: Geología, recursos, calidad y potencial.* Bogotá: Instituto de Invetsigación e Información Geocientifica, Minero-Ambiental y Núclear. INGEOMINAS.

Tung, S. H., Kuo, J. C., Shih, M. H., & Sung, W. P. (2011). Using the simplified 3D DIC method to measure the deformation of 3D surface. *Applied Mechanics and Materials*, *121–126*, 3945–3949. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.121-126.3945

UNIT. (2005). *Norma UNIT 1050:2005. Proyecto y ejecución de estructuras de hormigón en masa o armado.* (2a ed.). Uruguay: UNIT.

UPI Chile. (2011, noviembre 4). Lanzan oficialmente el Código de Hormigón Estructural ACI 318 en Chile [Periodico web]. Recuperado el 28 de octubre de 2019, de El mostrador website: https://www.elmostrador.cl/ahora/2011/11/04/lanzan-oficialmente-el-codigo-de-hormigon-estructural-aci-318-en-chile/

Vakhshouri, B. (2018). Modulus of Elasticity of Concrete in Design Codes and Empirical Models: Analytical Study. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, *23*(4), 04018022. https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000382

Vakhshouri, B., & Nejadi, S. (2018). Empirical models and design codes in prediction of modulus of elasticity of concrete. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*. https://doi.org/10.1007/s11709-018-0479-1

Wu, K.-R., Chen, B., Yao, W., & Zhang, D. (2001). Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of high-performance concrete. *Cement and Concrete Research*, *31*(10), 1421–1425. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00588-9

Yıldırım, H., & Sengul, O. (2011). Modulus of elasticity of substandard and normal concretes. *Construction and Building Materials*, *25*(4), 1645–1652. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.10.009

Zhou, F. P., Lydon, F. D., & Barr, B. I. G. (1995). Effect of coarse aggregate on elastic modulus and compressive strength of high performance concrete. *July 26,1994*, *25*(1), 177–186.

13. ANEXOS.

13.1. INSPECCIÓN DE CAMPO

El resumen de las actividades de reconocimiento de la zona en estudio, descrita en apartados anteriores, es presentada a modo de evidencia de las condiciones predominantes en cada zona. Ello fue vital para el desarrollo de la metodología de muestreo en campo, pues la gran variabilidad de escenarios y los mismo requisitos o características de los especímenes roca para ensayo, acotaban y dificultaban mucho más la extracción de los especímenes para ensayo.

De igual forma, este apartado permitió identificar la fisiografía de la zona del proyecto, mostrando accidentes del terreno y hasta diferencias en cuanto a la calidad del material rocoso para la producción de agregado para concreto. En total, fueron visitadas tres importantes canteras, formalizadas, de agregados de roca caliza sobre el tramo correspondiente entre el municipio de Toluviejo y el corregimiento de Macaján, Sucre. En ella se muestra fauna y flora de bosque tropical, grandes accidentes fisiográficos al estar emplazada sobre el flanco occidental de la formación Toluviejo, conocida por tener pliegues anticlinales en toda su extensión.

CANTERA 1.

Fecha: 18 de agosto de 2018. Localización: 9°29'20.98"N, 75°24'51.32"O.

La empresa Agregados y Canteras del Norte SAS tiene su área de extracción próxima a la de la cantera 2, sobre una montaña y a cielo abierto, con una extensión cercana a los 63000 m^2 [11] con explotación continúa usando maquinaria pesada (Retroexcavadoras con baldes y martillos hidráulicos, Buldócers, volquetas). Esta cantera se encuentra a una elevación mayor a las otras, y con gran variedad de tipo de material calizo que a simple vista muestra vetas de

[11] (Datos determinados utilizando el software Google Earth 7.3.2.5495 (64-bit) de libre difusión).

color negro, cafés, naranja y blanco. Debido a que su funcionamiento no es reciente, el material extraído actualmente procede del interior de lo que antes era una montaña, formando una meseta, mostrando rocas cada vez más duras, resistentes y difíciles de procesar.

Inicialmente, las rocas son fracturadas en pequeños bloques de varios tamaños con el uso de martillos hidráulicos adaptados a retroexcavadoras, esto, para luego cargar el material con mayor facilidad en volquetas de alta capacidad hasta la planta de procesamiento. La amplitud de la zona de trabajo, permite muestrear en zonas distintas según los requerimientos del producto y el rendimiento en la fractura del material. Un promedio de producción del ingeniero encargado, estima una extracción de 200 m^2 de material por día de labor, lo cuales normalmente son transformados en su totalidad en la planta.

Ilustración 59. Extensión de la mina a cielo abierto de la cantera 1, sentido suroeste.

Ilustración 60. Tipos de rocas presentes en la mina.

Ilustración 62. Talud dejado al taladrar el macizo con retroexcavadoras, de aproximadamente 1 m de altura.

Ilustración 61. Corte de material calcítico con planos definidos.

Ilustración 63. Flanco norte del área de extracción de materia prima, sobre la formación Toluviejo.

La mina presenta grandes placas de rocas macizas unidas por materiales cohesivos calcáreos, además de bloques de piedra, vetas de minerales de gran peso, poca porosidad y firmeza. La roca presenta una combinación de diferentes tipos de cálcicos; calcitas, dolomitas, combinadas con minerales de cuarzo predominantemente, por lo que su calidad es muy variable.

CANTERA 2.

Fecha: 18 de agosto de 2018. Localización: 9°29'12.06"N, 75°25'5.81"O.

En el área de explotación concesionada a la empresa Agreroca SAS, se observa gran cantidad de cavernas dentro de las paredes rocosas, rodeado de vegetación nativa. La mina a cielo abierto, se ubica trasversalmente a 1,6 km del K71+000 de la vía principal Toluviejo –

San Onofre con un área próxima a los 50000 m^2 [12]. El método de explotación se basa en el uso de maquinaria pesada para fracturar la roca (retroexcavadoras) y cargarla en volquetas hasta la planta de trituración.

La zona de explotación se emplaza sobre un terreno con altos taludes rectos que contienen cavernas, aparentemente débiles y poco resistentes por la gran cantidad de material cohesivo que se aprecia a simple vista. Este hecho es explicado dada la cercanía de la zona con el terreno natural, evidenciado ello por la vegetación ubicada sobre la cresta del talud. En pocas palabras, el material explotado corresponde a rocas recientes con poca meteorización que explican claramente su calidad, color, textura y hasta muestran el comportamiento mecánico probable del material.

Ilustración 64. Área de extracción de material calcáreo en la mina de la cantera 2.

[12] (Datos determinados utilizando el software Google Earth 7.3.2.5495 (64-bit) de libre difusión).

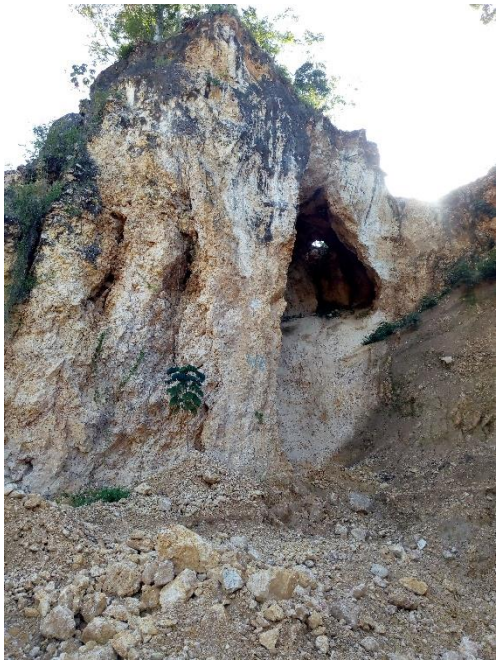


Ilustración 65. Cavernas presentes en el área de la mina.

Ilustración 66. Habitantes de la zona fracturando manualmente la roca. Persona que, sin permisos ni normas de seguridad, invaden la mina para extraer material.

Ilustración 67. Cavernas en la parte posterior de la zona de extracción.

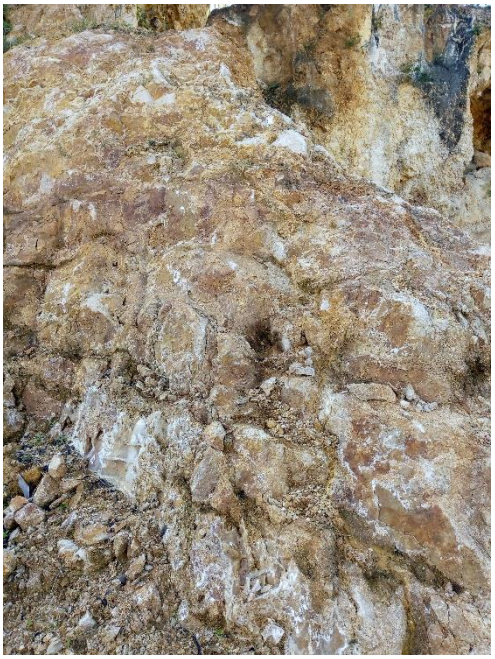


Ilustración 68. Tipología de roca presente en parte de la cantera.

CANTERA 3.

Fecha: 18 de agosto de 2018. Localización: 9°29'49.57"N, 75°24'37.21"O.

El área de explotación de material calizo de la empresa Agregados de Sucre SAS, ubicada a cerca de 2 km de distancia de la vía principal Toluviejo – San Onofre[13], se extiende sobre una área montañosa en donde la mina presenta una superficie de aproximadamente de 38300 m^2.[14] En el sitio, el principal producto extraído es la piedra caliza, la cual es explotada a cielo abierto utilizando maquinaria pesada (retroexcavadoras con baldes y martillos hidráulicos, volquetas), para luego ser llevado a la planta de trituración a un costado de la vía principal. En tal sitio, la materia prima es procesada y distribuida como material para obras civiles, similar al proceso desarrollado en la cantera 1.

Cabe anotar que, en esta mina, se ubican grandes mesetas con material cohesivo con bloques de roca inmersas. Estas no requieren el uso de martillos hidráulicos pues se encuentran sueltas, en este caso proceden a lanzar el material sobre zarandas bien reforzadas para separar la roca del material cohesivo por simple tamizado. La roca es cargada en volquetas, mientras que el material restante es separado y apilado para otros usos. Mientras tanto, otra parte de la mina cuenta con altos taludes de roca que son fracturados con martillos dada su dureza y extensión. Estos son cargados directamente en las volquetas sin tamizado previo.

[13] Tramo Transversal del caribe, Sector Coveñas-San Onofre. Referencia 9004 (tramo 4 de la troncal 90), a la altura del K71+000. Extraído de: https://hermes.invias.gov.co/carreteras/ el 26/12/18 a las 22:40 pm.
[14] (Datos determinados utilizando el software Google Earth 7.3.2.5495 (64-bit) de libre difusión).

Ilustración 69. Fotografía del material presente en la mina de la cantera 3. En la parte superior izquierda, los bloques de roca caliza. Parte central, material rocoso mezclado con suelo de sitio. Tomado por el autor.

Ilustración 70. Separación por tamizado de la roca en la cantera 3. Tomado por el autor.

Al igual que en la cantera 2, la mina presenta un tipo de roca muy superficial con visibilidad de material cohesivo. Lo cual no es un buen índice de calidad debido a su edad, porosidad y poca meteorización con la presencia de juntas, uniones, hundimientos que limitan sus propiedades mecánicas. Se dice que este tipo de rocas superficiales son más jóvenes y, por

tanto, de menor calidad que aquellas hacía el interior de la zona. Como tal, aquella se emplaza sobre las faldas del anticlinal que constituye la formación Toluviejo. Aquí predomina el material cohesivo, en donde este es encontrado en fases, de color rojizo hasta negro, separando los bloques de roca uno de otro.

Lo anterior hace pensar que este tipo de roca presenta menores propiedades mecánicas que aquellas que afloran en la cantera 1. Pues se sabe que tales propiedades dependen de la presión de confinamiento que es función de la profundidad Z (Das, 2013). A continuación, algunas fotografías del área de explotación de la mina donde se puede apreciar la zona de trabajo, la vegetación nativa, y la disposición de la materia prima.

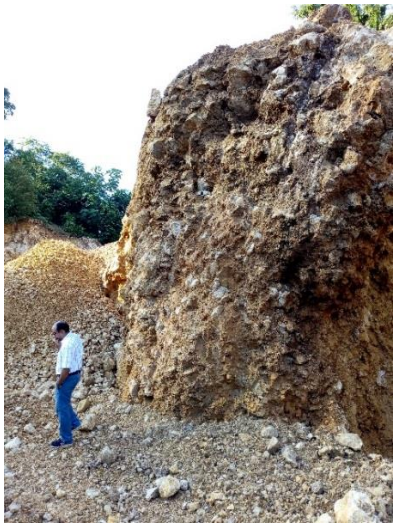


Ilustración 71. Fragmentos de roca caliza incrustados en paredes de material cohesivo. Tomado por el autor.

Ilustración 73. Corte típico de uno de los taludes internos de la mina. Tomado por el autor.

Ilustración 72. Grandes bloques de roca removidos de los taludes de material por la maquinaria. Tomado por el autor.

Ilustración 74. Talud de roca con fases de material cohesivo. Tomado por el autor.

Se evidencia que no existen grandes placas de roca pura en la mina, el material se presenta en bloques de tamaños reducidos que dificultan la realización del muestreo con núcleos. Este fue el principal inconveniente encontrado según la disposición de las rocas en esta cantera.

Ilustración 75. Contraste de vegetación y material cohesivo en la parte posterior de la mina. Tomado por el autor.

Ilustración 76. Rocas listas para ser transportadas a la planta trituradora. Tomado por el autor.

En planta, el proceso es similar al desarrollado por todas las demás canteras. Se tiene una gran trituradora mecánica que por impacto reduce las rocas transportadas a tamaños cada vez más pequeños al pasar de una fase a otra. Al final, se ubican mallas o tamices que clasifican el material triturado, donde aquel que aún no tenga el tamaño deseado es devuelto a etapas anteriores para una reducción de tamaño, mientras que aquel que tenga una fracción muy fina es trasladado automáticamente para la obtención de arena caliza al separar el material cohesivo de las partículas de caliza. A continuación, se explica a detalle el proceso de producción en la empresa Agresucre.

