



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Licenciatura en Ingeniería Civil

“ESTUDIO PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL PASO A DESNIVEL LOS ARCOS”

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Ingeniero Civil

Presentan:

Norma Paulina Rodríguez Morales
Federico de Jesús Corona Guerra

Dirigido por:

Dr. Eduardo Rojas González

SINODALES


Dr. Eduardo Rojas González
Presidente

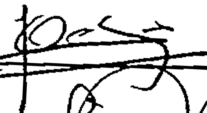
Dr. Alfredo Pérez García
Secretario

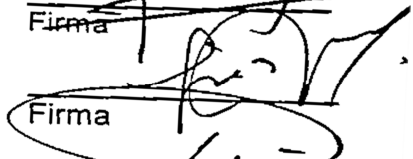
Dra. Teresa López Lara
Vocal


Dra. Ma. de la Luz Pérez Rea
Suplente


M. en C. Darío Hurtado Maldonado
Suplente


Firma


Firma


Firma


Firma


Firma

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Agosto 2013
México

*A mis abuelos Mario y Esther,
quienes son los pilares fundamentales de mi vida.*

Paulina R.

*A mis padres, Martha y Federico,
a mis tíos Héctor y Yola,
a mis hermanos, Martha, Paulina, Ximena y Miguel;
mis mejores maestros.*

Federico C.

AGRADECIMIENTOS

Expresamos nuestro más sincero agradecimiento a las siguientes personas:

A *Dios*, por brindarnos la fortaleza para superar las adversidades; la voluntad y la perseverancia para culminar con éxito nuestros estudios.

A *nuestras familias*, porque sin los valores, el cariño y la educación que nos han brindado a lo largo de nuestra vida, no nos hubiera sido posible llegar hasta aquí.

A nuestro asesor, el *Dr. Eduardo Rojas González*, por su confianza y el apoyo otorgados; por compartirnos su amplio conocimiento de la materia y especialmente por la paciencia hacia nosotros durante la realización del proyecto.

A nuestros sinodales, el Dr. Alfredo Pérez García, la Dra. Teresa López Lara, la Dra. María de la Luz Pérez Rea y el M. en C. Darío Hurtado Maldonado, por el apoyo y el tiempo que nos dedicaron.

Al M. en C. José Carlos Sotero Mendoza Pérez, al Dr. Saúl Antonio Obregón Biosca, al M. en I. Oscar Armando Rico Galeana y al M. en A. Roberto Alvarado Cárdenas, por su sencillez y trato amable al auxiliarnos en la elaboración de este trabajo de tesis.

Una mención especial a nuestros profesores, el M. en I. Domingo Gerardo Valencia Vallejo, el Dr. Alfredo Pérez García, la Dra. Teresa López Lara, la L. en I. Rosa Paulina Malvárez García y al M. en I. Oscar Armando Rico Galeana, quienes hicieron de nuestro paso por las aulas algo muy ameno y agradable.

A las secretarías *Blanquita* y *Lucy*, quienes siempre nos recibieron con buena actitud; y por la amabilidad y disposición de apoyarnos en todos los procesos administrativos.

A la empresa "*Ingeniería de Control S.A. de C.V.*" por las facilidades para realizar los muestreos y pruebas de laboratorio.

A nuestros amigos,

Lupita Murillo (y *agregadito*), por tu gran calidez humana y brindarnos tu más sincero cariño e incondicional amistad.

Gabba Silva, por enseñarnos la importancia de reír día con día (aunque nos costara regaños y cambios de lugar), por alegrarnos la vida y mostrarnos tu lado tierno cuando más lo necesitamos.

Irvingo Ángeles, por ser de esos amigos que aunque no los ves, siempre están ahí, por los buenos momentos vividos y darle ese toque tan peculiar a nuestra vida.

Eder "El Ham" Cruz, por tu intensidad tan característica de ti y por estar ahí incondicionalmente para nosotros.

Danielo, por hacernos reír con tus ocurrencias, por dedicarnos tanto cariño y levantarnos el ánimo cuando más lo necesitamos.

Sixta Mendoza, por esa atención que siempre tienes hacia nosotros y por tu afecto.

Laila Vázquez, por ser mi noona, por esa gran amistad que ha durado a pesar del tiempo y todas esas cosas que desde niños he aprendido de ti. (Fede C.)

Ely Hernández, por enseñarme que los amigos son los hermanos que nosotros elegimos, por brindarme tu cariño y hermandad incondicional y permitirme formar parte de tu vida. (Pau R.)

Marisol Rincón, gracias amiga por estar ahí para mí en las buenas y en las malas, por tantos años de compartirme tu cariño y por todas las vivencias y risas. (Pau R.)

Guille Granados, por guiarme en esos pequeños tramos difíciles en el camino de la vida y enseñarme que por más dura que sea la caída siempre es posible levantarnos. (Pau R.)

RESUMEN

En Querétaro, una ciudad que ha presentado un gran crecimiento en los últimos años, dar solución a los problemas de tránsito es un tema prioritario. Uno de los puntos clave es el cruce del Boulevard Bernardo Quintana con el Acueducto, emblema de la ciudad. En esta intersección se encuentran dos pasos a desnivel que generan un cuello de botella. Al plantearse la solución a este problema, se encontró con la complicación de que se pueden generar daños al histórico monumento, ya que la dimensión de dichos pasos se encuentra limitada por la cimentación de las pilastras.

En el presente trabajo se analiza el problema desde un enfoque geotécnico. Se realizó un estudio de mecánica de suelos para conocer a detalle las características del sitio y se plantearon tres soluciones. Se calculó la capacidad de carga del suelo sobre el que se encuentra la cimentación, así como el esfuerzo ejercido por ésta para poder comparar y verificar la seguridad de la pilastra. Con fundamento en los parámetros del suelo obtenidos del estudio geotécnico, se determinaron las cargas de empuje que tendría el suelo sobre el muro propuesto. Esto nos permitió descartar una de las soluciones, para finalmente efectuar un análisis de las otras dos, tomando en cuenta factores como la funcionalidad, el costo y el tiempo de construcción, poniendo especial énfasis en la preservación de la integridad de las pilastras y arcos involucrados. Así se logró concluir cual es la propuesta más aceptable.

(Palabras clave: Acueducto, pilotes, asentamientos, muros de contención, empuje de tierras, capacidad de carga, suelos no saturados)

INDICE

I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES.....	2
1.1.1 <i>Problemas de tránsito en el mundo</i>	5
1.1.1.1 Lima, Perú.....	5
1.1.1.2 La Paz, Bolivia.....	6
1.1.1.3 Burdeos, un ejemplo de movilidad sostenible.....	7
1.1.1.4 Querétaro, México.....	9
1.1.1.5 Comparación entre los diversos problemas de tránsito planteados.....	10
1.1.2 <i>Problemas de Suelo Similares en Obras en el mundo</i>	11
1.1.2.1 Carretera Nicoll, Singapur.....	11
1.1.2.1.1 Diseño y Construcción.....	11
1.1.2.1.2 El Problema.....	12
1.1.2.1.3 Fases de Recuperación.....	13
1.1.3 <i>Proyectos existentes para dar solución al problema de tránsito en “Los Arcos”</i>	14
1.2. JUSTIFICACIÓN	16
1.3. OBJETIVOS.....	17
II. GENERALIDADES DEL SUELO.....	18
2.1. TIPOS DE SUELO.....	19
2.1.1 <i>Suelos Transportados</i>	19
2.1.2 <i>Suelos Residuales</i>	20
2.2. RELACIONES FUNDAMENTALES	20
2.3. CORRELACIÓN ENTRE POROSIDAD Y RELACIÓN DE VACÍOS Y OTRAS FÓRMULAS DE IMPORTANCIA.....	23
2.4. CLASIFICACIÓN DE SUELOS	24
2.4.1 <i>Prueba de Granulometría en Laboratorio</i>	24
2.5. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.....	27
2.5.1 <i>Esfuerzos Normales y Tangenciales</i>	27
2.5.2 <i>Esfuerzos en la masa de Suelo</i>	28
2.5.3 <i>Cohesión y Fricción</i>	29
2.5.4 <i>Relación de Esfuerzos Principales</i>	33
2.5.5 <i>Teorías de Falla</i>	36
2.5.5.1 Teoría de la deformación Unitaria Máxima (Saint – Venant)	36
2.5.5.2 Teoría del máximo esfuerzo normal (Rankine)	36
2.5.5.3 Teoría de máximo esfuerzo cortante.....	37
2.5.5.4 Teoría de Guest	37
2.5.5.5 Teoría de Coulomb.....	37
2.5.5.6 Teoría de Mohr.....	37
2.5.5.7 Criterio de Mohr - Coulomb	38
2.5.6 <i>Ensayos de Resistencia</i>	38
2.5.6.1 Ensayo de Corte Directo	38
2.5.6.1.1 Tipos de falla.....	39
2.5.6.2 Prueba “in situ” por medio de la veleta	40
2.5.6.3 Pruebas de Compresión Triaxial.....	42
2.5.6.3.1 Prueba drenada – consolidada.....	43
2.5.6.3.2 Prueba consolidada – no drenada	44
2.5.6.3.3 Prueba no consolidada – no drenada	44
2.5.6.3.4 Procedimiento	45
2.5.6.3.5 Consideraciones Generales	47
2.5.6.3.6 Ventajas del ensayo triaxial.....	48
2.5.6.3.7 Errores en pruebas triaxiales.....	48
2.5.6.4 Prueba de Compresión Simple	48
2.6. MECÁNICA DE ROCAS	50
2.6.1 <i>Generalidades</i>	50
2.6.1.1 Descripción de roca intacta	50
2.6.1.1.1 Tipo de roca	50
2.6.1.1.2 Estructura.....	51