13.1.1. PROCESO DE PRODUCCIÓN.

Inicialmente, el material es depositado en la tolva alimentadora, esta se sitúa a un costado de la trituradora con acceso a ella mediante un terraplén conformado con material del sitio. En ella el material pasa inmediatamente a la trituradora primaria que reduce el material a

menos de 4 pulgadas (100 mm). Este proceso es desarrollado mediante cargas de impacto de fracturan el material y lo adecuan a los requerimientos de cada proyecto.

Seguidamente el material es pasado por rieles o bandas que transportan el agregado a la zaranda principal, ésta está conformada por un grupo de mallas que clasifican el material según los requerimientos de los clientes. Los agregados más vendidos son aquellos de 3/4" a 3/16". El material clasificado como sobretamaños, es devuelto a la trituradora por las bandas para que sea reducido nuevamente, y el quien regula la gradación total de la fracción. Este es uno de los procesos clave dentro de la producción para la buena calidad de la gradación del agregado.

Al triturar nuevamente los sobretamaño, el material pasa nuevamente la zaranda principal. Por otro lado, el material que pasa la malla más pequeña es trasladado a un molino donde este es lavado y, del cual, se obtiene arena triturada y lodo cohesivo que es depositado en piscinas donde el material se decanta y el agua es recuperada nuevamente para repetir el proceso de producción.

13.2. PROGRAMA DE MUESTREO EN CAMPO.

El programa de recolección de muestras para el proyecto, se ideo de forma muy completa y estricta, de modo que se pudieran obtener 120 muestras de núcleo de roca intacta para la realización de ensayos de resistencia y módulo de elasticidad. 60 datos para resistencia a compresión y 60 para modulo elástico, respectivamente. Estas cantidades se espera que puedan representar adecuadamente toda la zona de estudio.

Inicialmente, considerando el estudio de dos canteras para extracción y muestreo, se planea tomar 60 muestras en cada cantera seleccionada. Estas mismas serán obtenidas con el uso de brocas punta de diamante de 4 pulgadas, que permita acoplar los especímenes al dispositivo compresómetro-extensómetro utilizado en la medición de deformaciones

longitudinales y trasversales con diales digitales, así como con el uso de galgas extensométricas de 30 mm de longitud. Teóricamente, la norma ASTM C 7012 establece que el diámetro de la muestra debe ser al menos 6 veces el tamaño del grano más grande del material, pero que normalmente un diámetro de 47 mm satisface completamente la mayoría de los tipos de rocas (D18 Committee, 2014).

Sin embargo, las difíciles condiciones de la zona de muestreo, la calidad del material y la falta de equipos apropiados dificulta la toma de muestras de gran tamaño, por lo que es preferible extraerlas en diámetros pequeños (2 y 3 pulgadas). Para efecto de minimizar la influencia de la forma y el tamaño de la muestra sobre los resultados de resistencia y elasticidad, se extrajeron núcleos de 4 por 8 pulgadas en roca, que pudieran ser directamente comparados con los valores mecánicos obtenidos en concretos con dimensiones similares. Pero, se notó que quizá los núcleos de 3 pulgadas ofrecen más ventajas a la hora de realizar ensayos mecánicos que aquellos de mayor o menor tamaño.

El uso de varios diámetros para la evaluación de la resistencia a compresión y la elasticidad genera esfuerzos notablemente variables en cada muestra para igual carga. Los menores diámetros aumentan notablemente el esfuerzo con un leve incremento en la carga aplicada, así, las prensas hidráulicas convencionales para el desarrollo de estos ensayos no son suficientemente precisas para mantener estable la velocidad de aplicación de carga, dificultando sumamente el cumplimiento de este parámetro que afecta los valores mecánicos obtenidos (dos Santos et al., 2017). Por otra parte, el uso de muestras pequeñas requiere de menos fuerza para alcanzar grandes esfuerzos a compresión dada el área del espécimen y menos profundidad de muestreo.

Un punto medio entre los extremos lo ofrecen los especímenes de 3 por 6 pulgadas, los cuales permiten un mejor control de la velocidad de aplicación de esfuerzo que las muestras de

2 por 4 pulgas y, a su vez, que se alcancen grandes esfuerzos con menos aplicación de fuerza mecánica que aquellas muestras de 4 por 8 pulgadas. Además, relativa facilidad en la perforación al solo requerir 15 cm de longitud para la muestra de ensayo.

Debido a que la longitud de las muestras debe ser el doble de su diámetro para la ejecución de cada ensayo, la profundidad de perforación ha de ser la mayor posible. Lo anterior en acuerdo a que, si se tiene una longitud extra disponible, existe una alta probabilidad de obtener una muestra integra. Esta consideración es referida a la variabilidad inherente en las rocas que, en caso de notar inhomogeneidades, fracturas o simplemente extremos mal terminados, sea aún posible lograr muestras acordes a las especificaciones técnicas requeridas para el desarrollo de los ensayos en términos de tamaño y forma.

El uso de brocas con punta de diamante requiere la constante refrigeración de este material con agua potable, como clave para asegurar un corte adecuado del material y la integridad del equipo de perforación, que en caso de sobrecalentarse se desgasta notablemente perdiendo capacidad de corte. Por otra parte, operadores con experiencia para sobrellevar inconvenientes durante las perforaciones es vital para el buen término de esta fase del proyecto.

El plazo para el desarrollo de estas extracciones es de dos meses de labores continuas, en donde el objetivo principal será siempre extraer la mayor cantidad de muestras con una buena calidad dentro del área de explotación de cada cantera. La figura 27 resume y complementa lo anteriormente planteado.

Cada espécimen, al ser extraído, debe ser rotulado, fotografiado y cubierto adecuadamente para evitar daños en el transporte y manipulación del mismo. Lo anterior garantiza que las condiciones de campo de mantengan lo menos alteradas para que los resultados de los ensayos de estos especímenes sean representativos del material de cantera. Se requiere el uso de foil de aluminio, recipientes de Telgopor y demás consideraciones para

minimizar el impacto del traslado de las muestras desde la cantera hasta el laboratorio de pruebas en Sincelejo.

HERRAMIENTAS DE TRABAJO

- ✓ Taladro eléctrico y base de hierro para su fijación.
- ✓ Broca de hierro com punta de diamante de 3” (75 mm) y 4” (100 mm).
- ✓ Recipiente para almacenar agua provisto con manguera y llave reguladora.
- ✓ Llaves de expansión y de boca de 3/4” y 3/8”.
- ✓ Martillo y cincel.
- ✓ Flexómetro.
- ✓ Foil aluminio para proteger las muestras de roca.
- ✓ Cinta de enmascarar y marcador.
- ✓ Herramientas de reparación; Pinzas, llaves tipo L, etc.
- ✓ Recipiente para el transporte de muestras.
- ✓ Equipo de seguridad personal: Botas, gafas, guantes, tapa oídos.
- ✓ Planta generadora de electricidad de combustión a gasolina. 110 Vol.
- ✓ Extensión eléctrica.
- ✓ Recipientes para almacenar agua.

AÑO	2017	2018						2019						2019					
ACTIVIDAD		JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
FASE EXPERIMENTAL																			
INSPECCIÓN DE CAMPO																			
SELECCIÓN DE ZONA DE MUESTREO																			
TRASLADO DE EQUIPOS A CAMPO																			
EXTRACCIÓN DE NUCLEOS DE ROCA																			
TRASLADO DE NUCLEOS A LABORATORIO																			
CORTE DE NUCLEOS DE ROCA																			
ROTULACION Y REGISTRO																			
PREPARACION DE ESPECIMENES																			
ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESION																			
ENSAYO DE MODULO DE ELASTICIDAD																			
ANALISIS NUMERICO Y ESTADISTICO																			
PRESENTACION DE RESULTADOS																			
FASE DE REVISION DOCUMENTAL																			
CONSULTA DE INFORMACIÓN CIENTIFICA																			
AGRUPAMIENTO DE LA INFORMACION																			
ELABORACION DE RESUMENES																			
RECUPERACION DE DATOS																			
CREACION DE LA BASE DE DATOS																			
ANALISIS NUMERICO Y ESTADISTICO																			
PRESENTACION DE RESULTADOS																			

Fig 26. Programación temporaria del proyecto de investigación.

A continuación, se presentan algunas metodologías de trabajo abordadas para el desarrollo de las extracciones de núcleos de roca dentro de cada cantera. Los procedimientos descritos y los esquemas fueron desarrollados por el autor bajo los preceptos de la experiencia en campo obtenida.

13.2.1. CORTE EN TALUD VERTICAL.

CANTERA 1.

Inicialmente el programa experimental consideró de cortar núcleos de tres pulgadas (3”) de diámetro en un talud a 90º existente en la cantera 3. Dicho talud presentaba las condiciones físicas para hacer extracciones para un amplio rango de inclinaciones (180º) (ver ilustración 75). Sin embargo, la geología del material y sus fallas propiciaron una baja dureza del mismo, de forma que no fue posible extraer núcleos en longitudes adecuadas y de manera íntegra.

28/08/18

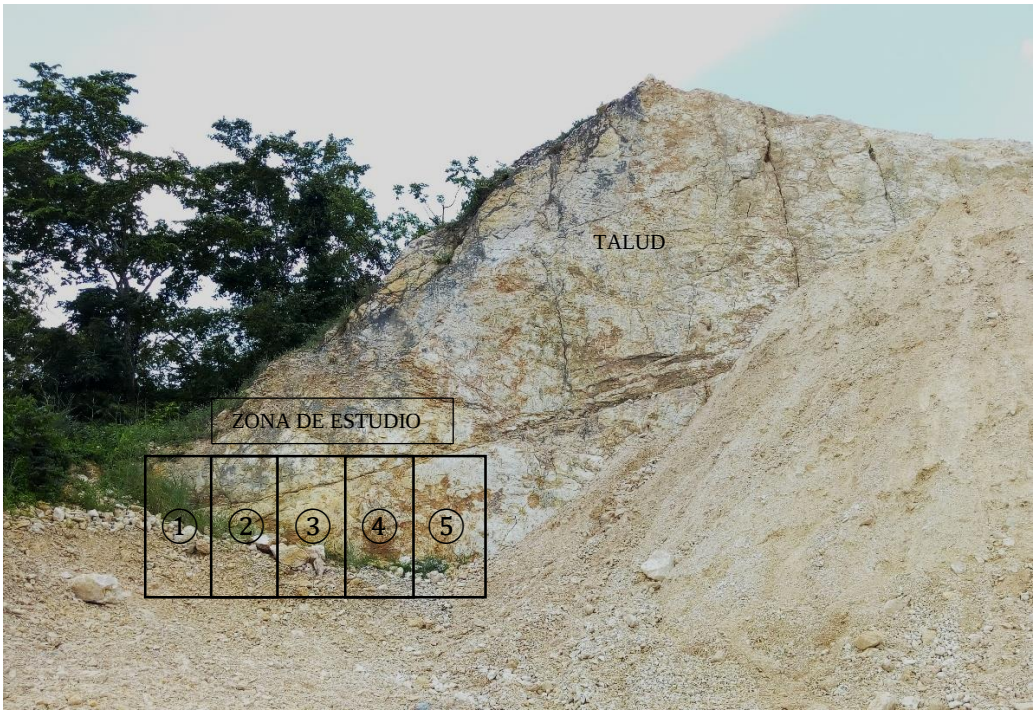


Ilustración 77. Talud de material calcáreo con diaclasas bien formadas y material cohesivo en abundancia, se muestra la zona de estudio en la base del mismo. Fotografía adaptada por el autor.

A continuación, se presenta una ampliación de la zona de muestreo seleccionada por su facilidad de intervención y apariencia física. Debido a que no se contaban con dispositivos que permitieran valorar la calidad del material de forma previa a la perforación, se procedió a preparar el área de trabajos para la ejecución de las extracciones. El hecho de no conocer con certeza el estado interno de la roca en cuanto a su calidad, porosidad y homogeneidad nos expone a proceder usando el método de ensayo y error hasta lograr buenos resultados con alguna metodología.

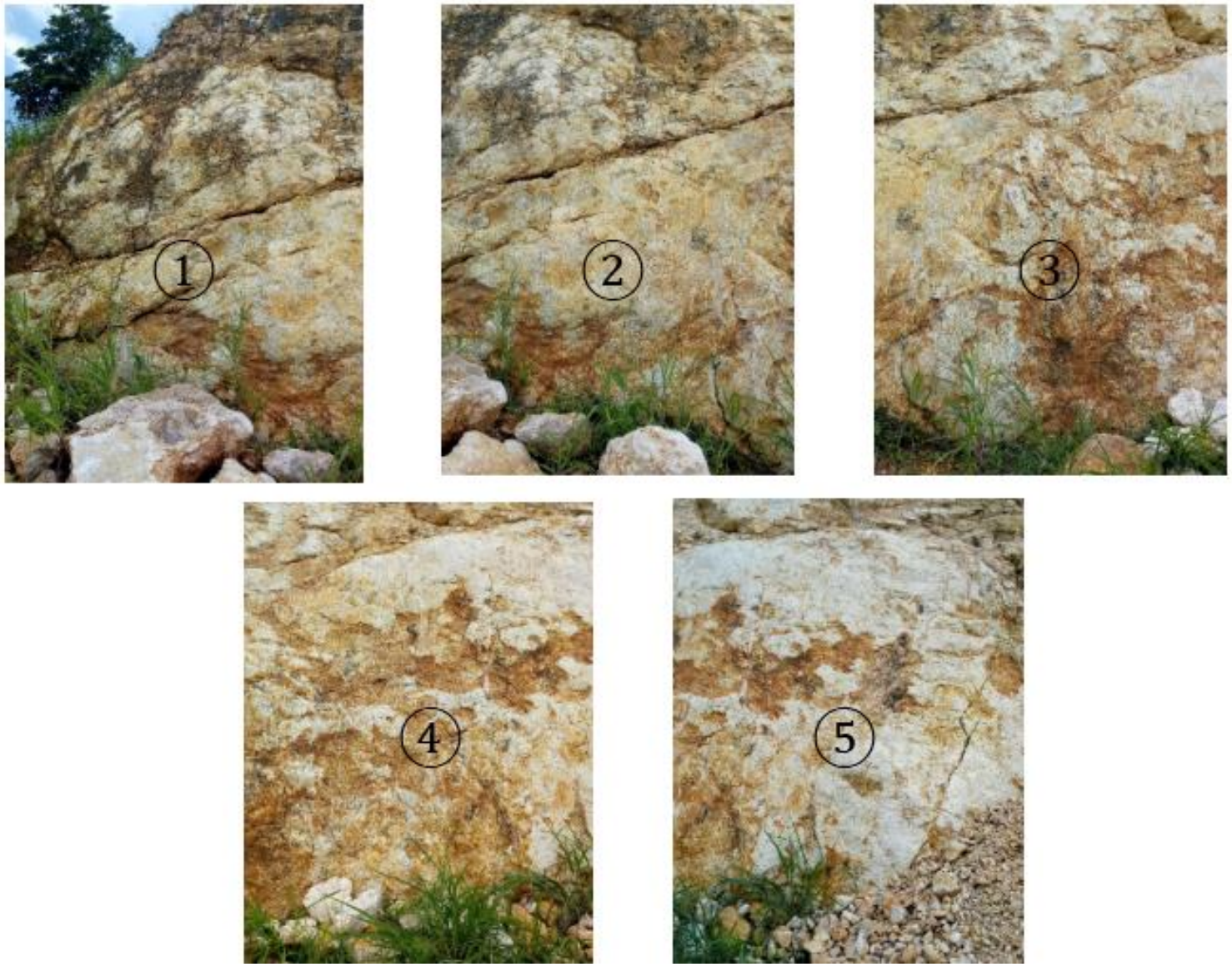


Ilustración 78. Sectorización de la zona de estudio para las labores de muestreo (28/08/18). Fotografía adaptada por el autor.

Luego de identificar la zona de estudio, se acondicionó el área de trabajo de modo de poder iniciar las extracciones de núcleo. La vegetación presente y el material suelto fue removido utilizando una retroexcavadora con balde, buscando descubrir la roca solida bajo la superficie. El día 29 del mes de agosto de 2018 se realizó una limpieza posterior con pala, cincel, martillo y barra de excavación para nivelar el terreno y montar el equipo de perforación. Seguidamente se exponen algunas fotografías como evidencia de ello.

Ilustración 79. Zona de muestro durante las labores de limpieza. Tomada por el autor.

Ilustración 81. Conformación del campamento de labores en la zona de estudio. Tomada por el autor.

Ilustración 80. Disposición del equipo de perforación sobre la zona de estudio. Tomado por el autor.

Ilustración 82. Perforación sobre el talud con broca de 3 pulgadas. Tomado por el autor.

Se pudo evidenciar que existe una franja de material cohesivo entre la pared vertical y la base horizontal de roca, de unos 300 mm de espesor para la parte inferior del talud. El material se encontró muy húmedo y con apariencia arcillosa, de color negro, con pequeñas incrustaciones de material calcítico. Toda la franja estudiada, de unos 2.2 m de largo en la base del talud, mostró la existencia de este material separando las dos partes rocosas (la pared vertical y la base horizontal). Debido a que los estudios de estos fenómenos están por fuera del alcance de la investigación, se procedió a realizar perforaciones de prueba en la roca. En ultimas, una posible explicación de este fenómeno es que la formación este compuesta por placas de roca débiles separadas por material cohesivo y de composición variada.

Ilustración 83. Núcleo tomado sobre la pared del talud. Tomado por el autor.

Ilustración 84. Material cohesivo en la unión de la pared-píe del talud.

Fueron en total 6 perforaciones con broca de diamante de 3” donde las muestras debían tener una longitud útil de unos 160 mm. Ninguna de las perforaciones produjo elementos consistentes y por ello se suspendieron las labores esta zona, desechando esta metodología por falta de resultados. Esta técnica fracasó debido a la imposibilidad de tomar muestras integras

de longitud superior a la requerida por la mala calidad de la roca presente en tal zona de la formación.

En adelante, se convirtió en un reto para nuestro proyecto el hecho de que la cantera no mantuviera la misma calidad en los materiales en su extensión. Por ello, se analizaron las siguientes propuestas para intentar continuar con las labore de perforación.

Ilustración 85. Perforaciones sobre la base o pie del talud. Tomado por el autor.

13.2.2. CAJA DE MUESTREO.

En vista de aquella primera experiencia no salió como se esperaba, se replanteó la metodología y se decidió hacer una excavación de 1 metro de ancho, 2 metros de largo y 1 metro de profundidad sobre la formación para obtener núcleos de roca en un rango de 180º grados. Esto, aprovechando que las placas superficiales de roca de la cantera 1 presentaban una textura superficial dura y aparentemente resistente. Los resultados no fueron satisfactorios según los planeado, pues los bloques de roca estaban conformados por franjas débiles que fracturaban internamente el núcleo o que, en su defecto, lo desprendían a una longitud muy corta.

Inicialmente, se inició identificando, dentro de la formación de la cantera 1, un bloque de roca de tamaño suficiente para cubrir el área escogida para el estudio y con unas características firmes y consistentes. Se limpió el área y delimitó la zona teniendo en cuenta las dimensiones del equipo de perforación. El hecho de hacer un gran orificio rectangular de 2 m^3 sobre roca maciza implicó una labor de casi un mes no continuo, en donde al final, no hubo resultados.

Ilustración 86. Área de perforación sobre la cantera 1. Tomado por el autor.

Ilustración 88. Disposición de equipos en la zona de exploración. Tomado por el autor.

Ilustración 87. Vista en planta de la zona de muestreo. Tomado por el autor.

Ilustración 89. Tienda construida en el área de perforación. Tomado por el autor.

La metodología consistía en perforar seguidamente con una broca de seis pulgadas (6”) el área de muestreo de forma no contigua, de modo que se pudieran retirar posteriormente los núcleos e ir derrumbando con un equipo de demolición las pestañas intermedias. Se logró bajar aproximadamente 0.5 metros en profundidad, donde la composición de la roca no fue uniforme. Núcleos fracturados, material suelto y de baja resistencia predominaron al profundizar la zona

de muestreo, aumentando nuestra incertidumbre sobre un material que asumimos macizo y firme de buena calidad.

Ilustración 90. Inicio de labores de perforación. Tomado por el autor.

Ilustración 91. Material del núcleo de roca fracturado. Modificado por el autor.

Ilustración 92. Material atascado dentro de la broca de 6 pulgadas. Tomado por el autor.

Ilustración 93. Parte interior de la perforación con broca de 6 pulgadas. Tomada por el autor.

Ilustración 94. Núcleo de roca caliza de 6 pulgadas. Tomada por el autor.

Ilustración 95. Extracciones de núcleo para la conformación de la caja de muestreo. Tomado por el autor.

Ilustración 96. Labores de demolición de pestañas sobrantes al perforar la roca. Tomado por el autor.

Las labores de muestreo fueron llevadas iniciaron el día 31 de agosto hasta el 25 de septiembre del 2018 sin mostrar algún avance significativo. Por lo anterior, se decidió que no era conveniente continuar con los trabajos bajo esta metodología pues económicamente se volvió insostenible y sin resultados sólidos. Seguidamente, algunas fotografías:

Ilustración 97. Núcleo de roca fracturado dentro de la broca. Tomado por el autor.

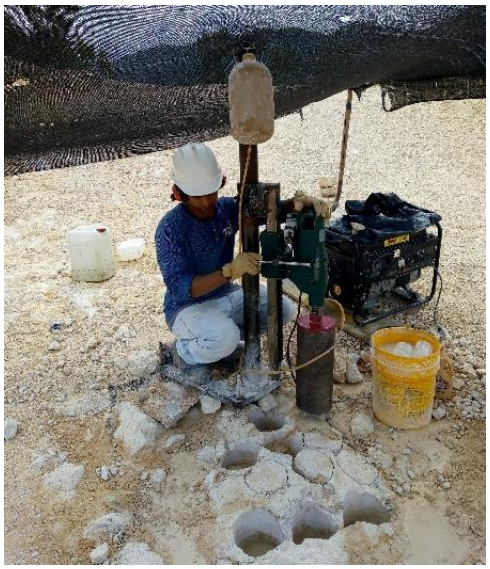


Ilustración 98. Avance de las perforaciones propuestas. Tomado por el autor.

Ilustración 99. Avance de las perforaciones propuestas. Tomado por el autor.

Ilustración 101. Variación del tipo de material sobre el fondo de la caja. Tomado por el autor.

Ilustración 102. Zona de muestreo. Tomado por el autor.

Ilustración 100. Variación del tipo de material sobre el fondo de la caja. Tomado por el autor.

13.2.3. BLOQUE DE ROCA.

En vista de que las anteriores metodologías no funcionaron adecuadamente, se optó por usar un bloque de roca tomado de la formación para extraer los núcleos requeridos. Este mismo, con una forma casi rectangular y dimensiones 1.90 m, 1.10 m y 0.90 m. Debido a su tamaño y a las características del equipo de perforación, sólo fue posible obtener núcleos a inclinaciones 0º, 5º, 10º, 15º, 20º, 25º, 30º y 35º en relación al eje horizontal y al vertical, respectivamente.

Se debían tomar al menos tres muestras por cada ángulo, así como núcleos adicionales hasta completar 30 datos para los ensayos de resistencia y 30 para elasticidad, en ambas canteras. Sin embargo, se alcanzaron a desarrollar inicialmente 30 perforaciones a todo el

bloque de la cantera 3, de las cuales solo 19 núcleos cumpliendo los requisitos dimensionales de la norma ASTM C7012 para poder ser utilizados en el desarrollo de los ensayos.

A pesar de que dentro de las 3 canteras visitadas no se encontró una zona con buenas condiciones de trabajo para desarrollar las extracciones bajo las condiciones anteriores de inclinación, el utilizar un bloque de roca muestra ventajas muy notorias frente a las comodidades para realizar el muestreo. La principal ventaja es la disminución de la incertidumbre acerca de la calidad del material, específicamente, que éste muestre continuidad a pesar de su porosidad y heterogeneidad. Por otro lado, se pierde representatividad al momento de realizar un análisis macro de la disposición de los datos dentro de la formación, pues el bloque de roca no guarda su disposición inicial en el terreno lo cual no permite ubicar espacialmente de qué forma se realizan las perforaciones y las correspondientes mediciones sobre las muestras.

Ilustración 103. Bloque de roca tomado para el muestreo. Tomado por el autor.

OTRAS EXTRACCIONES

En el año 2017 ya se había iniciado preliminarmente las perforaciones del material en la cantera 1 usando núcleos de roca de 2 pulgadas de diámetro. Estos mismos, resultaron ser poco prácticos para la realización de los ensayos requeridos dado su pequeño diámetro y poca

altura, a pesar de que la mayoría de estudios en libros y artículos recomienda su uso. Sin embargo, los núcleos tomados mostraron una excelente textura y propiedades físicas a tener poca porosidad, pero si betas de dolomita unidas a la calcita. En ultimas, algunos núcleos de este tipo fueron usados para la determinación de la absorción y vacíos superficiales del material de forma práctica.

Luego, en la cantera 3, nuevamente se intentó perforar un pequeño bloque de roca de material calizo sin éxito alguno. Ello evidenció una notable distinción en la calidad de los materiales presentes en cada zona únicamente con el desarrollo del proceso de extracción, donde la roca más compacta y rígida (cantera 1) facilitaba el corte del material, mientras aquella más débil (cantera 3) mostraba resistencia al corte del material.

FASE DE EXTRACCIONES

Al analizar la geomorfología y composición de los bloques de roca de la Cantera 3, se situó la zona de extracciones en el fondo de la misma. El programa de diseñó pensado en estudiar a fondo las propiedades anisotrópicas de la roca tomando extracciones para varias inclinaciones de modo que se pueda tener valores de elasticidad para tales ángulos y así mostrar si existe o no variación en las propiedades mecánicas y elásticas de un mismo bloque pequeño de roca, que resulta ser casi un punto dentro de toda la formación, espacialmente. Ello es importante pues el hecho de que un material no sea homogéneo, dificulta mucho la evaluación de propiedades como el módulo de Young, cuando tal propiedad es necesaria para el desarrollo de las ecuaciones relativas a su uso.

PROCEDIMIENTO

1. Se inspecciona visualmente la roca para encontrar una zona sin grietas o fisuras superficiales que causen la perdida de la integridad de las muestras al extraer un núcleo.

Se limpia con brocha o se le aplica un ligero golpe con el cincel para verificar sospechas.

2. Se nivela la superficie sobre la cual se apoyará el taladro y su base, de modo que se garantice que este estará fijo durante toda la extracción y que no se generará ningún tipo de desplazamiento que pueda alterar la muestra.
3. Se fija el taladro en posición, ubicando el ángulo deseado sobre la broca y respecto a la base de aquel. Se utilizaron las funciones trigonométricas Seno, Coseno y Tangente para determinar los valores de desplazamiento correspondientes a cada ángulo buscado, dada la facilidad de medición de longitudes en base a triángulos rectángulos.
4. Se ubica la punta de la broca de diamante de modo que se encuentre cerca de la superficie a perforar, para así aprovechar al máximo la longitud de corte de la misma.
5. Se inicia la perforación asegurando un flujo constante de agua hacia los dientes de la broca, esto como sistema de refrigeración del material de modo que la fricción no aumente la temperatura del metal y se deteriore. Se recomienda no forzar la entrada del núcleo en la roca para garantizar una terminación superficial uniforme y lisa.
6. Se retira la broca y se golpea suavemente la muesca que dejó sobre la roca usando el cincel y el martillo para despegar el núcleo del bloque. Debe golpearse sutilmente en distintas posiciones para ayudar a obtener un corte uniforme y lo menos abrupto. Normalmente, las muestras blandas se cortan en la dirección del plano débil y las muestras rígidas se quiebran formando un arco uniforme en la parte baja (íntegramente).
7. Se rotula y embala la muestra extraída, preparándola inmediatamente para su transporte a laboratorio.