2.6.1.1.3	Textura	51
2.6.1.1.4	Clasificación de Rocas	51
2.6.1.2	Descripción del macizo rocoso	51
2.6.2	<i>Resistencia a la Compresión Simple</i>	54
2.6.3	<i>Ángulo de fricción de fracturas</i>	54
2.6.4	<i>Prueba de Penetración Estándar (SPT)</i>	55
2.6.4.1	El Sondeo	55
2.6.4.2	El Muestreo.....	57
2.6.5	<i>Índice de Descripción de Calidad de la Roca (RQD)</i>	58
2.6.5.1	Determinación de RQD.....	59
III.	MUROS DE CONTENCIÓN.....	61
3.1.	INTRODUCCIÓN.....	61
3.2.	EMPUJE DE TIERRAS.....	62
3.2.1	<i>Empuje Activo</i>	62
3.2.2	<i>Empuje Pasivo</i>	67
3.2.3	<i>Teoría de Rankine</i>	68
3.2.3.1	Método de Rankine.....	69
3.2.3.1.1	Método de Rankine para Suelos Puramente Friccionantes	72
3.2.4	<i>Condiciones Especiales</i>	73
3.2.4.1	Efecto de la Cohesión en el Empuje Lateral	73
3.2.5	<i>Teorías del Empuje Activo Recomendadas para el Diseño</i>	75
3.2.5.1	Teoría de Coulomb.....	75
3.2.5.2	Teoría de Rankine.....	75
3.2.5.3	Teoría de Terzaghi.....	75
3.2.6	<i>Presiones Activas y Pasivas en Condiciones de Drenaje</i>	75
3.3.	MATERIALES DE RELLENO	76
3.3.1	<i>Suelos Cohesivo – Friccionantes</i>	76
3.4.	TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN	77
3.4.1	<i>Muro de Gravedad</i>	78
3.4.2	<i>Muros Pantalla de Pilotes</i>	79
3.4.2.1	Pilotes Hincados	80
3.4.2.2	Pilotes Perforados y Colados en Sitio.	82
3.4.2.3	Muros Pantalla de Tableros Prefabricados y Colados In-Situ.	83
3.5.	PROBLEMAS EN MUROS DE CONTENCIÓN.	85
3.6.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	85
IV.	PROPUESTAS.....	87
4.1.	INTRODUCCIÓN.....	87
4.2.	SEGUNDO DESNIVEL	87
4.2.1	<i>Proceso Constructivo</i>	88
4.3.	TÚNEL ADICIONAL ADYACENTE	89
4.3.1	<i>Proceso Constructivo</i>	90
4.4.	AMPLIACIÓN DE CAJÓN EXISTENTE	92
4.4.1	<i>Proceso Constructivo</i>	93
4.5.	RESUMEN DE ANÁLISIS DE PROPUESTAS.....	94
V.	ESTUDIO DEL SITIO.....	96
5.1.	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	96
5.1.1	<i>Determinación del Nivel de Servicio en Condiciones Iniciales.</i>	97
5.1.2	<i>Determinación del Nivel de Servicio después de la ampliación.</i>	102
5.2.	DEFINICIÓN DE CARGAS.....	103
5.3.	OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DEL SUELO.....	103
5.3.1	<i>Prueba de Compresión Simple</i>	110
5.4.	CAPACIDAD DE CARGA	112
5.5.	BAJADA DE CARGAS.....	117
5.6.	EMPUJE DE TIERRAS.....	119

VI.	ANÁLISIS DE PROPUESTAS	125
6.1.	TÚNEL ADYACENTE.....	125
6.1.1	Costo	125
6.1.2	Proceso Constructivo.....	126
6.1.3	Seguridad en la Obra.....	129
6.2.	SOLUCIÓN DE AMPLIACIÓN A TRES CARRILES MEDIANTE PANTALLA DE PILOTES.....	132
6.2.1	Costo	132
6.2.2	Proceso Constructivo.....	132
6.2.3	Seguridad en la obra	136
6.3.	COMPARACIÓN DE PROPUESTAS	139
VII.	RESULTADOS.....	140
7.1.	EFFECTOS EN LA ESTRUCTURA.....	140
7.2.	SEGUIMIENTO DE OBRA.....	143
7.2.1	Medidas Preventivas	143
7.2.2	Problemas Presentados.....	145
VIII.	CONCLUSIONES	147
IX.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	150

INDICE DE TABLAS

TABLA 1. CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S).....	26
TABLA 2. CLASIFICACIÓN DE ROCAS, CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS (VALENCIA-VALLEJO & CASTILLO DE LA ROSA, 2008).	53
TABLA 3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LA ROCA.....	54
TABLA 4. ÁNGULO DE FRICCIÓN DE LAS FRACTURAS.	55
TABLA 5. COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA.....	58
TABLA 6. RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS.	58
TABLA 7. INTERPRETACIÓN DE RQD.	60
TABLA 8. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE PILOTES HINCADOS.	81
TABLA 9. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE PILOTES PERFORADOS Y COLADOS EN SITIO.....	82
TABLA 10. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MUROS PANTALLA.	84
TABLA 11. COMPARACIÓN DE COSTOS POR SOLUCIÓN.	95
TABLA 12. NIVELES DE SERVICIO EN VIALIDADES (CAL Y MAYOR & CÁRDENAS, 2007).....	97
TABLA 13. AFORO VEHICULAR EN HORA PICO.....	98
TABLA 14. AFORO VEHICULAR EN HORA NO PICO.....	98
TABLA 15. PROPIEDADES ÍNDICE Y PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL MATERIAL RECOLECTADO EN PCA #2 (INGENIERÍA DE CONTROL S.A. DE C.V., 2012).	108
TABLA 16. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y PROPIEDADES DEL SUELO (INGENIERÍA DE CONTROL S.A. DE C.V., 2012).	109
TABLA 17. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE A TOBA EN CONDICIÓN SATURADA.....	111
TABLA 18. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE A TOBA EN CONDICIÓN NATURAL.	112
TABLA 19. CORRELACIÓN ENTRE EL ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA RQD Y LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (LOOK, 2007).....	113
TABLA 20. ÁNGULOS DE FRICCIÓN INTERNA PARA DIVERSOS TIPOS DE SUELO.	115
TABLA 21. CÁLCULO DE CARGA POR PESO PROPIO.	117
TABLA 22. ESFUERZOS VERTICALES EN EL PRIMER ESTRATO.	119
TABLA 23. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN ESTRATO DE TOBA BAJO LA ESQUINA DE LA CIMENTACIÓN.....	120
TABLA 24. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN ESTRATO DE TOBA BAJO EL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN.	122
TABLA 25. ESFUERZOS ACTUANTES SOBRE EL MURO.	124
TABLA 26. COSTOS DE LA PROPUESTA "TUNEL ADYACENTE" EN PESO MEXICANO.	125
TABLA 27. PROCESO CONSTRUCTIVO DE PROPUESTA "TUNEL ADYACENTE"	126
TABLA 28. COSTOS DE LA PROPUESTA DE "AMPLIACIÓN MEDIANTE PANTALLA DE PILOTES" EN PESO MEXICANO.	132
TABLA 29. PROCESO CONSTRUCTIVO PARA PROPUESTA DE AMPLIACIÓN POR PILOTES.	132
TABLA 30. COMPARACIÓN DE PROPUESTAS.....	139

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. ESTADO INICIAL DE LA INTERSECCIÓN.	1
FIGURA 2. PROYECTO ORIGINAL REALIZADO POR SCT EN 1970 (OSUNA, 2011).	3
FIGURA 3. DESNIVEL CONSTRUIDO EN LA INTERSECCIÓN.	4
FIGURA 4. PRINCIPALES PUNTOS DE EMBOTELLAMIENTO EN LIMA, SEGÚN ESTUDIO PRESENTADO POR LA ORGANIZACIÓN "LIMA CÓMO VAMOS".....	5
FIGURA 5. CONFLICTOS DE TRÁFICO EN BOLIVIA DEBIDOS A FALTA DE EDUCACIÓN VIAL.	7
FIGURA 6. AUTOPISTA QUE CONECTA BURDEOS CON ALREDEDORES.	7
FIGURA 7. COMBINACIÓN DE DISTINTOS MODOS DE TRANSPORTE PARA LOGRAR UNA RED DE TRANSPORTE EFICIENTE.	9
FIGURA 8. A) CLASIFICACIÓN; B) RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAJE.	13
FIGURA 9. DETALLE DE LA INTERSECCIÓN SEGÚN PROYECTO.....	15
FIGURA 10. DETALLE DE PROYECTO "PASEO ACUEDUCTO".....	15
FIGURA 11. CLASIFICACIÓN GENERAL DE LA MECÁNICA DE SUELOS BASADO EN EL ESTADO DE ESFUERZOS EN LA PRESIÓN DE PORO (HOUSTON & WRAY, 1993).....	18
FIGURA 12. ESQUEMA DE UNA MUESTRA DE SUELO NO SATURADO CON SUS TRES FASES.	21
FIGURA 13. ESFUERZO UNITARIO ASOCIADO CON UN ELEMENTO DE SUPERFICIE dS , QUE PASA POR EL PUNTO P.....	27
FIGURA 14. COMPONENTE NORMAL DEL ESFUERZO $T(i)$	28
FIGURA 15. COMPONENTES NORMALES Y TANGENCIALES DEL ESFUERZO $T(i)$	28
FIGURA 16. ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO (SECO).	29
FIGURA 17. ESQUEMA DE FALLA DE UNA CIMENTACIÓN.	30
FIGURA 18. OBTENCIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN ENTRE DOS CUERPOS.	30
FIGURA 19. ESFUERZOS EN LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO DURANTE UN ENSAYE TRIAXIAL.	31
FIGURA 20. LÍNEAS DE FALLA EN EL CÍRCULO DE MOHR.	33
FIGURA 21. LÍNEAS DE FALLA EN EL CÍRCULO DE MOHR CON LA HIPÓTESIS DE FALLA DE COULOMB.	35
FIGURA 22. ESQUEMA DEL APARATO DE CORTE DIRECTO.	38
FIGURA 23. TIPOS DE FALLA CONSIDERADOS EN LOS SUELOS.	40
FIGURA 24. APARATO DE VELETA PARA DETERMINACIÓN DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.	40
FIGURA 25. ESQUEMA DE APARATO UTILIZADO PARA PRUEBA TRIAXIAL.....	42
FIGURA 26. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL ENSAYE CD.....	43
FIGURA 27. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL ENSAYE CU.	44
FIGURA 28. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE ENSAYE UU.	45
FIGURA 29. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE.....	49
FIGURA 30. MAQUINA PERFORADORA SOBRE CAMIÓN.	55
FIGURA 31. TALADRO DE EJE HUECO.....	55
FIGURA 32. PERFORACIÓN EN SUELO.....	56
FIGURA 33. MUESTREADOR.....	57
FIGURA 34. PROCEDIMIENTO PARA MEDICIÓN Y CÁLCULO DE LA DESCRIPCIÓN DE CALIDAD DE LA ROCA.	59
FIGURA 35. NOMENCLATURA Y USOS COMUNES DE MUROS DE RETENCIÓN.	62
FIGURA 36. EMPUJE ACTIVO EN UN MURO DE CONTENCIÓN.	63
FIGURA 37. EMPUJE ACTIVO EN SUELOS FRICCIONANTES.....	65
FIGURA 38. CIRCUNFERENCIAS DE MOHR Y DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE HORIZONTAL CON UBICACIÓN DE LA ZONA DE TRACCIÓN EN RELLENO DE ARCILLA SATURADA.....	66
FIGURA 39. TEORÍA DE RANKINE.....	68
FIGURA 40. ESQUEMAS DE PRESIONES EN UN MURO DE RETENCIÓN.....	69
FIGURA 41. DETERMINACIÓN DE EMPUJE ACTIVO. MÉTODO DE RANKINE.....	70
FIGURA 42. INCLINACIÓN DEL PLANO DE FALLA.	71
FIGURA 43. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES ACTIVAS EN SUELOS COHESIVOS.	74
FIGURA 44. MUROS DE GRAVEDAD.....	79
FIGURA 45. MURO PANTALLA DE PANELES CONTIGUOS.	80
FIGURA 46. MURO PANTALLA DE PANELES ALTERNADOS.	80
FIGURA 47. HINCADO DE PILOTES (SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS DEL D. F.).	81
FIGURA 48. PROPUESTA DEL SEGUNDO DESNIVEL, VISTA GENERAL.....	87
FIGURA 49. DETALLE DE PRIMER Y SEGUNDO DESNIVEL.....	88
FIGURA 50. PROPUESTA DEL SEGUNDO DESNIVEL. CIRCULACIÓN.....	89
FIGURA 51. PROPUESTA DEL TUNEL ADYACENTE, VISTA GENERAL.....	89
FIGURA 52. VISTA A DETALLE DEL CARRIL ADYACENTE.....	90