El día 15 de noviembre de 2018 se inician las extracciones sobre el bloque de roca, inspeccionándolo en busca de fisuras, planos de falla, homogeneidades, cambios de color y demás elementos que nos puedan dar un estimativo de la calidad de la roca. Esto, si bien no es

muy confiable, puede ahorrar tiempo y dinero debido a que, de encontrar una zona firme, los núcleos saldrán en mejores condiciones y se podrán aprovechar en mayor medida. Debido a que la zona de muestreo no cuenta con suministro de energía eléctrica, se requiere el uso de una planta eléctrica con gasolina, lo cual aumenta costos en las perforaciones.

Al ubicar el equipo de corte en frente de la cara de la roca, de modo que la longitud móvil del brazo quedara lo más cerca posible de ésta, se obtienen núcleos más largos. La nivelación de la base es requerida para dar un apoyo rígido y evitar movimientos en la broca que puedan afectar la integridad del núcleo.

Debido al interés por averiguar la influencia que tiene la isotropía sobre los parámetros elásticos y mecánicos de la roca, se realizaron perforaciones verticalmente sobre las caras laterales de la roca con inclinaciones de 0º, 10º, 20º. La rotulación fue de forma LaMb, donde L: la línea de muestreo en cuestión de número “a”, y M: es la muestra de tal línea cuyo número es “b”. Al lado de cada muestra, se anota el ángulo al que fue tomada la misma sobre la roca. Las muestras *L0M1*, *L1M1* Y *L1M4* no presentan condiciones para ser ensayadas por su longitud útil y los defectos propios del núcleo, por lo que fueron descartadas.

Ilustración 104. Equipo de perforación preparado sobre el terreno para las extracciones en el bloque de caliza. Tomado por el autor.

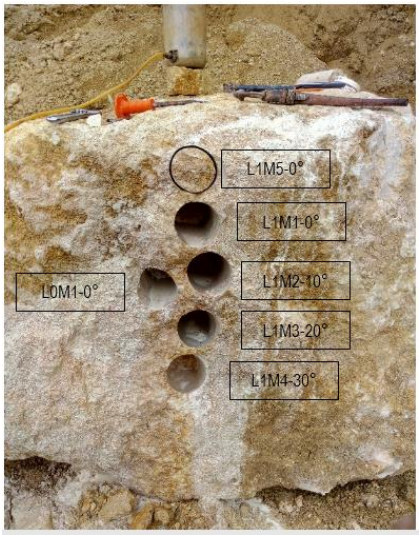


Ilustración 105. Línea de muestreo vertical a diferentes inclinaciones. Tomado por el autor.

Para determinar la posición de cada ángulo a medir, se utilizan las funciones trigonométricas seno y coseno, de modo que, con la longitud del riel del taladro (0,75 m) como el cateto más largo del triángulo. A partir de ello, se pueden estimar los valores numéricos de las componentes para las posiciones verticales (Y) y horizontales (X) de cada ángulo (A), ubicándolas mediante un flexómetro.

$$X = 75 \text{ Sen } (A) \text{ (cm)} \qquad Y = 75 \text{ Sen } (A) \text{ (cm)}$$

Donde X y Y son los valores de la distancia entre los extremos del riel y del eje de la broca en el taladro. X se utiliza cuando el taladro corta en posición horizontal y Y cuando este corta en posición vertical. Este modelo fue el más simple y practico en campo para considerar la inclinación como factor en las extracciones de núcleo. Seguidamente se muestran algunas fotografías del proceso descrito anteriormente de forma complementaria a la información descrita.

FOTOGRAFÍAS NOVIEMBRE 15 DE 2018

Ilustración 106. Línea de muestreo vertical en la cantera 3. Tomado por el autor.

Ilustración 107. Núcleo de roca de 4 pulgadas extraído de la formación. Tomado por el autor.

Ilustración 108. Perforación con broca diamantada de 3 pulgadas. Tomado por el autor.

Ilustración 110. Núcleo de caliza de aproximadamente 25 cm de longitud. Tomado por el autor.

Ilustración 109. Perforación de 30 cm en la roca. Tomado por el autor.

Ilustración 111. Muestra L0M1 con fracturas internas. Tomado por el autor.

FOTOGRAFÍAS NOVIEMBRE 16 DE 2018

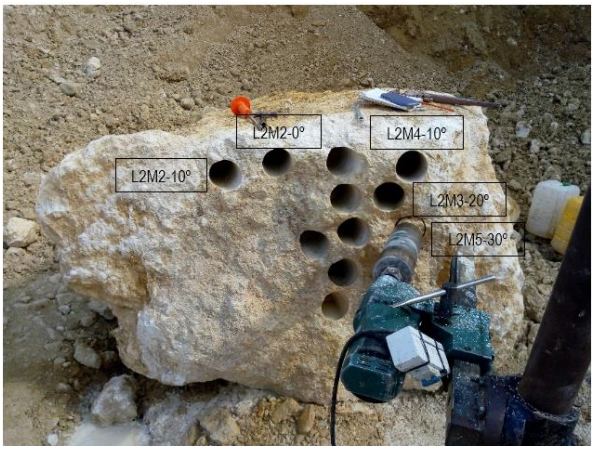


Ilustración 112. Ubicación de muestras extraídas dentro del bloque de roda. Tomado por el autor.

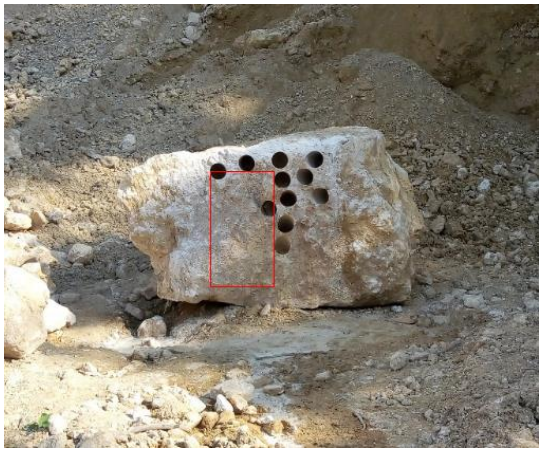


Ilustración 113. Zona blanda con muestras porosas y poco deseables. Tomada por el autor

El recuadro de color rojo muestra la zona en donde se notaba gran cantidad de fisuras de gran longitud, una tonalidad rojiza sobre la roca que era un indicio de un material poco de

baja calidad. Se realizaron dos perforaciones e inspección con martillo y cincel de lo cual se mostró que el material se desprendía en forma de capas delgadas. Los núcleos correspondientes a esta área estaban afectados por los mismos planos de inhomogeneidad del material, haciendo realmente imposible recuperarlos enteramente, (Ver imagen 109).

Ilustración 114. Perforación tomada a 10º horizontalmente. Tomada por el autor.

Ilustración 115. Perforación de la muestra L2M3-20. Tomada por el autor.

Ilustración 116. Vista lateral de la extracción. Tomada por el autor.

Ilustración 117. Núcleo L2M3-20º. Tomada por el autor.

Ilustración 118. Núcleo L2M3-20º. Tomada por el autor.

FOTOGRAFÍAS NOVIEMBRE 19 DE 2018

La zona de trabajo en la mina se encontró muy húmeda debido a precipitaciones que habían tenido lugar el día anterior en el área de explotación. Para continuar con el muestreo, se giró el bloque de roca usando una retroexcavadora de forma cuidadosa. Sin embargo, los resultados no fueron los esperados, la cara del bloque presentaba múltiples fisuras y material blando a pocos centímetros (10) de la superficie, lo cual dificultó la recuperación de las muestras útiles.

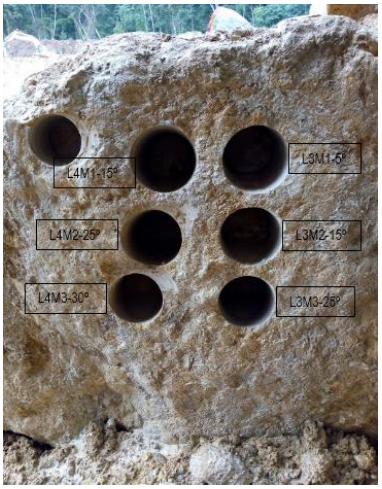


Ilustración 119. Localización de muestras extraídas. Tomado por el autor.

Ilustración 120. Equipo de corte. Tomado por el autor.

Ilustración 121. Núcleo de roca caliza con grandes fisuras y poros. Tomado por el autor.

Ilustración 122. Ubicación de muestras extraídas. Tomado por el autor.

Ilustración 123. Interior del bloque de roca al extraer uno de los núcleos. Tomado por el autor.

Ilustración 124. Corte vertical sobre la roca en 3 pulgadas. Tomado por el autor.

Ilustración 125. Perforación del núcleo L4M2-25º. Tomado por el autor.

Ilustración 126. Núcleo L4M2-25º. Tomado por el autor.

FOTOGRAFÍAS NOVIEMBRE 20 DE 2018

Se continuó en la con la misma cara del bloque de roca, sin embargo, solo se realizaron 3 perforaciones pues la calidad de la roca en dicha zona no era la más óptima. Las muestras contenían abundante porosidad y líneas de fracturas, inhomogeneidades, material poco cementado, además de una longitud insuficiente en muchos casos.

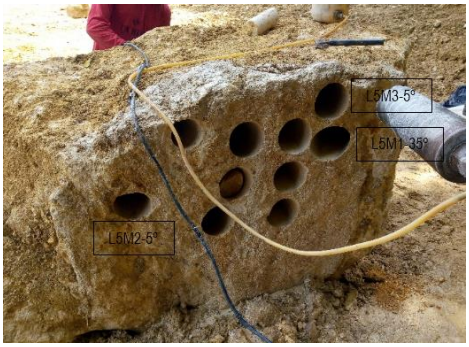


Ilustración 127. Perforaciones sobre el bloque de roca. Tomada por el autor.

Ilustración 128. Vista superior de la posición del equipo de corte a 35º. Tomada por el autor.

Ilustración 129. Inicio de corte a 35º. Tomada por el autor.

Ilustración 130. Perforación horizontal del bloque de roca. Tomada por el autor

FOTOGRAFÍAS NOVIEMBRE 21 DE 2018

Al inspeccionar la cara del bloque de roca, se notó que la franja central del contiene material de baja calidad que hace que los núcleos de roca presenten inconsistencias en su cuerpo. Por ello, se desplazó el equipo de corte hacía un costado en donde se ubica una roca blanca muy compacta.

Ilustración 131. Cara a perforar sobre el bloque de roca. Tomado por el autor.

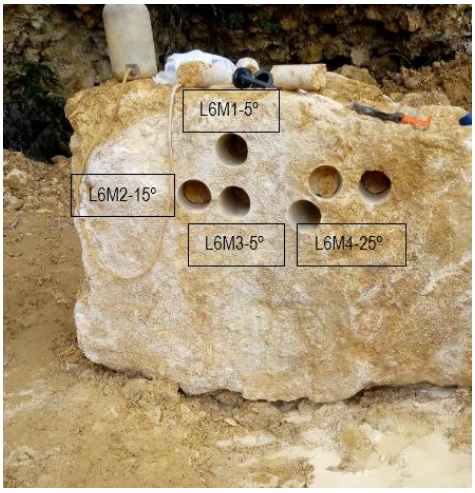


Ilustración 132. Perforaciones con malos resultados. Tomado por el autor.

Ilustración 133. Primera perforación a 0º del bloque de roca. Tomada por el autor.

Ilustración 134. Núcleos fracturados en la parte media de la roca. Tomada por el autor.

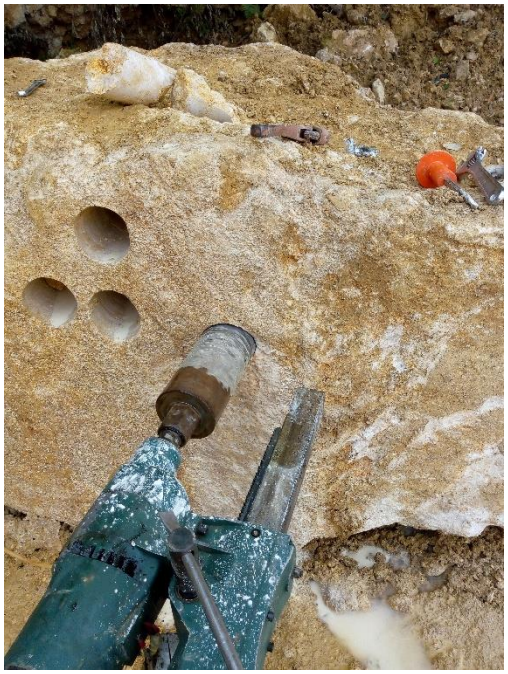


Ilustración 135. Perforación horizontal del bloque a 25º. Tomada por el autor.

Ilustración 136. El autor del proyecto desarrollando las perforaciones. Tomada por el autor.

Ilustración 137. Interior de una de las perforaciones realizadas. Tomada por el autor

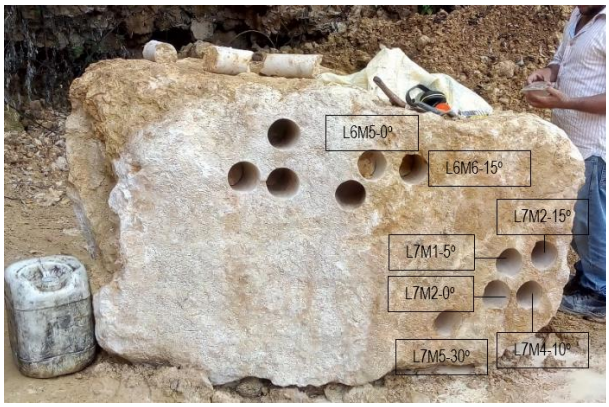


Ilustración 138. Línea 7 de perforaciones. Tomada por el autor.