FIGURA 53. PROPUESTA DE TUNEL ADYACENTE. CIRCULACIÓN.....	91
FIGURA 54. PROPUESTA DE AMPLIACIÓN. VISTA GENERAL.....	92
FIGURA 55. PROPUESTA DE AMPLIACIÓN. VISTA A DETALLE.....	93
FIGURA 56. PROPUESTA DE AMPLIACIÓN. CIRCULACIÓN.....	94
FIGURA 57. UBICACIÓN DE PASO A DESNIVEL BAJO CALZADA DE LOS ARCOS (MIRELES, 2012).....	96
FIGURA 58. SECCIÓN DE LA AMPLIACIÓN DEL PASO A DESNIVEL LOS ARCOS.....	97
FIGURA 59. SEÑALAMIENTO DE VELOCIDAD MÁXIMA EN PASO INFERIOR.....	99
FIGURA 60. CURVAS DE VELOCIDAD - FLUJO Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERAS (CAL Y MAYOR, 2007).....	102
FIGURA 61. POZO A CIELO ABIERTO.....	104
FIGURA 62. EXPLORACIÓN DE CIMENTACIÓN DE PILASTRA MEDIANTE PCA.....	104
FIGURA 63. RECOLECCIÓN DE MUESTRAS ALTERADAS.....	105
FIGURA 64. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).....	106
FIGURA 65. BASALTO Y BOLEOS CON TOBA OBTENIDOS DE SPT - 3.....	106
FIGURA 66. UBICACIÓN DE PCA'S Y SPT'S EN LA ZONA DE ESTUDIO.....	107
FIGURA 67. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE LA ZONA DE ESTUDIO (SANTOYO & CONTRERAS).....	110
FIGURA 68. PREPARACIÓN DE MUESTRA.....	111
FIGURA 69. COLOCACIÓN DE MUESTRA EN MÁQUINA UNIVERSAL.....	111
FIGURA 70. FALLA PRESENTADA POR LA PROBETA #3 (SATURADA).....	111
FIGURA 71. GRÁFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN UNITARIA DE TOBA EN CONDICIÓN SATURADA.....	111
FIGURA 72. GRÁFICA ESFUERZO - DEFROMACIÓN UNITARIA DE TOBA EN CONDICIÓN NATURAL.....	112
FIGURA 73. ROCA BLANDA PLÁSTICA, LIMOLITAS, LUTITAS.....	114
FIGURA 74. ROCA FRÁGIL COMPRESIBLE, ARENISCA ALTERADA, ROCAS CALCÁREAS POROSAS.....	114
FIGURA 75. VALORES DE N_c , N_q Y N_f EN FUNCIÓN DE Φ (JUÁREZ-BADILLO & RICO-RODRÍGUEZ, 2007).....	116
FIGURA 76. DIMENSIONES DE LA ZAPATA.....	116
FIGURA 77. DIVISIÓN DE LA PILASTRA POR ELEMENTOS PARA EL CÁLCULO DE PESO PROPIO.....	117
FIGURA 78. DIMENSIONES DE CIMENTACIÓN.....	118
FIGURA 79. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DEBAJO DE LA ESQUINA DE LA ZAPATA.....	120
FIGURA 80. GRÁFICA DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA w_0 EN FUNCIÓN DE N Y M	121
FIGURA 81. CÁLCULO DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DEBAJO DEL CENTRO DE LA ZAPATA.....	122
FIGURA 82. DIAGRAMA DE GANTT DE PROPUESTA "TUNEL ADYACENTE".....	128
FIGURA 83. DIMENSIONES DE TABLERO DE MURO.....	129
FIGURA 84. EMPUJE DE TIERRAS EJERCIDO SOBRE EL MURO (TON/M).....	130
FIGURA 85. DEFLEXIÓN DEL MURO EN CM.....	130
FIGURA 86. DIAGRAMAS DE CORTANTE, MOMENTO Y DEFLEXIÓN MÁXIMA DEL MURO.....	131
FIGURA 87. DEFLEXIÓN EN EL MURO A DOS METROS DE LA ALTURA DE DESPLANTE DE LA ZAPATA (MM).....	131
FIGURA 88. DIAGRAMA DE GANTT PARA PROPUESTA "AMPLIACIÓN MEDIANTE PANTALLA DE PILOTES".....	135
FIGURA 89. SISTEMA DE PILOTES PARA CONFINAMIENTO DE ZAPATA (SANTOYO, ET AL., 2012).....	136
FIGURA 90. SISTEMA DE PILOTES PARA CONFINAMIENTO DE LA ZAPATA.....	137
FIGURA 91. EMPUJE DE TIERRAS EJERCIDO EN EL SISTEMA DE PILOTES (TON/M).....	138
FIGURA 92. DEFLEXIÓN EN SISTEMA DE PILOTES EN CM.....	138
FIGURA 93. DIAGRAMAS DE CORTANTE, MOMENTO Y DEFLEXIÓN MÁXIMA DEL SISTEMA.....	138
FIGURA 94. DEFLEXIÓN EN EL SISTEMA A DOS METROS DE LA ALTURA DE DESPLANTE DE LA ZAPATA (MM).....	139
FIGURA 95. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PROVOCADA POR EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA.....	141
FIGURA 96. ESFUERZO MÁXIMO PROVOCADO POR EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA DE MAMPOSTERÍA.....	142
FIGURA 97. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DESPUÉS DE APLICAR EL ASENTAMIENTO.....	142
FIGURA 98. ESFUERZO MÁXIMO PROVOCADO POR EL ASENTAMIENTO APLICADO.....	143
FIGURA 99. ESTRUCTURA DE SEGURIDAD DEL ACUEDUCTO.....	144
FIGURA 100. INCLINOMETRO.....	144
FIGURA 101. ACELEROMETRO.....	144
FIGURA 102. EXTENSOMETRO.....	144

I. INTRODUCCIÓN

El acueducto queretano es el símbolo principal de la ciudad de Querétaro; sin embargo es también la causa principal de grandes problemas de tránsito en la zona debido a que los dos carriles con que cuentan sus pasos inferiores son insuficientes para solventar las necesidades vehiculares de hoy en día. Actualmente el Boulevard Bernardo Quintana (Figura 1) tiene en promedio en toda su extensión tres carriles y un nivel de Servicio de B y C (flujo vehicular libre y estable respectivamente) en ambos sentidos, esto por el alto aforo vehicular que circula por ella, excepto en el tramo de la intersección con Los Arcos, que desde su construcción sigue teniendo sólo dos carriles por sentido, lo que hace lento el tránsito y genera embotellamientos, bajando en esa zona a un nivel de servicio D (circulación de densidad elevada aunque estable).



Figura 1. Estado inicial de la intersección.

Es evidente la necesidad de ampliar dichos pasos, pero nos encontramos con un problema al plantearnos dicha tarea, puesto que los muros de éstos colindan con la cimentación de dos arcos del acueducto, por lo cual se presenta el riesgo de dañar tan importante estructura al llevar a cabo la obra.

En el presente trabajo se presenta un análisis de la zona desde el punto de vista geotécnico y algunas soluciones propuestas para optimizar la circulación vehicular de la zona sin causar daños considerables al emblema queretano.

1.1. Antecedentes

En 1961 el Ing. Manuel González de Cossío al inicio de su sexenio como Gobernador Estatal desarrolla un plan maestro en la capital para los próximos 25 años (1961-1986) destacando como objetivos principales tres ejes: desarrollo industrial, desarrollo urbano y desarrollo de la infraestructura.

En la industria se comenzó con el desarrollo de Parques Industriales de Querétaro (PIQ). Y en paralelo a la industria, se fueron desarrollando por etapas la urbanización de Álamos 1°, 2° y 3° sección, Arboledas, Carretas, La Laborcilla, Colinas del Parque, etc.

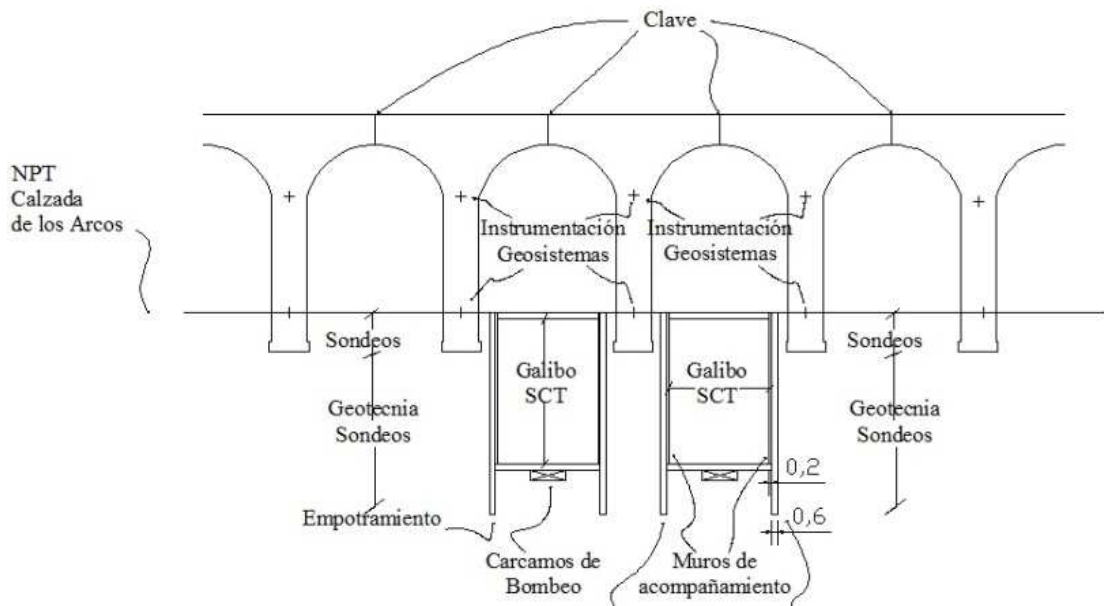
En 1965, parques industriales de Querétaro tenía en operación seis plantas industriales y un 45% del desarrollo urbano, por lo que surgió la necesidad de optimizar las vialidades de la ciudad.

Los accesos e integración viales de PIQ, por tanto, se volvieron una imperiosa necesidad, dándose los primeros índices de congestionamiento en el Libramiento Qro. – S.L.P., y la necesidad de planear, analizar, proyectar y construir los dos pasos a desnivel en los Arcos.

En Febrero de 1970 quedó funcionando al 100% la Autopista México – Querétaro con el libramiento Norte y a un 85% el libramiento Querétaro – San Luís con cruce a nivel en los Arcos semaforizados. En estas fechas, el nivel de terreno se encontraba en un punto intermedio respecto a los actuales niveles de paso de las dos vialidades. Es entonces cuando se decide proceder con el proyecto ejecutivo de los dos pasos a desnivel, con procedimientos, especificaciones y supervisión de la SCT.

En la Figura 2, se muestra el proyecto original realizado en 1970 por la Dirección General de Puentes.

CORTE Boulevard Bernardo Quintana



PLANTA Calzada de Los Arcos

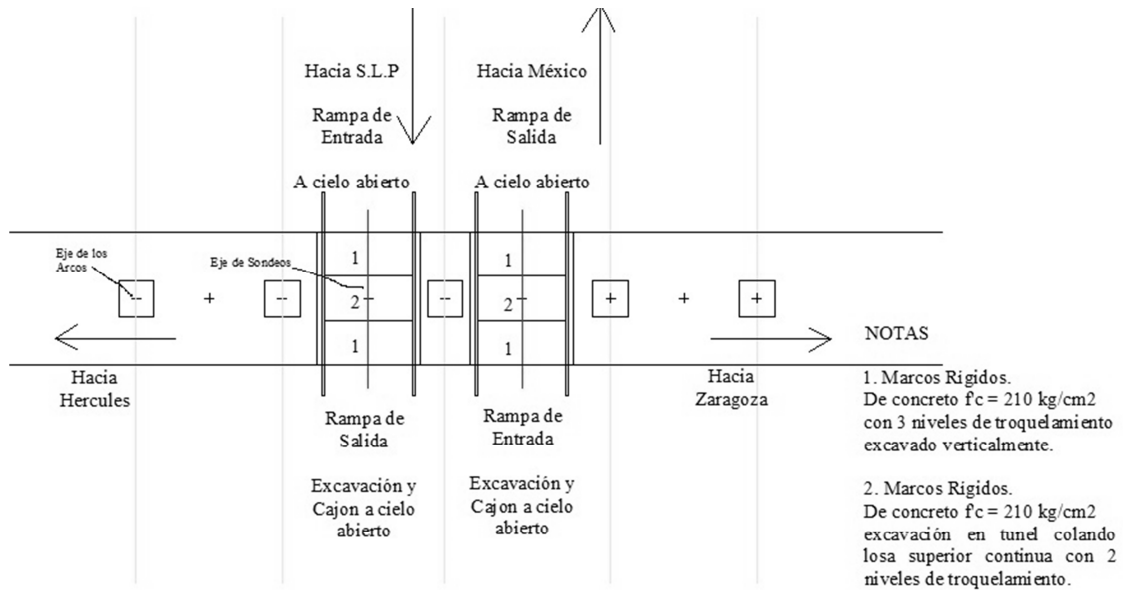


Figura 2. Proyecto Original realizado por SCT en 1970 (Osuna, 2011).

Con estudios detallados de Mecánica de Suelos y los sondeos correspondientes a la profundidad de excavación del proyecto en la zona crítica, o sea, en el cruce de los Arcos y especialmente en las colindancias con las zapatas, se determinó que los afloramientos de toba se encuentran a una profundidad aproximada de cuatro metros a partir del nivel actual del paso superior, lo que definitivamente es insuficiente para un peralte adecuado para el

paso de los vehículos. Pensar en fracturar la roca implicaría un riesgo para el acueducto y un coste muy elevado de proyecto. Además, se encontró que en la zona donde estaba proyectado uno de los cajones existían tuberías, así que la Dirección General de Puentes se vio obligada a realizar un cambio en el proyecto inicial, convirtiéndolo en lo que ahora conocemos (Figura 3). Se aprobó un procedimiento de construcción mixto para dos carriles de circulación en cada sentido.



Figura 3. Desnivel construido en la intersección.

Se optó por usar el nivel del afloramiento como nivel de calle inferior y rellenar las zonas aledañas para la nivelación del paso superior y que el desnivel tuviera el peralte adecuado.

Se confinó con muros colados en sitio de concreto hidráulico y con muros de acompañamiento en las zapatas continuando hasta el paramento de la calzada de los Arcos.

Se realizó una construcción convencional, excavación, con losas de fondo y muros de concreto hidráulico (secciones variables en u) a cielo abierto, tanto en sus rampas de entrada como de salida en ambos sentidos, hasta el paramento de la calzada de los arcos (Osuna-Coronado, 2011)

1.1.1 Problemas de tránsito en el mundo

1.1.1.1 Lima, Perú.

En Agosto de 2011, la organización "Lima Cómo Vamos" buscando monitorear la calidad de vida de los ciudadanos de Lima, realizó un estudio de tránsito en el que encontraron que 119 'cuellos de botella' agudizan sus problemas de tránsito (Figura 4), y que hacia Diciembre del 2010 en su ciudad circulaban un millón 195 mil 353 vehículos, 241 mil 521 motos y 158 mil 233 moto taxis. El estudio también revela que solo en Lima y Callao más de la mitad, un 51,5%, de los viajes se dan en el transporte público, es decir, en combis y buses, y que el 11,2% de estos viajes se da en vehículos de transporte privado, mientras que un 5,5% se da en taxi.



Figura 4. Principales puntos de embotellamiento en Lima, según estudio presentado por la organización "Lima Cómo Vamos"

La solución que esta organización propone para evitar que el tránsito de Lima sea insostenible en un futuro es “Peatonalizar el centro de Lima. Es decir, elaborar un plan para restringir el paso de vehículos particulares y de taxis, a la vez que se mejora la calidad del servicio de transporte público. Ampliar las veredas – y no las pistas – para permitir el paso del peatón” (Carmona, 2012).

1.1.1.2 La Paz, Bolivia.

Según la Unidad Operativa de Tránsito (UOT) y el departamento de movilidad urbana del gobierno municipal al menos 200 mil vehículos circulan diariamente en el municipio de La Paz y, cinco zonas en la ciudad colapsan durante el día en las denominadas “horas pico”.

El jefe de servicios públicos de Tránsito, identificó como causas el crecimiento de un parque automotor; el diseño precario de las vías y la poca tolerancia de los conductores. Para solucionar dicho problema se ha creado el Plan de Ordenamiento Vehicular en la ciudad, que actualmente se encuentra en la comisión técnica del Concejo Municipal esperando aprobación.

Para darle solución al embotellamiento en una de las 5 zonas en estudio, está en proyecto la realización de un distribuidor en la zona, el desvío del transporte pesado por una avenida con su debida señalización y la habilitación de un tercer tiempo en los semáforos.

En otra de las zonas, Tránsito está implementando la conificación de las vías rescatando los carriles para la circulación de vehículos y no para parqueos exclusivos de ciertas líneas.

“Queremos garantizar que en el centro urbano existan dos carriles de circulación (Figura 5), uno para el parqueo eventual del transporte público y el carril izquierdo para la circulación fluida de vehículos. En otras calles donde tenemos tres carriles se creará paradas del transporte público correctamente identificadas, señalizadas vertical y horizontalmente y se obligará a los conductores que recojan o dejen a los pasajeros, en ese lugar”, expresó el jefe de movilidad urbana del gobierno municipal (Fuentes, 2012).



Figura 5. Conflictos de tráfico en Bolivia debidos a falta de educación vial.