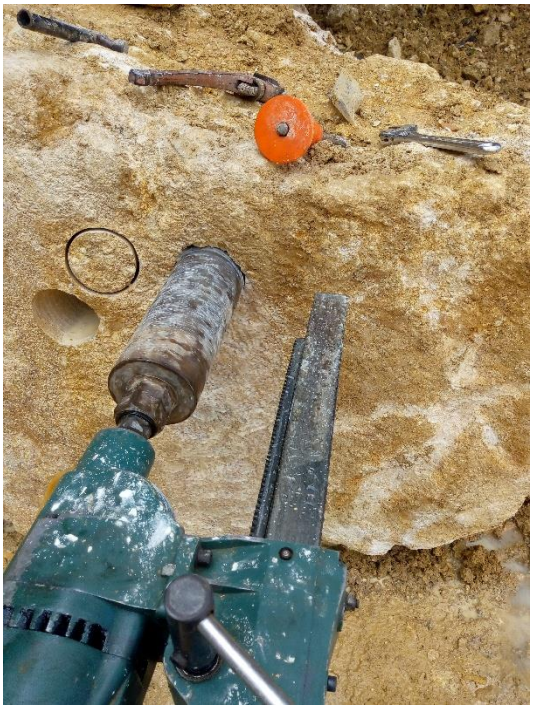


Ilustración 139. Línea 6 de perforaciones. Tomada por el autor.

Ilustración 140. Perforaciones en la parte inferior del bloque de roca. Tomada por el autor.

Ilustración 141. Equipo de corte inclinado a 30º. Tomada por el autor.

Ilustración 142. Línea 6 de perforaciones. Tomada por el autor.

Ilustración 143. Perforación muestra L7M4-10º. Tomada por el autor.

Ilustración 144. Muestra de la línea 7 de perforación, horizontal. Tomada por el autor.

13.3. PREPARACION DE MUESTRAS DE ROCA PARA ENSAYO.

Para la ejecución de los ensayos de resistencia y elasticidad sobre núcleos de roca se deben cumplir las disposiciones señaladas en el documento ASTM C 7012, además, se complementa con lo indicado en ASTM D 4543. La preparación de las muestras comprende: corte de los núcleos extraídos mediante aserrado mecánico, refrentado o capping de los extremos de los especímenes usando mortero de azufre, limpieza y alisado con lija abrasiva de una porción de la muestra para la adhesión de galgas extensométricas.

13.3.1. CORTE DE LAS MUESTRAS MEDIANTE ASERRADO MECÁNICO.

Respecto al corte de las muestras, este va acorde a la reacción de esbeltez sugerida por la norma ASTM C 7012. En ella se especifica que la relación altura/diámetro más deseable es 2:1. (H/D=2.0) y que el rango de aceptación es de más o menos 0.05 (2.5%). Es decir, la muestra debe tener una relación H/D entre 1.95 y 2.05, permitiendo que para H/D mayores a 2.0, el esfuerzo a compresión pueda ser corregido mediante el uso de la siguiente expresión (D18 Committee, 2014, 2019).

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{0.88 + 0.222\left(\frac{H}{D}\right)}$$

Luego, la longitud de corte de la muestra (altura) depende entonces del diámetro de la misma. Así, para muestras de 3 pulgadas (75 mm) se espera que la altura sea de 6 pulgadas

(150 mm). Mientras tanto, para muestras de 4 pulgadas (100 mm) el espécimen debe tener 8 pulgadas (200 mm) de longitud. Sin embargo, esto se debe medir con el diámetro real de la muestra de ensayo y no el nominal especificado por el tamaño de la broca. Las muestras de ensayo fuero cortadas respetando tal tolerancia dimensional, excepto algunos núcleos de 3 pulgadas que con el refrentado alcanzaron tal especificación.

Seguidamente se presenta una serie de imágenes tomadas sobre las muestras antes de la ejecución de los cortes. En ellas se evidencia inhomogeneidades sobre los especímenes, su composición, distribución de la estructura de poros y la ejecución de los cortes.

Ilustración 145. Muestra cubierta por foil de aluminio. Tomada por el autor.

Ilustración 146. Muestra L4M1-15º de la cantera 3. Tomada por el autor.

Ilustración 147. Muestra L5M1-5º de la cantera 3. Tomada por el autor.

Ilustración 148. Sección transversal de una de las muestras de la cantera 3 Tomada por el autor.

Ilustración 149. Muestra de 4 pulgadas de la cantera 3. Tomada por el autor.

Ilustración 150. Muestras de roca rotuladas. Tomada por el autor.

Ilustración 151. Muestra L2M3-20º de la cantera 3. Tomada por el autor.

Ilustración 152. Sección de una muestra de la cantera 3. Tomada por el autor.

Ilustración 153. Muestra con planos de fractura bien definidos. Tomada por el autor.

Ilustración 154. Espécimen no utilizado en los ensayos dada su forma y porosidad. Tomada por el autor.

Lo anterior evidencia el grado de complejidad de las labores de campo, pues la gran porosidad presente en las muestras dificulta el extraer especímenes integras que cumplan con las disposiciones normativas requeridas en cada caso. A continuación, se presenta un grupo de imágenes de las muestras luego de someterlas al proceso de aserrado mecánico.

Ilustración 155. Equipo de corte de muestras de roca. Tomada por el autor.

Ilustración 157. Muestra de roca cortada con 200 mm de longitud. Tomada por el autor.

Ilustración 156. Muestra L4M3-30º con extremos terminados. Tomada por el autor.

Ilustración 158. Muestra de roca L7M2-10°.

Tomada por el autor.

Ilustración 159. Extremo cortado de la muestra de roca. Tomada por el autor.

Ilustración 160. Muestra de roca L7M3-20°. Tomada por el autor.

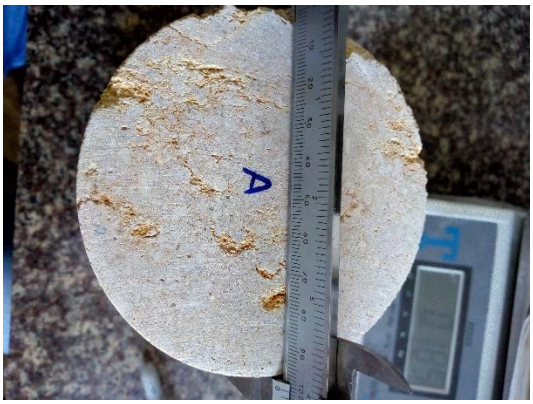


Ilustración 161. Extremo superior de la muestra L7M3-20°. Tomada por el autor.

Ilustración 162. Muestra extraída a 15°. Tomada por el autor.

Ilustración 163. Muestra extraída a 0°. Tomada por el autor.

Ilustración 164. Muestra L6M4-25° de la cantera 3. Tomada por el autor.

Ilustración 165. Extremo poroso de uno de los núcleos de roca. Tomada por el autor.

13.3.2. REFRENTADO DE ESPECÍMENES DE ROCA.

A la hora de evaluar el desempeño mecánico de muestras de componentes cementícios como el concreto, la prueba de resistencia a la compresión axial es uno de los métodos más empleados y difundidos por su facilidad de realización, bajo costo y precisión si se realiza de forma adecuada. Sin embargo, Da silva et al. afirman que existe gran dispersión en los resultados de los ensayos de muestras cilíndricas de concreto endurecido debidos a factores referentes a la geometría de los especímenes, sus dimensiones, grado de compactación, así como problemas referidos al paralelismo de sus caras, la ortogonalidad y la relación entre el eje de aplicación de carga y la regularidad de sus extremos. Por otra parte, una pequeña irregularidad en la superficie de la muestra parece ser suficiente para inducir esfuerzos heterogéneos durante de la aplicación de la carga, lo cual puede conducir a una disminución de la resistencia medida (da Silva, Paulino, & Cetlin, 2012).

Las normas americanas ASTM C39 y C469, así como la norma técnica colombiana NTC 673 y 4025 definen los requisitos de planitud y perpendicularidad para llevar a cabo los

ensayos de resistencia y elasticidad en el concreto. En caso que ellos no puedan ser asegurados con el solo proceso de moldeado, existen técnicas para el mejoramiento de las superficies de las muestras a ser ensayadas usadas para garantizar las condiciones anteriormente citadas, que como es sabido, causan dispersión en los valores de resistencia a compresión medidos y, por tanto, incertidumbres. Estas técnicas se clasifican en sistemas adheridos, en sistemas no adheridos, en sistemas mecánicos de corte, y aquellos de pulimiento y desgaste del material (da Silva et al., 2012).

Como estándar para la rectificación de muestras, las normas ASTM C 617 y NTC 504 definen el uso de refrenado con mortero de azufre como método preferido. El modelo colombiano precisa que la resistencia del material de refrentado no sea inferior a 35 MPa y al menos igual a la de la muestra a ensayar. Por otro lado, la norma americana es más restrictiva en afirmar que los morteros de azufre preparados o patentados en laboratorio son permitidos si se garantiza un tiempo de endurecimiento mínimo de 2 h antes de ser ensayados, para concretos con resistencias inferiores a 5000 psi (35 MPa). Para concretos de resistencias de 5000 psi o mayores, se debe permitir el endurecimiento de las capas de mortero de azufre un tiempo mínimo de 16 h antes del ensayo (C09 Committee, 2015; ICONTEC, 1995). Esto, para evitar la falla prematura del material de refrentado y así garantizar que se mantenga las condiciones de planitud desde la carga inicial hasta la falla.

Cylinder Compressive Strength psi (MPa)	Minimum Strength of Capping Material	Maximum Average Thickness of Cap	Maximum Thickness Any Part of Cap
500 to 7000 psi (3.5 to 50 MPa)	5000 psi (35 MPa) or cylinder strength whichever is greater	¼ in. (6 mm)	5⁄16 in. (8 mm)
greater than 7000 psi (50 MPa)	Compressive strength not less than cylinder strength, except as provided in 5.1.1	⅛ in. (3 mm)	3⁄16 in. (5 mm)

Ilustración 166. Requisitos mínimos de resistencia y espesor del material de refrentado con mortero de azufre. Tomado de (C09 Committee, 2015).

Da Silva et al. (2012) encontraron que, al ensayar dos probetas cilíndricas de azufre puro de 55 mm de diámetro por 100 mm de altura, se alcanzó una resistencia media de 34,95 MPa para verificar el cumplimiento de la normativa ASTM C 617. Ello como parte de su programa experimental para comprobar los efectos del método de refrenado sobre la resistencia a compresión de materiales cementicios. Sin embargo, pruebas realizadas en laboratorio a cubos de azufre puro fundido en una olla eléctrica a 160 ºC proporcionaron resistencias inferiores a los 7 MPa después de 5 horas de haber sido colados, por ello, se desarrollaron alternativas para mejorar esos valores.

S. Ahmed, de la Universidad de Liverpool, estudió el efecto del refrentado sobre la resistencia compresión de cubos de concreto, en donde revisa la influencia de los métodos de terminación de las superficies de las mezclas hechas con mortero de azufre, cartón cuadrado de 6 in y espesor 1/8 in con dureza 15 y almohadillas de caucho cuadradas de 6 in y espesor 1/8 in con dureza 60 – 65. De lo anterior, determinó que una mezcla de Azufre (62%), Arena fina (36%) y Carbón negro (2%) proporcionaron un valor de resistencia promedio de 5920 lb/in^2 al ensayar cubos de mortero de azufre de 5 in, fundidos a 160ºC en estado visco-elástico, después de 18 horas después de su colado (Ahmed, 1955).

El 9 de noviembre de 2018 se desarrolló un programa experimental para encontrar la dosificación adecuada de morteros de azufre diseñados según los lineamientos de la norma

ASTM C617, en cumplimiento de NTC 504. Esto, luego de verificar que el azufre puro por sí mismo no es capaz de desarrollar la resistencia mínima especificada (35 MPa), según las normas citadas, y que la resistencia a compresión de las muestras de roca a ensayar superan este último.

Tres cubos de azufre puro de 125 cm^3 (2 in por in), fundidos a 150 ºC en un recipiente hermético (cámara cerrada), fueron colados en moldes de madera preparados anteriormente. El Las pruebas mecánicas sobre los cubos fueron llevados a cabo luego de 6 horas de su fundida, atendiendo que, según la norma NTC 504, estos morteros no deben ser ensayados antes de 2 horas de su colocación, y que se debe comprobar su resistencia en el momento en que se vaya a desarrollar el ensayo de resistencia a compresión en la muestra en estudio (ICONTEC, 1995).

MUESTRA 1. 100% AZUFRE					
A (cm)	4,95	Hora Ensayo	18:00	Carga (KN)	15,16
	5,09	Edad (hrs)	6	Velocidad (KN/s)	0,63
B (cm)	4,87	Área (cm2)	25,02	Resistencia	
	5,1	Volumen (cm3)	127,58	Mpa	**6,1**
C (cm)	5,09			Kgf/cm2	**60,6**
	5,11			Psi	**865,7**

MUESTRA 2. 100% AZUFRE					
A (cm)	5,06	Hora Ensayo	18:00	Carga (KN)	16,42
	5,04	Edad (hrs)	6	Velocidad (KN/s)	0,63
B (cm)	5,06	Área (cm2)	25,35	Resistencia	
	4,98	Volumen (cm3)	128,53	Mpa	**6,5**
C (cm)	5,07			Kgf/cm2	**64,8**
	5,05			Psi	**925,3**

MUESTRA 3. 100% AZUFRE					
A (cm)	5,08	Hora Ensayo	18:00	Carga (KN)	17,18
	5,09	Edad (hrs)	6	Velocidad (KN/s)	0,63
B (cm)	4,96	Área (cm2)	25,53	Resistencia	
	5,08	Volumen (cm3)	130,19	Mpa	**6,7**
C (cm)	5,1			Kgf/cm2	**67,3**
	5,1			Psi	**961,4**

Fig 27. Resultados de resistencia mecánica sobre cubos de azufre puro de 50 mm de arista. Desarrollada por el autor.

Por otra parte, la norma americana ASTM C617 especifica lo siguiente: Morteros de azufre preparados o patentados en laboratorio son permitidos si se garantiza un tiempo de endurecimiento mínimo de 2 h antes de ser ensayados, para concretos con resistencias

inferiores a 5000 psi (35Mpa). Para concretos de resistencias de 5000 psi o mayores, se debe permitir el endurecimiento de las capas de mortero de azufre un tiempo mínimo de 16 h antes del ensayo (C09 Committee, 2015).

Atendiendo a que, a falta de normativas al respecto en la mecánica de rocas, muchos autores sugieren la aplicación de las metodologías usadas en concreto en las muestras de roca. Las Por otra parte, las rocas presentan resistencias a compresión promedio del orden de los 70 MPa y que las muestras de azufre puro ensayadas no satisfacen los valores de resistencia establecidos.

De lo anterior, se debe desarrollar un programa de dosificación buscando una mezcla de materiales que garantice tal nivel de resistencia. Sin embargo, es difícil lograr tal magnitud de resistencia usando sólo azufre puro, es ahí donde se vio la necesidad de utilizar arena para mejorar el comportamiento mecánico del material de refrentado según los antecedentes registrados. Es deseable que al menos 50% de la resistencia de la roca (35 MPa) sea garantizado en el refrentado para la aplicación de los ensayos de módulo de elasticidad secante según ASTM D 7012, a pesar que en las rocas este tipo de metodología no tiene una norma específica al respecto.

El programa se basó en la utilización de dos tipos de arena mineral; Tipo 1: arena de rio extraída del municipio de Lorica (Córdoba) y Tipo 2: arena de yacimientos en el municipio de Tuchín (Córdoba). Ambas fueron caracterizadas granulométricamente según norma NTC 77, 78 y 3937. Las arenas fueron secadas en horno a una temperatura de 110±5 ºC, posteriormente tamizadas después de lavadas según la NTC78 garantizando así la remoción del material más fino que la malla Nº200. Los resultados se muestran a continuación.

Arena Tipo 1.

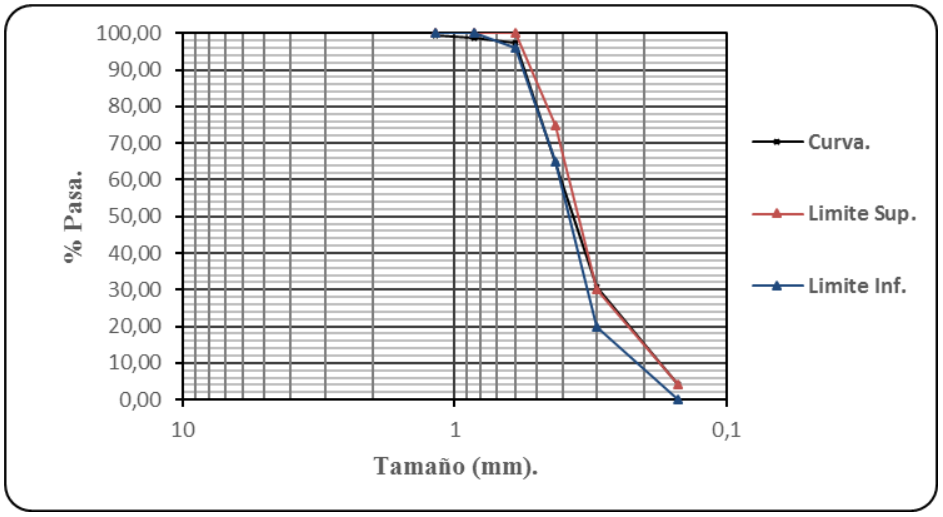


Fig 28. Caracterización granulométrica según NTC 3937. Desarrollado por el autor.

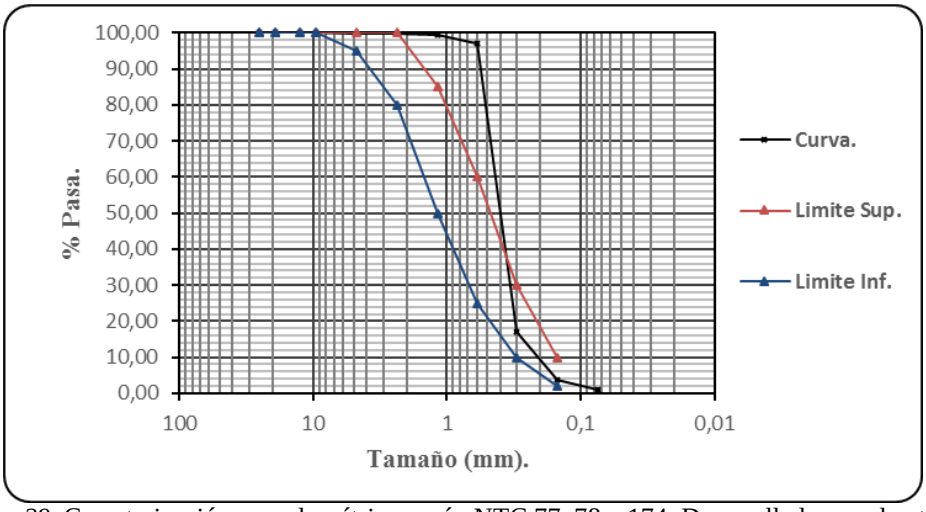


Fig 29. Caracterización granulométrica según NTC 77, 78 y 174. Desarrollado por el autor.

Adicionales: TM 9.51 mm, Porcentaje pasa la malla Nº200 1.12% y Modulo de finura de 1.83.

Arena Tipo 2.

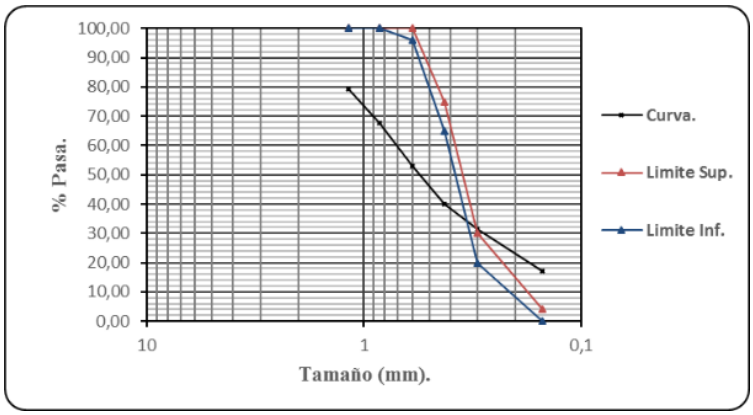


Fig 30. Caracterización granulométrica arena de Tuchín según NTC 3937. Desarrollado por el autor.

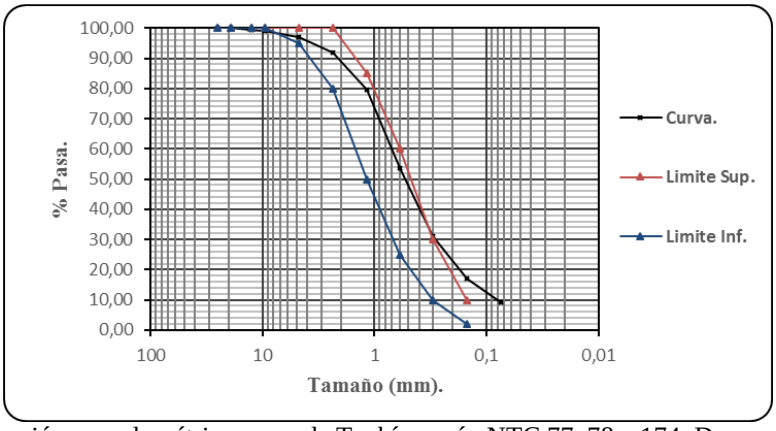


Fig 31. Caracterización granulométrica arena de Tuchín según NTC 77, 78 y 174. Desarrollado por el autor.

Adicionales: TM 19,1 mm, Porcentaje pasa la malla Nº200 9,27% y Modulo de finura de 2,29.

Se observa que la arena tipo 1 (Lorica) presenta un módulo de finura de 1.83 y un pasa 200 de 1.12% y por ende es muy fina. Mientras que la arena tipo 2 (Tuchín) presentó un módulo de finura de 2.29 y un Pasa 200 de 9.27%, mostrando mayores tamaños y mayor cantidad de partículas más finas que la malla 200. Por otra parte, sólo la arena tipo 1 cumplió los requisitos granulométricos de la NTC 3937.

Características	Arena 20-30	Arena gradada
Gradación, porcentaje que pasa a través del tamiz:		
1,18 mm (No. 16)	100	100
850 µm (No. 20)	85 a 100	
600 µm (No. 30)	0 a 5	96 a 100
425 µm (No. 40)		65 a 75
300 µm (No. 50)		20 a 30
150 µm (No. 100)		0 a 4
Diferencia en el contenido de aire de morteros hechos con arena lavada y sin lavar, % máximo de aire	2,0	1,5[A]
Procedencia de la arena		Nota 1
[A] La resistencia a la compresión del mortero de la NTC 220 (ASTM C109), hecho con cemento de la NTC 121 (ASTM C150), NTC 321 (ASTM C150 ó ASTM C595 o ASTM C1157, se debe reducir aproximadamente un 4 % por cada punto porcentual de aire en el cubo compactado. Sin embargo, se necesitan por lo menos tres muestras de arena lavada y tres de arena sin lavar, para detectar confiablemente una diferencia en la resistencia del 7 %, entre los morteros.		

Ilustración 167. Requisitos granulométricos de la arena normalizada según NTC 3937. Tomado de (ICONTEC, 2016)

Ambos agregados fueron utilizados como materia prima para la producción de morteros de azufre luego de ser lavadas por la malla Nº200, secadas y tamizadas por la malla Nº16 (1.18mm) para eliminar sobre tamaños, fundiendo así 3 cubos con cada tipo de arena variando el porcentaje de reemplazo de estas en la mezcla. Para la arena Tipo 1, se usaron reemplazos del 50%, 53.3% y 58.2% de azufre mientras que para la Tipo 2 fue de un 50%, 57.9% y 65.1%. La misma consistencia de la mezcla tipo 1 no permitió aumentar el porcentaje de reemplazo de

esta misma sobre 60%, pues se volvió a inmanejable y se corría el riego de que esta se endureciera muy rápidamente antes de colocarla en la muestra. A continuación, se exponen los resultados obtenidos en las pruebas de resistencia después de transcurridas 16 horas desde su fundida.

MUESTRA 1. 42% AZUFRE - 58% ARENA LORICA					
A (cm)	5,05	Hora Ensayo	10:00	Carga (KN)	62,97
	5,06	Edad (hrs)	16	Velocidad (KN/s)	1
B (cm)	5,08	Área (cm2)	25,88	Resistencia	
	5,16	Volumen (cm3)	129,67	Mpa	**24,3**
C (cm)	5,01	Peso (gr)	280	Kgf/cm2	**243,3**
	5,01	Densidad (gr/cm3)	2,16	Psi	**3475,5**

MUESTRA 2. 47% AZUFRE - 53% ARENA LORICA					
A (cm)	5,08	Hora Ensayo	10:00	Carga (KN)	70,17
	5,09	Edad (hrs)	16	Velocidad (KN/s)	1
B (cm)	5,08	Área (cm2)	25,78	Resistencia	
	5,06	Volumen (cm3)	131,74	Mpa	**27,2**
C (cm)	5,11	Peso (gr)	291	Kgf/cm2	**272,2**
	5,11	Densidad (gr/cm3)	2,21	Psi	**3888,2**

MUESTRA 4. 50% AZUFRE - 50% ARENA LORICA					
A (cm)	5,05	Hora Ensayo	10:00	Carga (KN)	71,86
	5,01	Edad (hrs)	16	Velocidad (KN/s)	1
B (cm)	5,06	Área (cm2)	25,25	Resistencia	
	4,98	Volumen (cm3)	128,77	Mpa	**28,5**
C (cm)	5,1	Peso (gr)	274	Kgf/cm2	**284,6**
	5,1	Densidad (gr/cm3)	2,13	Psi	**4065,7**

Fig 32. Resultados de resistencia mecánica sobre cubos de azufre con arena de Lorica. Desarrollada por el autor.

MUESTRA 5. 50% AZUFRE - 50% ARENA TUCHIN					
A (cm)	5,2	Hora Ensayo	10:00	Carga (KN)	38,63
	5,25	Edad (hrs)	16	Velocidad (KN/s)	1
B (cm)	5,33	Área (cm2)	26,98	Resistencia	
	5	Volumen (cm3)	142,97	Mpa	**14,3**
C (cm)	5,3	Peso (gr)	301	Kgf/cm2	**143,2**
	5,34	Densidad (gr/cm3)	2,11	Psi	**2045,8**

MUESTRA 4. 42% AZUFRE - 58% ARENA TUCHIN					
A (cm)	5,33	Hora Ensayo	10:00	Carga (KN)	50
	5	Edad (hrs)	16	Velocidad (KN/s)	1
B (cm)	5,21	Área (cm2)	26,87	Resistencia	
	5,2	Volumen (cm3)	142,42	Mpa	**18,6**
C (cm)	5,3	Peso (gr)	320	Kgf/cm2	**186,1**
	5,34	Densidad (gr/cm3)	2,25	Psi	**2658,2**

MUESTRA 5. 35% AZUFRE - 65% ARENA					
A (cm)	5,31	Hora Ensayo	10:00	Carga (KN)	44,08
	5,01	Edad (hrs)	16	Velocidad (KN/s)	1
B (cm)	5,06	Área (cm2)	25,90	Resistencia	
	4,98	Volumen (cm3)	138,83	Mpa	**17,0**
C (cm)	5,36	Peso (gr)	297	Kgf/cm2	**170,2**
	5,36	Densidad (gr/cm3)	2,14	Psi	**2431,2**

Fig 33. Resultados de resistencia mecánica sobre cubos de azufre con arena de Tuchín. Desarrollada por el autor.

Tabla 40. *Resumen de resultados de resistencia a compresión sobre cubos de mortero de zufre.*

Referencia	Resistencia MPa (PSI)
58 % arena Tipo1	24,3 (3475,7)
53 % arena Tipo1	27,2 (3888,6)
50 % arena Tipo1	28,5 (4065,7)
50 % arena Tipo2	14,3 (2045,7)
58 % arena Tipo2	18,6 (2658,6)
65 % arena Tipo2	17,0 (2431,4)

PRODUCCIÓN DE CUBOS DE MORTERO DE AZUFRE SEGÚN ASTM C169.