1.1.1.3 *Burdeos, un ejemplo de movilidad sostenible*

El Director General de Urbanismo de la Burdeos, Francis Cuillier, habla de que el crecimiento de la ciudad provocó el uso masivo de los transportes individuales (Figura 6) y de cómo combatieron este fenómeno, “En Burdeos, como en otras grandes ciudades del mundo, en especial en Francia, las ciudades han ido creciendo hacia la periferia, nuestra apuesta consiste en ofrecer mejores condiciones a las personas que quieran venir al centro. Su calidad de vida mejora y así tendrán más ganas de regresar al centro de la ciudad”



Figura 6. Autopista que conecta Burdeos con alrededores.

El resultado del plan: La ciudad francesa de Burdeos ha hecho su propia revolución y hoy la mayoría de los coches han desaparecido del centro de la ciudad, donde ahora los peatones, las bicicletas y los transportes en común son los protagonistas, mediante 24 km de tranvía y una red de transportes totalmente modificada. El tranvía ha remplazado a las líneas de

autobús saturadas con 140 mil pasajeros por día y hoy en día transporta al 50% de los usuarios (Veolia Transportation).

Philippe Kandel, responsable de servicio al cliente de la red de transporte explica que “Las nuevas medidas afectan un total de 27 municipios. La estructura de la nueva red de transportes combina líneas urbanas con líneas de cercanías. Para facilitar los desplazamientos sin coche dentro de la ciudad se ha apostado por la reestructuración del trayecto utilizando varios modos de transporte como coches, autobús, bicicleta o tranvía. Para ello se han creado varios centros de correspondencia con estacionamientos vigilados reservados para los clientes de la red de transportes, así la gente viene hasta aquí en coche, lo dejan en el estacionamiento comprando un boleto de ida y vuelta y así pueden tomar un tranvía de una manera muy rápida para poder continuar el trayecto”.

Pero la revolución de Burdeos no se resume solo al tranvía, también existen autobuses eléctricos que recorren el centro histórico y la nueva red prevee también un servicio de transporte especial para los municipios que rodean Burdeos, el cual se puede reservar para el horario deseado con una simple llamada al centro de atención al cliente. Es evidente que los clientes se muestran muy satisfechos con el nuevo sistema (Veolia Transportation, 2011).

Es importante destacar que la movilidad sostenible también tiene otro protagonista, la bicicleta, que abarca hoy el 5% de los desplazamientos en Burdeos, ya que existen más de 600 km de ciclo pistas, y que además si no se tiene bicicleta propia es posible alquilar una hasta por un año con solo una identificación.

La nueva política de movilidad urbana no solo ha cambiado la imagen de la ciudad (Figura 7) y ha facilitado los desplazamientos, sino que la calidad del aire también ha mejorado, asegura el responsable de medio ambiente y gestión de la energía, Alain Lhuillier, “hemos observado una reducción de la contaminación atmosférica y varios estudios han demostrado que esta tendencia está relacionada con el nivel de circulación y con las nuevas tecnologías utilizadas en el transporte que contaminan mucho menos que los de antes”

En 3 años la ciudad de Burdeos ha logrado el objetivo soñado de las ciudades europeas, “la movilidad urbana sostenible”; moverse por la ciudad rápido, sin estrés y sin contaminar (Veolia Transportation).



Figura 7. Combinación de distintos modos de transporte para lograr una red de transporte eficiente.

1.1.1.4 Querétaro, México.

En 2010, el director del transporte público del estado de Querétaro, Miguel Mario Inzunza Luque, informó que durante 10 años el transporte privado ha incrementado considerablemente, destacando que hasta entonces 200 mil vehículos transitaban diariamente en la zona metropolitana, por lo que había un fuerte aumento de tráfico vial, lo cual ya era tema prioritario en la ciudad de Querétaro.

Las obras para mejorar la circulación en una ciudad capital que crece a pasos agigantados ya son cada vez más necesarias y una de las vialidades que más lo necesita es el Boulevard Bernardo Quintana en su intersección con el histórico Acueducto, según comentó Fernando Osuna Colorado.

En la ponencia “El Acueducto Queretano y su Vialidad”, Osuna Colorado aseguró que se pueden construir dos túneles para despresurizar el tránsito vehicular de esta importante arteria capitalina.

“Para el tema que nos ocupa, ante el rebasado aforo vehicular del Boulevard Bernardo Quintana son indispensables las ampliaciones quizá con otros dos pasos, o soluciones aún

más audaces que dejo en manos de los especialistas urbanos, análisis de impacto ambiental, etc., todo se puede construir, debidamente analizado y costado”, indicó.

Con la experiencia de haber realizado el paso a desnivel y la intersección que existe actualmente por debajo de los arcos del Acueducto, Osuna Colorado sugirió a las autoridades varios puntos para desarrollar en un futuro la obra de los dos túneles.

“Sugiero respetuosamente a la autoridad correspondiente la obra con los dos nuevos pasos a desnivel y de haber contacto con las zapatas exhaustivamente analizadas, proceder con el rigor de investigación, proyecto y procedimientos de construcción descritos y quizá modernizados, principalmente en laboratorios. Obtener actualizados datos de aforos vehiculares y origen y destino de los mismos” (Osuna-Coronado, 2010).

1.1.1.5 Comparación entre los diversos problemas de tránsito planteados.

Un elemento que se puede observar en común entre las diversas soluciones planteadas a los problemas en otros países es la de peatonalizar las zonas de conflicto, dándole mayor importancia a modos de transporte distintos al automóvil, convirtiendo al transporte público, al peatón y a medios de transporte como la bicicleta o el tranvía en los protagonistas de la red de transporte.

En el caso de Querétaro es difícil plantear una solución similar, ya que el Boulevard Bernardo Quintana es una de las principales arterias viales de nuestra ciudad, en conjunto con otras como Av. 5 de febrero o Av. Constituyentes.

Para crear un plan de movilidad sostenible en la ciudad se requeriría un presupuesto mucho mayor que con el que se cuenta para realizar este proyecto, ya que serían necesarios varios km de líneas de metro o tranvía que conectaran los puntos principales de nuestra ciudad, además de ciclo pistas y estacionamientos suficientes para visitantes provenientes de los límites de la ciudad. Es por esto, que se plantea como alternativa una solución del tipo de obra civil, como puede ser la ampliación de los pasos existentes o la creación de unos nuevos. Sin embargo, el problema del cuello de botella y del tráfico de la zona no es el único que se presenta en esta situación, pues como ya se mencionó, estos pasos a desnivel colindan con la cimentación de una parte del Acueducto de Querétaro, y cualquier falla en el planteamiento de esta obra podría resultar en algo fatal para el emblema de nuestra ciudad.

Con el propósito de respaldar lo ya dicho, a continuación se presentan algunos casos donde se muestra como la mínima falla en una obra de esta magnitud puede llegar a provocar un desastre.

1.1.2 Problemas de Suelo Similares en Obras en el mundo

1.1.2.1 Carretera Nicoll, Singapur.

La isla-ciudad de Singapur tiene uno de los mejores sistemas de transporte público en el mundo. El “Mass Rapid Transit” (MRT) de la red ferroviaria principal es la columna vertebral de este sistema. La construcción de un nuevo circuito de metro de 33,6 kilómetros de largo bajo tierra (CCL) se inició en 2001. Con un costo aproximado de \$ 6,7 mil millones, la CCL unirá a todas las líneas radiales que conducen a la ciudad. La primera etapa de esta construcción (CCL1) fue de 5,4 km de largo y se divide en dos contratos: C824 y C825.

El alcance del contrato de diseño y construcción C824 consta de la carretera Nicoll y las estaciones del Boulevard, 800 metros de túneles perforados y 1600 m de corte y cobertura de túneles. El contratista principal de estas obras fue el Conjunto Venture Nishimatsu-Lum Chang. El cliente era la Autoridad de Transporte Terrestre de Singapur.

Alrededor de las 15:30 hrs el 20 de abril de 2004, la excavación de corte y cobertura de 33,5 m de profundidad necesaria para la construcción de túneles entre la carretera Nicoll y las estaciones del Boulevard colapsó. El colapso fue catastrófico, resultando en cuatro muertes y grandes daños, lo que retrasó la terminación de la etapa de CCL1 por cerca de cuatro años.

El gobierno de Singapur nombró una comisión de investigación (COI) para determinar las causas y circunstancias del incidente. El Informe COI (2005), presentado al Gobierno en mayo de 2005 fue hecho público en Internet, en este se presenta que el COI llegó a una conclusión, que en nuestra era dominada por la tecnología parece una paradoja: un mal uso de modelado numérico en el diseño geotécnico, junto con algunos errores estructurales, fueron las causas principales del colapso (Puzrin, Alonso, & Pinyol, 2010).

1.1.2.1.1 Diseño y Construcción.

El corte y cubierta de túneles del contrato C824 se construyó utilizando el método “abajo-arriba”. Los muros pantalla utilizados en esta sección de la cubierta y corte de túneles eran de 0,8 m de espesor y penetrados de 1-3 m en estratos más rígidos a la profundidad de

alrededor de 40-45 m. Dos capas de losa de suelo cemento, construidas con un grupo de pilas de suelo cemento entrelazadas (JGPP), también se instalaron después de la construcción de los muros pantalla para minimizar la deflexión y movimiento del suelo durante los trabajos de excavación. La capa JGP superior de 1,5 m de espesor (temporal - a extraer antes del montaje del décimo nivel de puntales) se colocó a aproximadamente 28 m por debajo del nivel del suelo. La capa JGP más baja (permanente) de 2,6 m de espesor fue construida 33,5 m por debajo del nivel del suelo. La excavación se mantiene abierta por un sistema de puntales comprendido por postes de acero, largueros y 10 niveles de puntales. Los puntales se espaciaron a 3.0 - 3.5 m verticalmente y a 4.0 m horizontalmente. El ancho de la excavación es de unos 20 metros y estaba a unos 33,5 m de profundidad.