Equipos: Molde para cubos de 50x50x50 mm, Termómetro, balanza, cuchara metálica, olla eléctrica[15], brocha, aceite mineral o grasa, cemento blanco, equipo de seguridad personal.

[15] Herramienta utilizada para la fundición del azufre.

Nota: Los operarios deben usar uniformes apropiados para manipular este tipo de compuestos que son altamente nocivos para la salud, zonas como la vista y la nariz son altamente sensibles.

1. Se limpia y se aseguran los moldes cuidadosamente de modo que la muestra, al colocarse dentro de las aberturas, no se derrame y contamine el espacio. Los moldes utilizados están hechos de madera resistente con superficie lisa, de 50x50x50 mm, asegurados por 4 tornillos a lo largo del equipo.

Ilustración 168. Parte superior del molde para cubos de mortero. Tomado por el autor.

Ilustración 169. Parte inferior del molde para cubos de mortero. Tomado por el autor.

2. Para garantizar una completa hermeticidad en el molde, se sellan las juntas de su parte inferior empleando pasta de cemento blanco de rápido endurecimiento. Al tiempo, se cubren las paredes internas del molde con grasa fina usando una brocha pequeña para esparcilla uniformemente en toda la superficie, de modo que el cubo fundido no se adhiera a la superficie en cuestión. Esta preparación supone un tratamiento óptimo para generar una adecuada terminación superficial.

Ilustración 170. Equipo de sellado de juntas. Tomado por el autor.

Ilustración 171. Terminado inferior. Tomado por el autor.

3. Al tiempo, se enciende la olla o cámara eléctrica para la fundición y se deposita una cantidad adecuada de azufre comercial en polvo. Atendiendo a que cada cubo de 50x50x50 mm pesa aproximadamente 300 gramos, se pueden utilizar 1000 gr de azufre puro para un ensayo de 3 cubos. Si se va a dosificar con algún tipo de agregado, se recomienda calentar el mismo a una temperatura de aproximadamente 140ºC[16] para reducir las pérdidas de calor y asegurar que la mezcla se mantenga fluida un tiempo adecuado para su fundición.
4. Se espera que el azufre se derrita y asuma una consistencia visco-plástica[17], se mide constantemente la temperatura de la mezcla de modo que esta se encuentre entre 130ºC y 145ºC. Se pudo notar que normalmente se excede esa temperatura hasta unos 160ºC, pero al pasar de la olla a los moldes, su temperatura baja a uno 136ºC por efecto del rápido endurecimiento del azufre.
5. Se colocan los moldes metálicos sobre una superficie plana con grasa, luego se vierte el material fluido asegurando que se rebose un poco sobre el molde a razón de que la mezcla tiende a asentarse y disminuir su altura mientras se endurece. Se registra la temperatura inmediatamente después de colocado el material.
6. Se dejan las muestras en un sitio aireado, y sin contacto con agua hasta la fecha de ensayo.

[16] LA ASTM C167 especifica que la muestra debe fundirse a una temperatura entre 130 y 145 ºC.
[17] Recomendación realizada por S. Ahmed de la Universidad de Liverpool

Ilustración 172. Cubos de mortero de azufre con arena de lorica.

Luego de haber analizado los resultados anteriormente obtenidos, se escogió una dosificación en peso de 50% de azufre y 50% de arena lavada de rio para la realización de los morteros de azufre para refrentado. Se utilizó la arena tipo 1, de Lorica, seca al horno con la particularidad de que esta fue colada por la mala Nº30 (0.600 mm) en vez de la malla Nº16 (0.850 mm), pensando en que los espesores del refrentado son cercamos a los 4 mm como máximo por la misma capacidad del molde. De esa forma, se garantiza una mayor cantidad de partículas de agregado cubiertas por azufre y se espera un aumento de resistencia en las muestras de mortero. Además, el material no fue lavado previamente por la malla Nº200 (0.075mm) como dato adicional.

Ilustración 173. Tamizado de arena de lorica. Tomado por el autor.

Ilustración 174. Arena de lorica tamizada. Tomado por el autor

27 DE NOVIEMBRE DE 2018

Se mezclaron 1500 gr de azufre en polvo con 1500 gr de arena de lorica preparada como se cita arriba. Se depositó el azufre en la olla de calentamiento hasta que este fue derretido y tomó una consistencia plástica. Se introdujo la mitad de la arena en el molde mezclando vigorosamente con un cucharon metálico. Se tapó nuevamente la estufa esperando que la mezcla se homogeneizara. Luego de 10 minutos se depositó la arena faltante y se calentó nuevamente la mezcla hasta que se observó una consistencia plástica y brillosa.

La arena fue calentada en horno eléctrico a temperatura de 142ºC. Antes de mezclar la arena con el azufre derretido, se midió su temperatura con un termómetro digital de punzón[18] registrando 149ºC. El azufre puro presentó una temperatura de al menos 138ºC y la mezcla en los moldes una temperatura media de 142ºC.

Ilustración 175. Fotografía del horno eléctrico usado. Tomada por el autor.

Ilustración 176. Plato de refrentado de muestras de 4 pulgadas. Tomada por el autor.

Fueron colados 5 cubos de mortero de azufre sobre moldes de madera cubiertos por capas finas de grasa mineral muy fina para dificultar su adherencia a los mismos. Es preciso anotar que estos cubos, luego de colocados, toman de 5 a 10 minutos en endurecer y permitir

[18] Termómetro BRIXCO con rango de uso de -40ºC hasta 150ºC.

su desmoldado, pero durante el proceso de enfriamiento, estas sufren una disminución en la altura respecto al borde del molde, producto de las mismas reacciones presentes en la mezcla.

Por otra parte, el instrumento de refrentado consta de una base metálica sobre la cual se coloca un plato de acero rígido en donde es depositada la mezcla. El plato es cubierto con grasa mineral mediante una esponja fina para garantizar una superficie lisa y a su vez, lograr un rápido desmolde. Foto equipo. El endurecimiento de la capa de mortero es de 2 a 5 minutos.

EQUIPOS

Caldera eléctrica.	Equipo de protección personal	Instrumento de refrentado
Extensión	Termómetro	Esponja fina
Cucharon Metálico	Balanza digital	Agua y Cemento blanco
Cincel y martillo	Moldes cúbicos	Espátula
Tamiz Nº30	Grasa Mineral	Arena y Azufre.
Horno Eléctrico (150ºC)		

El día 28 de noviembre, se procedió a desmoldar los cubos de mortero fundidos. Estas fueron rectificadas utilizando una sierra manual para quitar las protuberancias sobre los moldes. Durante el proceso, una de las muestras se quebró en una de sus esquinas. Las cuatro restantes fueron pesadas y fueron tomadas sus dimensiones para proceder a ensayarlas.

Las muestras M_1 y M_2 fueron tomadas antes de refrentar las muestras de roca, mientras que las de referencia M_4 y M_5 fueron tomadas al finalizar la jornada. La muestra M_3 se deterioró durante el desmolde.

MUESTRA 1. 50% AZUFRE - 50% ARENA					
A (cm)	5,12	Hora Ensayo	10:00	Carga (KN)	53,58
	5,05	Edad (hrs)	16	Velocidad (KN/s)	1,35
B (cm)	4,96	Área (cm2)	25,08	Resistencia	
	4,9	Volumen (cm3)	128,41	Mpa	**21,4**
C (cm)	5,13	Peso (gr)	258	Kgf/cm2	**213,6**
	5,11	Densidad (gr/cm3)	2,01	Psi	**3051,9**

MUESTRA 2. 50% AZUFRE - 50% ARENA					
A (cm)	5,01	Hora Ensayo	14:00	Carga (KN)	52,24
	5,13	Edad (hrs)	20	Velocidad (KN/s)	1,35
B (cm)	5,08	Área (cm2)	25,63	Resistencia	
	5,03	Volumen (cm3)	131,47	Mpa	**20,4**
C (cm)	5,13	Peso (gr)	263	Kgf/cm2	**203,8**
	5,13	Densidad (gr/cm3)	2,00	Psi	**2912,1**

MUESTRA 4. 50% AZUFRE - 50% ARENA					
A (cm)	5,48	Hora Ensayo	14:00	Carga (KN)	40,68
	5,36	Edad (hrs)	20	Velocidad (KN/s)	1,35
B (cm)	4,34	Área (cm2)	24,15	Resistencia	
	4,36	Volumen (cm3)	129,19	Mpa	**16,8**
C (cm)	5,35	Peso (gr)	263	Kgf/cm2	**168,5**
	5,37	Densidad (gr/cm3)	2,04	Psi	**2406,6**

MUESTRA 5. 50% AZUFRE - 50% ARENA					
A (cm)	5,25	Hora Ensayo	14:00	Carga (KN)	43,6
	5,38	Edad (hrs)	20	Velocidad (KN/s)	1,35
B (cm)	4,33	Área (cm2)	23,19	Resistencia	
	4,19	Volumen (cm3)	124,55	Mpa	**18,8**
C (cm)	5,37	Peso (gr)	262	Kgf/cm2	**188,0**
	5,38	Densidad (gr/cm3)	2,10	Psi	**2685,4**

Fig 34. Resultados de resistencia mecánica sobre cubos de azufre con arena de Lorica al 50% de reemplazo. Desarrollada por el autor.

Tabla 41. Muestras fundidas el 27 de noviembre de 201 a las 18:00 horas.

Fecha de ensayo	Hora	Edad	Muestras
28/11/2018	10:00	16 hrs	1
28/11/2018	14:00	20 hrs	3

REGISTRO FOTOGRAFICO

Ilustración 177. Muestras de la primera bachada, M1 M2 y M3. Tomada por el autor.

Ilustración 178. Muestras segunda bachada M4 y M5. Tomada por el autor

Ilustración 179. Cubos de mortero de azufre para evaluación mecánica. Tomada por el autor.

Ilustración 180. Equipo de refrentado de muestras de roca. Tomada por el autor.

Ilustración 181. Montaje de ensayo de resistencia a compresión. Tomada por el autor

Ilustración 182. Muestra lista para ensayar. Tomada por el autor.

Ilustración 184. Núcleo de roca con capping de sulfuro. Tomada por el autor.

Ilustración 183. Núcleo de roca doblemente tratado. Tomada por el autor.

Ilustración 185. Vista superior de la cara terminada del capping de azufre. Tomada por el autor.

01 DE DICIEMBRE DE 2018

Se fundieron nuevas muestras de mortero de azufre, ahora, utilizando arena de lorica seca y colada por la malla Nº16 (0.850 mm) como alternativa para aumentar los valores de resistencia del material de refrentado. Fueron refrentados 7 núcleos de roca tomando 3 cubos de mortero en diferentes intervalos de tiempo. El primero al inicio del refrentado (No. 1), el segundo luego de tres muestras de roca (No. 2) y el restante con lo que sobró en la olla luego de terminar (No. 3).

Como dato adicional, se intentó recuperar el material de refrentado excedente luego de nivelar las caras de las muestras de roca, de modo de aprovechar al máximo la mezcla. Sin embargo, los resultados no fueron los mejores, pues este mismo al estar contaminado con grasa produjo una disminución en la resistencia de los cubos de mortero de azufre (No. 2 y No. 3). Como recomendación, se recomienda evitar la reutilización de este tipo de material.

Aquí, se utilizaron 1900 gr de azufre en polvo y 1900 gr de arena tamizada a 160 ºC. Se colocó el azufre en la caldera, sellado al ambiente, hasta que este tomó una consistencia viscoplastica a temperatura de al menos 160 ºC. Luego, este fue mezclado y colocado en los moldes.

Ilustración 186. Moldes cúbicos con mortero de azufre. Tomada por el autor.

Ilustración 187. Cubos de azufre luego de 4 días. Tomada por el autor.

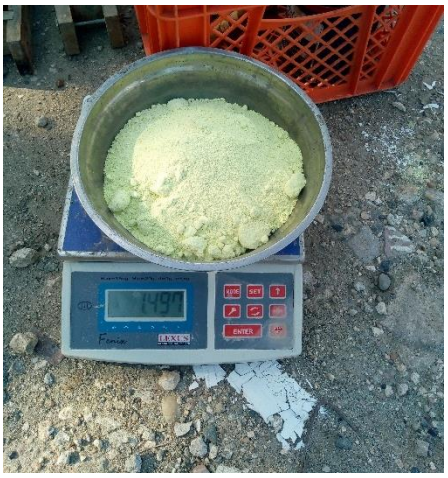


Ilustración 188. Azufre en polvo. Tomada por el autor.

Ilustración 189. Muestras de roca por refrentar. Tomada por el autor.

Ilustración 190. Arena de lorica tamizada. Tomada por el autor.

Ilustración 191. Azufre fundido en la caldera electrica. Tomada por el autor.

Ilustración 192. Muestras de roca caliza. Tomada por el autor.

Ilustración 193. Núcleo refrentado con mortero de azufre. Tomada por el autor.

Ilustración 194. Muestra de roca refrentada con mortero de azufre. Tomada por el autor.

Ilustración 195. Acabado superior de un núcleo refrentado. Tomada por el autor.

Ilustración 196. Moldes colados con mortero. Tomada por el autor.

Ilustración 197. Cubo de mortero de azufre. Tomada por el autor.

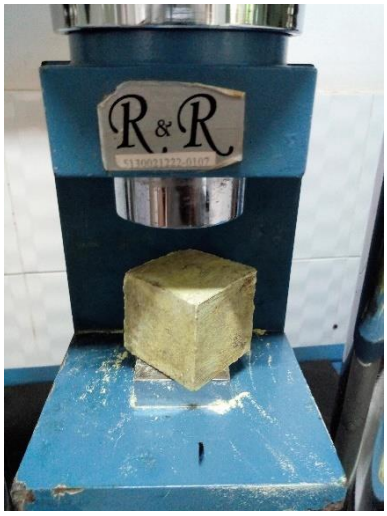


Ilustración 198. Montaje para la evaluación mecánica del mortero de azufre. Tomada por el autor.