Un sistema extenso de monitoreo fue instalado. Este incluía más de 2000 instrumentos de seguimiento: marcadores de asentamientos e inclinómetros para medir los desplazamientos del suelo y de la pared; piezómetros de cuerda vibrante para medir presiones de poro de agua; bandas extensométricas y células de carga para medir las cargas en puntales. La lectura de los inclinómetros I-65 y I-104, las bandas extensométricas y células de carga en el puntal S335 son cruciales para entender la causa del colapso de excavación (Puzrin, Alonso, & Pinyol, 2010).

1.1.2.1.2 El Problema.

El informe de la investigación indicó que el perfil de suelo puede dividirse en los siguientes estratos (Figura 8-a): Relleno (la zona fue recuperada hace 20 a 50 años, el nivel del agua es de 2 m por debajo de la superficie), depósitos estuarios (orgánicos), depósito superior e inferior de arcillas marinas, y más depósitos fluviales y estuarios. Estas arcillas blandas y rígidas sustentadas por arenas, limos y arcillas del antiguo aluvión. La mejor estimación de la resistencia al corte no drenada obtenida de pruebas del cono de penetración (CPT) se da en la Figura 8b.

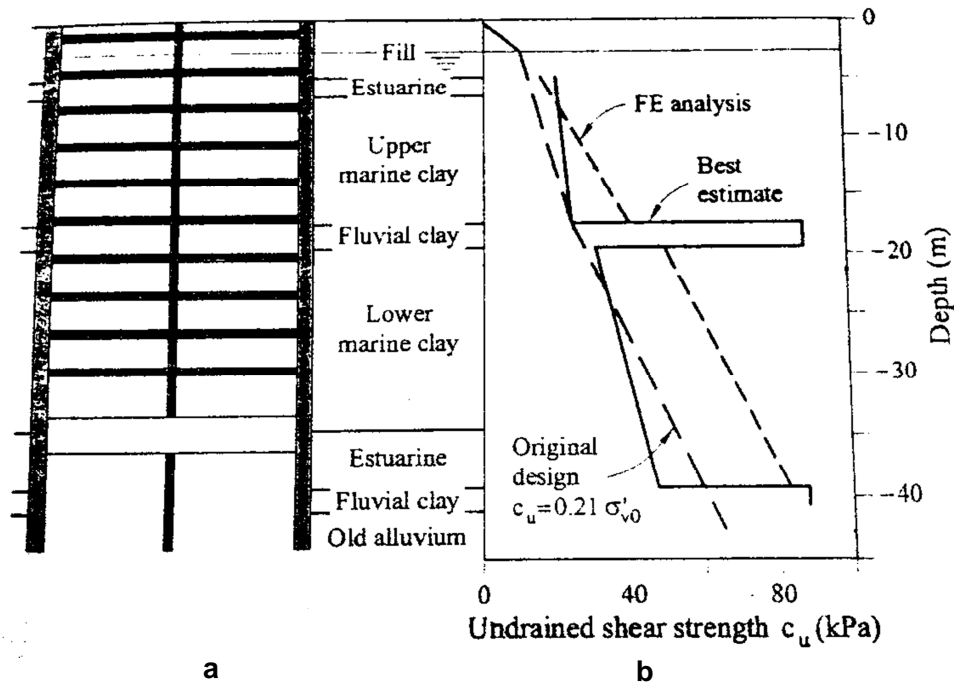


Figura 8. a) Clasificación; b) Resistencia al corte sin drenaje.

La comisión de investigación estableció dos principales causas del colapso. Una de ellas es geotécnica - una estimación errónea de la presión de la tierra sin drenaje que actúa sobre las estructuras de contención. Otra es estructural - un error en el diseño de la capacidad de soporte de los largueros, incapaces de soportar cargas redistribuidas una vez que uno de ellos falla.

Combinados, estos errores dan como resultado un bajo diseño que conduce a la falla de las estructuras de retención (Puzrin, Alonso, & Pinyol, 2010).

1.1.2.1.3 Fases de Recuperación.

La primera etapa del proceso de recuperación fue comenzar a llenar el lugar del derrumbe inmediato con concreto "espuma", hormigón de baja resistencia y baja viscosidad. Este tipo de hormigón puede fluir hacia los pequeños huecos entre los escombros y desplazar el agua que ha fluido dentro de la excavación. Esto para estabilizar el vacío y evitar el movimiento del suelo y hundimientos de la tierra circundante. La baja resistencia de la mezcla de hormigón permite que sea eliminado más tarde, cuando recomienza la excavación siguiendo el proceso de recuperación.

El concreto espuma se cubrió con una capa superior de hormigón de mayor resistencia en la segunda etapa para formar una superficie más o menos horizontal. La tercera etapa era llevar a cabo el llenado localizado de hormigón en masa o relleno de tierra, para estabilizar las áreas exteriores de las pendientes colapsadas. La cuarta etapa era eliminar cualquier escombros (vigas de acero) que podrían ser retirados desde la parte superior, es decir, la plataforma de hormigón en masa.

Las etapas quinta y sexta, consistían en rellenar con suelo debajo de la autopista Nicoll y por encima del lugar del incidente hasta el nivel del suelo original. La séptima etapa fue restablecer la autopista Nicoll. La octava y última etapa de la restauración era para rellenar otras áreas afectadas hasta el nivel del suelo original.

Después de que el proceso de restauración anterior se completó, los nuevos muros de contención se instalaron para recomenzar la excavación y reanudar la construcción.

Como se menciona en el ejemplo anterior, un error, ya sea geotécnico, de diseño, de construcción o una combinación de los anteriores, puede llevar a consecuencias fatales. Es por eso que cuando en un proyecto nos topamos con un monumento de tal categoría como lo es el Acueducto Queretano, se debe tener especial cuidado a la hora de proyectar y de construir, así como especiales medidas de seguridad (Puzrin, Alonso, & Pinyol, 2010).

1.1.3 Proyectos existentes para dar solución al problema de tránsito en “Los Arcos”.

En el 2010 el Arq. Jorge Vázquez-Mellado presenta en su libro “El Nuevo Santiago de Querétaro, problemas y soluciones de la metrópolis” un paseo para honrar la historia del Acueducto y acercarlo a su gente: El Paseo Acueducto.

Este proyecto revaloriza el emblemático monumento que identifica y enorgullece a los ciudadanos de Santiago de Querétaro, proporcionando en torno al mismo, una red de espacios públicos protagonizada por un paseo lineal que permita establecer una liga peatonal entre el Centro Histórico de la Ciudad y el monumento.

El Parque Lineal de la Calzada de los Arcos, es la acción principal que permite reestructurar el espacio alrededor del Acueducto, permitiendo la apropiación de la Avenida por parte del peatón y de los negocios, estableciendo así interesantes y atractivas relaciones entre ambos

lados de la arcada. Caminando por el parque se podría disfrutar de un dinámico ambiente urbano, enriquecido por una oferta amplia de usos y servicios (Figura 9).



Figura 9. Detalle de la intersección según proyecto.

Esta calzada o paseo, se hace posible liberando la Avenida de los Arcos del problema de flujo vial por medio de pasos a desnivel y túneles (Figura 10), creando en la parte superior una explanada continua enmarcada por el Acueducto. La explanada a su vez hace una intersección transversal con un par de jardines y una plaza cívica.



Figura 10. Detalle de Proyecto "Paseo Acueducto"

La intersección de la Calzada de los Arcos con el Boulevard Bernardo Quintana se logra con un paso vehicular subterráneo para los carriles de alta velocidad debajo de los arcos 26 y 28. La propuesta de crear una explanada sobre el Boulevard es posible incluyendo en el esquema de paso a desnivel los carriles laterales. La explanada corre desde un punto intermedio entre la Calle Tabaqueros y la Cerrada de la Asunción, hasta la Av. Juan Caballero y Osio.

El paso a desnivel del BBQ se plantea por medio de un túnel de sección única, con dos niveles de profundidad, con el fin de librar el paso a desnivel, propuesto para crear la explanada de los Arcos. Los carriles de alta velocidad del BBQ comenzarán a bajar a una distancia de 600 m de la plaza, con el fin de pasar por el segmento inferior del túnel. Debajo de la explanada, entre las secciones de los túneles que corren en sentido norte-sur, se ubicará un estacionamiento subterráneo que servirá para abastecer la demanda de los comercios en la zona del BBQ y sobre la Calzada de los Arcos. (Vázquez-Mellado Zolezzi, 2009).

Es importante mencionar que el Arq. Vázquez-Mellado en su propuesta busca plantear una solución como las vistas en las grandes ciudades europeas, intenta peatonalizar la zona, buscando rutas alternas para los automóviles, en este caso túneles. Sin embargo, en su propuesta no toma en cuenta que para lograr hacer al peatón el protagonista de la zona, es necesario hacer su trayecto a ésta de lo más agradable posible, ya sea mediante ciclopistas o incluso un tranvía o un metro, algún medio de transporte que le haga más fácil, rápido y menos tedioso el trayecto al usuario.

Para esto, cómo ya se ha mencionado antes se necesitaría un presupuesto mucho mayor. Por otro lado, la propuesta que nos presenta el arquitecto, no toma en cuenta la seguridad de la estructura, ya que al no contar con estudios de las características de la zona (de mecánica de suelos, de aforos vehiculares, etc...) no logra observar el conflicto en el que se entraría al tratar de llevar a cabo un proyecto como éste, puesto que al construir un túnel debajo del paso ya existente se toparía con roca sana como basalto, lo cual elevaría los costes de perforación y disminuiría en gran cantidad la seguridad de nuestro acueducto.

1.2. Justificación

Se ha hablado ya del por qué es necesaria la ampliación de los pasos existentes o la construcción de nuevas vialidades en la zona. La ciudad crece rápido, crece y se extiende hacia los límites, lo cual al no haber una red eficiente de transporte, provoca que cada vez seamos más los usuarios del transporte privado.

Lo importante aquí es responder, ¿Por qué es importante realizar estudios acerca de este proyecto? ¿Por qué una investigación y para qué un estudio de mecánica de suelos?

La respuesta es simple, sin un estudio de mecánica de suelos sencillamente no sabríamos a que nos “enfrentamos”. Nosotros, como ingenieros civiles debemos estar preparados para cualquier situación, es cierto. Pero los estudios geotécnicos nos ayudan brindándonos una mayor cantidad de datos, mucho más certeros de los que uno podría suponer simplemente viendo el suelo que tenemos en el área. Estos datos, nos sirven a la vez como parámetros de diseño, y hasta cierto punto, para conocer hasta donde nos podemos “arriesgar” como responsables de la obra.