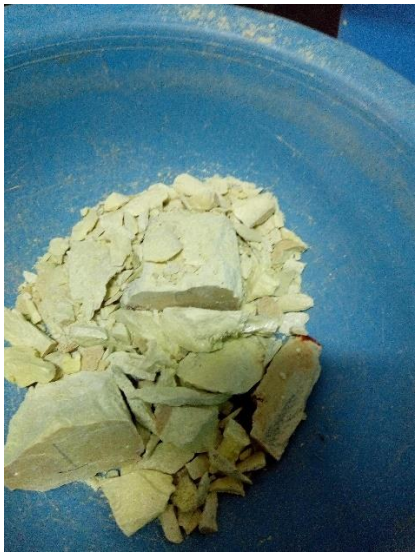


Ilustración 199. Muestra de mortero después de ser ensayada. Tomada por el autor.

Ilustración 200. Equipo de protección visual y respiratoria para la manipulación del azufre. Tomada por el autor.

Ilustración 201. Ejecución del ensayo de resistencia. Tomada por el autor.

A continuación, se presentan los resultados de las pruebas sobre los cubos de mortero de azufre. Estas fueron ensayadas luego de 4 días, a razón de que las muestras de roca también fueron ensayadas en tal fecha.

MUESTRA 1. 50% AZUFRE - 50% ARENA INICIO DE LOTE					
A (cm)	5,07	Hora Ensayo	18:00	Carga (KN)	62,68
	5	Edad (hrs)	96	Velocidad (KN/s)	1,35
B (cm)	4,07	Área (cm2)	20,55	Resistencia	
	3,87	Volumen (cm3)	105,01	Mpa	**30,5**
C (cm)	5,11	Peso (gr)	223,8	Kgf/cm2	**305,0**
	5,11	Densidad (gr/cm3)	2,13	Psi	**4357,2**

MUESTRA 2. 50% AZUFRE - 50% ARENA MITAD DEL LOTE					
A (cm)	5,14	Hora Ensayo	18:00	Carga (KN)	47,06
	5,17	Edad (hrs)	96	Velocidad (KN/s)	1,35
B (cm)	3,63	Área (cm2)	20,13	Resistencia	
	3,77	Volumen (cm3)	104,47	Mpa	**23,4**
C (cm)	5,19	Peso (gr)	215,4	Kgf/cm2	**233,8**
	5,19	Densidad (gr/cm3)	2,06	Psi	**3339,8**

MUESTRA 1. 50% AZUFRE - 50% ARENA FINAL DEL LOTE					
A (cm)	5,18	Hora Ensayo	18:00	Carga (KN)	45,94
	5,12	Edad (hrs)	96	Velocidad (KN/s)	1,35
B (cm)	4,16	Área (cm2)	21,64	Resistencia	
	4,03	Volumen (cm3)	111,25	Mpa	**21,2**
C (cm)	5,14	Peso (gr)	228,3	Kgf/cm2	**212,3**
	5,14	Densidad (gr/cm3)	2,05	Psi	**3032,3**

Fig 35. Resultados de resistencia mecánica sobre cubos de mortero de azufre. Desarrollada por el autor.

13.3.3. ADHESIÓN DE GALGAS EXTENSOMÉTRICAS.

Luego del proceso de corte y refrentado de las muestras, se procede a la adhesión de los medidores de deformación tipo strain gauge de 30 mm de longitud. Estos elementos son supremamente sensibles y requieren un extremo cuidado para que el proceso de pegado no altere los valores medidos y que, sobre todo, no se desprenda del material. Las recomendaciones hechas por parte de la empresa fabricante, PINZUAR LTDA, fueron tomados como norma ante la falta de disposiciones normativas específicas para este tipo de elementos de medición.

Recordemos que este tipo de elementos serán usados en la determinación de las deformaciones longitudinales de la muestra ensayada, de forma que la deformación unitaria se mide únicamente en la longitud donde la galga fue adherida. Es notable el cuidado que se debe tener a la hora de soldar estas pequeñas resistencias sobre las muestras, pues una un material débil o muy poroso puede influir en los resultados medidos significativamente. Para adherir una galga

extensométrica a cualquier material este debe presentar una superficie limpia y uniforme, de modo que la unión entre a la galga y el material sea sólida y se garantice la transferencia de deformación de la muestra a la resistencia por medio del espesor del adhesivo utilizado.

A continuación, se describe el paso a paso a seguir para la fijación de las galgas extensométrica sobre las muestras de roca o concreto. Es procedimiento se expone en base a los conocimientos del autor y algunas instrucciones recibidas por el fabricante del equipo.

1. En primer lugar, se dispone de un área de trabajo limpia y amplia donde se puedan ubicar las herramientas de forma ordenada. El personal que manipulará las galgas deberá usar guantes de látex tipo quirúrgicos en todo momento, tapabocas y gafas protectoras.
2. Inicialmente se escoge una franja del lado largo de la muestra libre de juntas, hendiduras, fisuras para adherir la galga extensométrica.
3. Sobre tal franja se aplica un alisado en la zona central de la muestra, aproximadamente 60 mm donde se adherirá el strain gauge, de modo que cualquier irregularidad durante el proceso de extracción o la misma porosidad superficial sea visualmente eliminada.
4. Posteriormente, se realiza un proceso de limpieza de la zona anterior con el uso de pequeñas almohadillas de algodón empapadas con los químicos presentes en el kit de medición. Estos son: un alcohol ALH, una acetona ACTN y un TRM.
5. De igual forma, se realiza una limpieza intensiva sobre una pequeña placa de vidrio sobre la cual las galgas extensométricas son dispuestas.
6. Se ubican dos trozos de cinta sobre la placa de vidrio, una para la galga extensométrica y otra para una pequeña placa con dos líneas de bronce[19]. Con el uso de pinzas metálicas se

[19] Sobre esa placa de bronce se fijan los cables que se conectan a la caja de galgas

toma la galga extensométrica y se lleva hacia el lado con pegamento de la cinta, al igual que la placa.

7. Con un lápiz y una escuadra, se señala la parte media sobre el lado más largo de la muestra donde se ubicará la galga, dejando flechas verticales y horizontales indicando el punto medio.
8. Se ubica la galga extensométrica sobre la parte central de la muestra usando la cinta para centrarla, luego se despega la misma de un extremo y se aplica rápidamente el adhesivo utilizado de forma que cubra la longitud total de la galga usada. El adhesivo que mejor comportamiento ofrece es el Cianoacrilato, por encima de las Resinas Epóxicas y polímeros.
9. Nuevamente se adhiere ágilmente la galga a la muestra con pegamento por medio de la cinta, se aplica ligera presión sobre el conjunto durante 60 segundos con el dedo o la parte baja de la mano.
10. Se repiten los pasos 8 y 9 para la fijación de la placa de bronce.
11. Se utiliza un cautín y estaño para unión de los cables que vinculan la galga con el kit de medición o control. Para ello, la placa de bronce sirve como una transición en donde la galga y el cable se unen.
12. Se debe dar espera por un término de 24 horas para que el adhesivo utilizado se fije adecuadamente, según las recomendaciones del fabricante del producto.

El equipo de galgas extensométricas permite tomar dos lecturas simultaneas de deformación, es decir, permite registrar paralelamente y de forma continua la deformación de la muestra con dos galgas en sentido longitudinal para una mejor precisión en las lecturas, así como también, la deformación en sentido transversal y longitudinal para la valoración de la relación de

Poisson del material. En ambos casos, el procedimiento anterior es idéntico y debe ser seguido a cabalidad.

Ilustración 202. Kit de galgas. Tomado por el autor.

Ilustración 203. Removedores para la limpieza de las muestras. Tomado por el autor.

Ilustración 204. Labores de limpieza de la franja donde se instalará la galga extensométrica. Tomado por el autor.

Ilustración 205. Galgas extensométricas. Tomado por el autor.

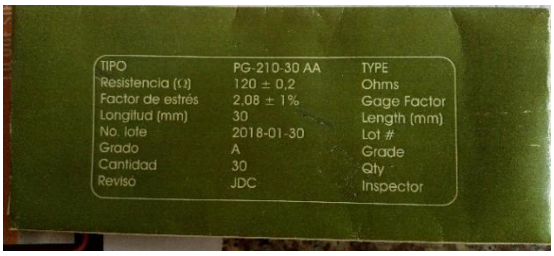


Ilustración 206. Referencia de las galgas extensométricas utilizadas. Tomado por el autor.

Ilustración 207. Preparación complementaria de la adhesión de galgas. Tomado por el autor.

Ilustración 208. Placas de bronce preparadas para pegarlas. Tomado por el autor.

Ilustración 209. Galga extensométrica lista para adherir. Tomado por el autor.

Ilustración 210. Adhesivo colocado sobre las muestras de roca preparadas. Tomado por el autor.

Ilustración 211. Galgas después de fijadas sobre las muestras. Tomado por el autor.

Ilustración 212. Galga adherida sobre la roca. Tomado por el autor.

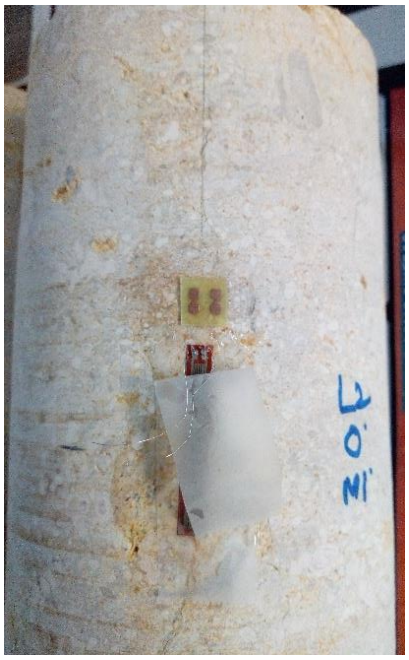


Ilustración 213. Final del proceso de pegado de la galga. Tomado por el autor.

Ilustración 214. Fijado de los pelos de las galgas sobre las placas de bronce. Tomado por el autor.

13.4. DESARROLLO DE LOS ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN MECÁNICA.

A continuación, se muestran algunas fotografías de los ensayos realizados sobre las muestras de roca. En ellas se puede evidenciar el montaje realizado en la presan hidráulica para la medición de las deformaciones, así como también los modos de falla de las muestras de roca al ser sometidas a esfuerzos axiales.

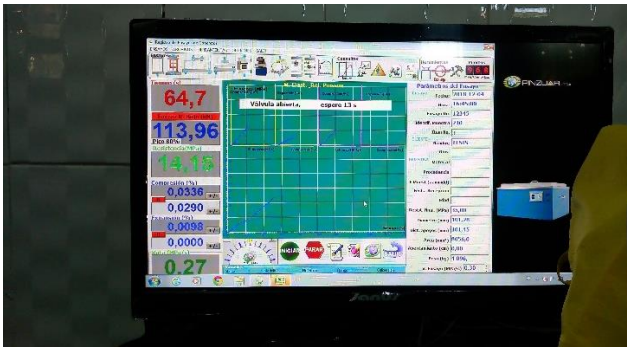


Ilustración 215. Software para el registro y control de las mediciones. Tomado por el autor.

Ilustración 216. Equipo para la medición de deformaciones. Tomado por el autor.

Ilustración 217. Ejecución del ensayo de elasticidad en rango bajo. Tomado por el autor.

Ilustración 218. Comparadores de caratula digitales y al fondo el kit de galgas. Tomado por el autor.

Ilustración 219. Montaje para la ejecución del ensayo de elasticidad. Tomado por el autor.

Ilustración 220. Galga adherida sobre la roca. Tomado por el autor.

Ilustración 221. Zoom del dispositivo compresometro. Tomado por el autor.

Ilustración 222. Kit de galgas extensometricas. Tomado por el autor.

Ilustración 223. Roca con falla a 45° después del ensayo de compresión. Tomado por el autor.

Ilustración 224. Modo de falla de núcleo de roca caliza. Tomado por el autor.

Ilustración 225. Núcleo de roca caliza ensayado a resistencia a compresión. Tomado por el autor.

Ilustración 226. Núcleo de roca caliza ensayado a resistencia a compresión. Tomado por el autor.

Ilustración 227. Cilindro de concreto de 6000 PSI como muestra de control. Tomado por el autor.

Ilustración 228. Núcleo de roca de 3 pulgadas para ensayo a compresión. Tomado por el autor.

Ilustración 229. Falla en compresión de núcleo de caliza de la cantera 1. Tomado por el autor.

Ilustración 230. Equipo compresometro en muestras de 3 pulgadas. Tomado por el autor.

Ilustración 231. Montaje sobre núcleos de roca de 3 pulgadas para la medición de deformaciones. Tomado por el autor.

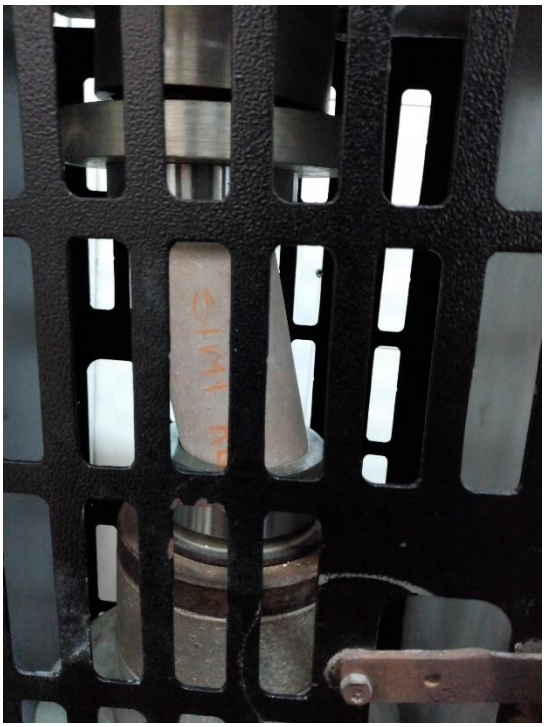


Ilustración 232. Inestabilidad y falla del equipo de refrentado con el uso de almohadillas de neopreno. Tomado por el autor.

Ilustración 233. Falla en compresión de núcleo de roca de 3 pulgadas. Tomado por el autor.