El estudio y análisis geotécnico es fundamental en este caso para poder garantizar la seguridad de la estructura. Ya que los datos arrojados por las pruebas de laboratorio nos ayudaran a conocer el comportamiento del suelo de la zona, y así poder definir la mejor “ruta” a seguir para completar el proyecto de una forma segura y confiable.

1.3. Objetivos

- Plantear distintas soluciones para el caso particular del paso vehicular inferior de Los Arcos, esto, basado en un análisis geotécnico de la zona.
- Evaluar la factibilidad de cada solución.
- Analizar dos de las soluciones propuestas, comparando ventajas y desventajas, y tomando en cuenta proceso constructivo, costo y nivel de seguridad.

II. GENERALIDADES DEL SUELO

Juárez-Badillo en su libro “Mecánica de Suelos”, define el suelo como “todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves”. Excluye de esta definición a las rocas sanas, ígneas o metamórficas y asegura que el agua juega un papel fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, tanto como para considerarla parte integral del mismo.

La Mecánica de Suelos Clásica se puede categorizar ampliamente como se muestra en la Figura 11. Esta clasificación sirve para identificar sus principales diferencias. Al mismo tiempo, el marco teórico para suelos no saturados muestra que los suelos saturados pueden ser tratados como un caso especial de las teorías generales usadas en suelos no saturados (Houston & Wray, 1993).

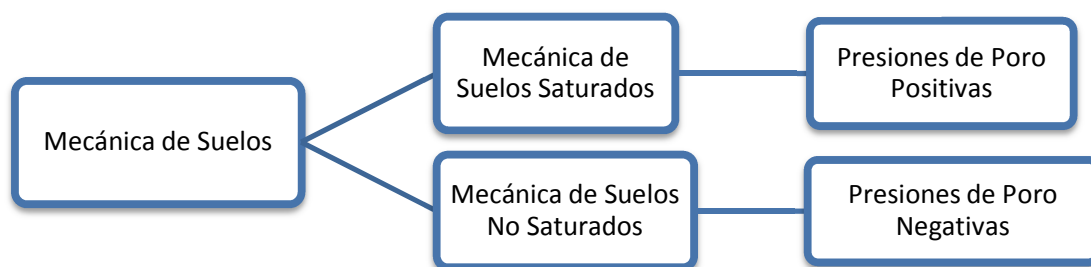


Figura 11. Clasificación general de la Mecánica de Suelos basado en el estado de esfuerzos en la presión de poro (Houston & Wray, 1993)

El estudio del suelo no saturado, en comparación con el saturado, sobrelleva el tratamiento de nuevas variables de esfuerzo, y su consideración nos conduce a fenómenos transitorios que pueden afectar considerablemente a su comportamiento, planteando además problemas de flujo sin tendencias lineales y de mecánica de medios discontinuos. Adicionalmente, es importante mencionar que en los suelos no saturados se trabaja con tres fases, sólida, líquida y gaseosa, a diferencia de las dos fases que se contemplan en los saturados: sólida y líquida (Houston & Wray, 1993).

Otro contraste del caso de los no saturados es que no ha sido posible la aplicación del Principio de los Esfuerzos Efectivos tal y como se realiza para el caso saturado, en el que representa un marco de referencia correcto y útil.

La situación saturada tiende a ser la más crítica en estado de rotura, siendo en general previsible el paso por dicha situación a lo largo del periodo de proyecto que en un momento dado se esté considerando al contrario de la situación no saturada, lo que ha hecho que abordar su estudio resulte poco rentable desde el punto de vista general por la complejidad asociada al considerar al menos en el sentido de la seguridad. Sin embargo cada día resulta más contundente la relevancia el estudio de la mecánica de suelos no saturados, los daños atribuidos a los movimientos de suelos expansivos resultan ser numerosos y con daños considerables, lo que provocan pérdidas económicas muy significativas (Barrera-Bucio & Garnica-Anguas, 2002).

2.1. Tipos de Suelo

La existencia de suelos no saturados puede ocurrir en cualquier depósito geológico. Esto dependerá del clima y del microclima. Evidentemente, las zonas áridas y semiáridas resultan en climas que favorecen la existencia de evaporación potencial mayor que la precipitación, lo que podrá implicar la existencia de depósitos de suelo no saturado, pero no necesariamente. (Houston & Wray, 1993)

Gran parte de los suelos sedimentarios se han depositado en ambientes acuosos, quedando inicialmente saturados y posteriormente desecados debido a las circunstancias ambientales ya mencionadas. Estos suelos abundan en lugares de clima árido y semi-árido, en que las estaciones son muy marcadas con periodos secos prolongados. Según diversos autores, estos lugares ocupan cerca del 30% de la superficie de la Tierra.

Los suelos no saturados pueden ser residuales y transportados, en los que se incluyen lacustres, aluviones, depósitos eólicos, entre otros (Zepeda-Garrido, 2004).

2.1.1 Suelos Transportados

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados. Los productos del ataque pueden quedar en el lugar, directamente sobre la roca de la cual se derivan o bien, pueden ser removidos de ese

lugar por los mismos agentes geológicos y redepositados en otra zona, generando suelos que sobreyacen sobre otros estratos que no tienen relación directa con ellos y son denominados *transportados*.

Existen en la naturaleza numerosos agentes de transporte, los principales son los glaciares, el viento, los ríos y corrientes de agua superficial, los mares y las fuerzas de gravedad que, la mayoría de las veces trabajan combinándose (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

2.1.2 Suelos Residuales

En los suelos residuales existen dos conceptos que tienen suma importancia: el perfil de meteorización y el conjunto de estructuras heredadas. El primero consiste en la secuencia de materiales con diferentes propiedades, que se ha formado en el lugar donde se le encuentra y sobreyace a la roca no meteorizada; se forma tanto por ataque mecánico como por descomposición química y puede variar considerablemente de un punto a otro, sobre todo por variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, topografía, condiciones de erosión, régimen de aguas subterráneas y clima (Little, 1969).

Las estructuras heredadas consisten en diaclasas, exfoliaciones, juntas, grietas, fallas y otros defectos estructurales que el suelo sufre como consecuencia de las transformaciones ocurridas desde la roca original. La relevancia es tal que a menudo las propiedades mecánicas de una muestra inalterada del material no se pueden considerar para nada representativas de las propiedades del conjunto completo, sobre todo en cuanto a propiedades mecánicas e hidráulicas (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

2.2. Relaciones Fundamentales

Para estudio y entendimiento de la geotecnia se muestra en la Figura 12 la definición de las relaciones volumétricas y gravimétricas de las fases del suelo. Estas relaciones son de lo más útil en la geotecnia y es de gran importancia su dominio. Las relaciones de peso a volumen del suelo y de las distintas fases del sistema son las siguientes (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005):

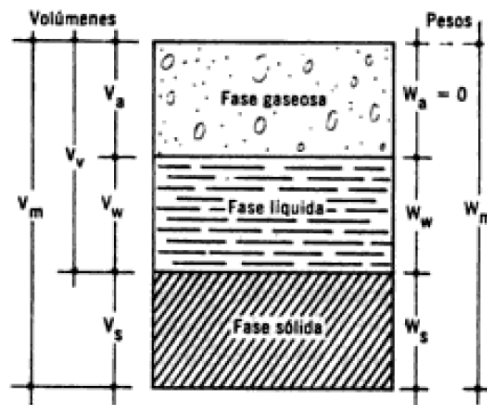


Figura 12. Esquema de una muestra de suelo no saturado con sus tres fases.

V_m = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa).

V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos).

V_v = Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos).

V_w = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua).

V_a = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire).

W_m = Peso total de la muestra del suelo (peso de la masa).

W_s = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos).

W_w = Peso de la fase líquida de la muestra (peso del agua).

W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo en la geotecnia.

γ_0 = Peso específico del agua destilada, a 4 °C a la presión atmosférica del nivel del mar. En el sistema métrico es igual a $1 \frac{g}{cm^3}$.

γ_w = Peso específico del agua en las condiciones reales del trabajo. En la práctica es usual considerarlo como igual a γ_0 . Evidentemente, γ_w es función de la temperatura, pero difiere de γ_0 en el orden de dos milésimas, cuando la temperatura es de 20 °C.

γ_m = Peso específico de la masa del suelo

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (2-1)$$

$\gamma_s =$ Peso específico de la fase sólida del suelo,

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (2-2)$$

El peso específico relativo surge de comparar el peso específico de una sustancia con el correspondiente a γ_0 .

$S_m =$ Peso específico relativo de la masa del suelo,

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_0} = \frac{W_m}{V_m \gamma_0} \quad (2-3)$$

$S_s =$ Peso específico relativo de la fase sólida del suelo,

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \quad (2-4)$$

$e =$ Relación de vacíos,

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2-5)$$

El rango posible de variación de e es:

$$0 < e < \infty$$

$n =$ Porosidad,

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100 \quad (2-6)$$

La porosidad se expresa como porcentaje, pero en los cálculos se utiliza en su forma decimal. Su rango teórico es:

$$0\% \leq n \leq 100\%$$

$G_w(\%)$ = Grado de saturación

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (2-7)$$

Teóricamente, el grado de saturación se encuentra entre los siguientes valores:

$$0\% \leq G_w \leq 100\%$$

$\omega(\%)$ = Contenido de agua en el suelo,

$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (2-8)$$

La variación teórica del contenido de agua es:

$$0\% \leq \omega \leq 100\%$$

$\theta(\%)$ = Contenido de agua volumétrico o humedad volumétrica,

$$\theta(\%) = \frac{V_w}{V_m} \times 100 = \frac{V_w}{V_s + V_v} \times 100 \quad (2-9)$$

2.3. Correlación entre porosidad y relación de vacíos y otras fórmulas de importancia.

Esta correlación considera un volumen unitario a la fase sólida para que a partir de ello se calculen los demás pesos y volúmenes.

Se tiene que $V_s = 1$, y sustituida en la expresión (2-4)

$$W_s = V_s S_s \gamma_0 \quad \therefore \quad W_s = S_s \gamma_0$$

A partir de la expresión (2-8), en su forma decimal, se obtiene $W_s = \omega S_s \gamma_0$. Posteriormente, recordando la definición de porosidad:

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{n}{1 - e} \quad (2-10)$$

Que también se puede presentar como:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (2-11)$$

Además de las expresiones anteriores, las siguientes son también de gran utilidad en la geotecnia de suelos no saturados:

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s(1 + \omega)}{1 + e} \quad (2-12)$$

$$S_m = \frac{S_s(1 + \omega)}{1 + e} \quad (2-13)$$

$$G_w = \frac{\omega S_s}{e} \quad (2-14)$$

El peso específico seco resulta de considerar el suelo totalmente seco, en convención con la geotecnia, bajo un secado en el horno a 105 °C.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_s} \quad (2-15)$$

2.4. Clasificación de Suelos

2.4.1 Prueba de Granulometría en Laboratorio

El tamaño de los granos de un suelo se refiere a los diámetros de las partículas que lo forman, cuando es indivisible bajo la acción de una fuerza moderada. Las partículas mayores son las que se pueden mover con las manos, mientras que las más finas por ser tan pequeñas no pueden ser observadas con un microscopio. De igual forma constituye uno de los fundamentos teóricos en los que se basan los diferentes sistemas de clasificación de los suelos, como el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos mostrado en la Tabla 1 (S.U.C.S.).

Esta práctica permite determinar la composición por tamaños (granulometría) de las partículas que integran los materiales empleados para terracerías, mediante su paso por una serie de mallas con aberturas determinadas. El paso del material se hace primero a través de las mallas con la abertura más grande, hasta llegar a las más cerradas, de tal forma que los

tamaños mayores se van reteniendo, para así obtener la masa que se retiene en cada malla, calcular su porcentaje respecto al total y determinar el porcentaje de la masa que pasa (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2003).

El análisis granulométrico es la distribución de tamaños de un suelo y normalmente se representa a través de la curva granulométrica. La curva granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica en el eje de las abscisas resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escalas (Bowles, 1992).

Existen dos métodos para determinar la distribución de tamaños de un suelo, que es el análisis por mallas y a través del hidrómetro basado en la Ley de Stokes. El análisis por mallas consiste en pasar la muestra de suelo a través de mallas cuyas aberturas progresivamente son más pequeñas. Existen mallas básicas las cuales nos permiten diferenciar gravas, arenas y finos, dentro de las cuales están la malla de 3 pulgadas, la malla número 4 (4.76 mm) y la número 200 (0.075 mm). Aquel material retenido en la malla no. 4 se considera grava, el material que pasa la malla no. 200 se consideran finos y el material ubicado entre las dos mallas anteriores se consideran como arenas (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

Tabla 1. Clasificación de Suelos (S.U.C.S).

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio			Clasificación de suelos		
			Símbolo de grupo	Nombre del grupo	
Suelos de partículas gruesas mas del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas Mas del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Grava bien graduada
			$Cu < 4$ y $1 > Cc > 3$	GP	Grava mal graduada
	Gravas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa	
		IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa	
	Gravas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	Cumple los criterios para GW y GM	GW-GM	Grava bien graduada con limo	
		Cumple los criterios para GW y GC	GW-GC	Grava bien graduada con arcilla	
		Cumple los criterios para GP y GM	GP-GM	Grava mal graduada con limo	
		Cumple los criterios para GP y GC	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla	
	Arenas El 50% o mas de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Arena bien graduada
			$Cu < 6$ y $1 > Cc > 3$	SP	Arena mal graduada
		Arenas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa
			IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa
		Arenas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	Cumple los criterios para SW y SM	SW-SM	Arena bien graduada con limo
			Cumple los criterios para SW y SC	SW-SC	Arena bien graduada con arcilla
Cumple los criterios para SP y SM	SP-SM		Arena mal graduada con limo		
Cumple los criterios para SP y SC	SP-SC		Arena mal graduada con arcilla		
Suelos de partículas finas El 50% o mas pasa la malla No. 200	Limos y arcillas Limite Liquido menor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CL	Arcilla de baja plasticidad
			IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	ML	Limo de baja plasticidad
		Orgánicos	Limite liquido - secado al horno < 0.75	OL	Arcilla orgánica
			limite liquido - no secado		Limo orgánico
	Limos y arcillas Limite Liquido mayor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad
			IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad
		Orgánicos	Limite liquido - secado al horno < 0.75	OH	Arcilla orgánica
			limite liquido - no secado		Limo orgánica
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica de color oscuro		PT	Turba	

2.5. Resistencia al Esfuerzo Cortante

Determinar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo constituye uno de los puntos fundamentales y más amplios de la Mecánica de Suelos, esto nos lleva a estudiar algunos conceptos fundamentales acerca de las teorías de fallas existentes.

2.5.1 Esfuerzos Normales y Tangenciales

Enzo Levi menciona que, a cada elemento dS de superficie trazada idealmente a través de un punto P interior a un medio continuo, es posible asociar un vector que representa el esfuerzo T que actúa sobre él (Figura 13).

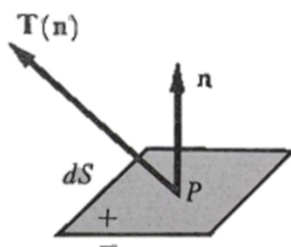


Figura 13. Esfuerzo unitario asociado con un elemento de superficie dS , que pasa por el punto P .

De lo anterior podemos interpretar al símbolo T como un operador que, aplicado al vector unitario n , produce el vector de esfuerzo correspondiente a un elemento de superficie dS normal a n en su origen. Este operador se llama tensor de esfuerzos.

Si escribimos los vectores $T(i)$, $T(j)$, $T(k)$ como sigue:

$$T(i) = \sigma_x i + \tau_{xy} j + \tau_{xz} k$$

$$T(j) = \tau_{yx} i + \sigma_y j + \tau_{yz} k$$

$$T(k) = \tau_{zx} i + \tau_{zy} j + \sigma_z k$$

La matriz del tensor de esfuerzos resulta:

$$[T] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Donde, si interpretamos físicamente los términos de esta matriz, σ_x representa la componente normal del esfuerzo ejercido sobre un elemento de superficie normal al eje x (Figura 14) y τ_{xy} representa la componente tangencial del esfuerzo ejercido sobre un elemento de superficie normal al eje x, dirigida igual que el eje y (Figura 15).

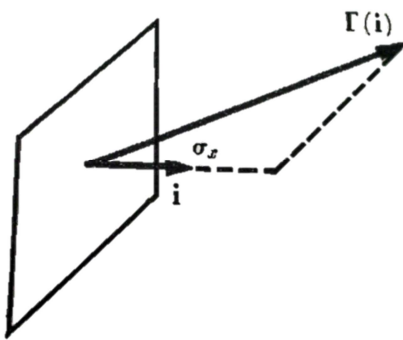


Figura 14. Componente normal del esfuerzo T(i).

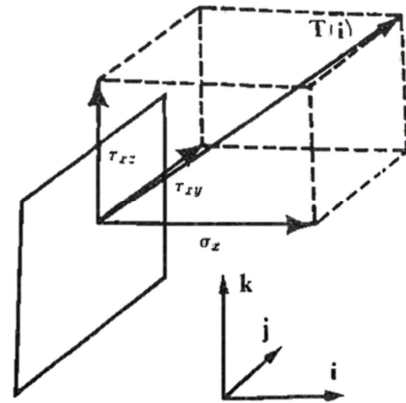


Figura 15. Componentes normales y tangenciales del esfuerzo T(i).

Los coeficientes τ reciben el nombre de esfuerzos tangenciales o cortantes. El primer subíndice indica la dirección de la normal al elemento de superficie al cual el esfuerzo resulta tangente; el segundo subíndice señala la dirección del esfuerzo mismo (Levi, 1982).

2.5.2 Esfuerzos en la masa de Suelo

Cuando una masa de suelo es sometida a un incremento de presiones producido por una obra de ingeniería, se generan esfuerzos que tratarán de mantener el equilibrio existente antes de aplicada la sollicitación externa.

Cuando la magnitud de la carga exterior aplicada es tal que supera a la resultante de los esfuerzos interiores de la masa de suelo, se rompe el equilibrio existente y se producen "Planos de Falla o de deslizamiento" que son planos en los cuales una masa de suelo tuvo un movimiento relativo respecto de otra.

En todos los casos los esfuerzos internos que se pueden generar son tres:

- Esfuerzos normales, σ
- Esfuerzos tangenciales, τ
- Esfuerzos neutros, “ u ”

Los primeros (σ o N) pueden ser de compresión o de tracción y actúan siempre en forma normal al plano en consideración, mientras que los segundos (τ o T) son los esfuerzos de corte y se ubican siempre en forma paralela coincidiendo con el plano considerado como se muestra en la Figura 16.



Figura 16. Esfuerzos en una masa de suelo (Seco).

El tercero en cambio (u) se debe al incremento o decremento de presión que se produce en el agua de los poros del suelo, cuando el plano se encuentra sumergido y como es una presión hidrostática actúa en todas direcciones.

Es importante mencionar la diferencia entre los esfuerzos normales y los esfuerzos principales, ya que ambos actúan en forma normal al plano en cuestión, con la diferencia que los esfuerzos principales son esfuerzos normales a planos en los cuales los esfuerzos tangenciales son nulos (Duque-Escobar & Escobar-Potes, 2002).

2.5.3 Cohesión y Fricción

Generalmente en mecánica de suelos se manejan dos parámetros de resistencia, el ángulo de fricción interna (φ) y la cohesión (c).

Si observamos con detalle la Figura 17, podemos observar que el plano de falla no atraviesa los granos del mineral que conforma la masa de suelo, sino que el deslizamiento se produce

entre grano y grano, lo que equivale a decir que la resistencia que ofrece el suelo al deslizamiento, tiene que ver con las fuerzas friccionales que se desarrollan entre los granos que la componen (Leoni, 1987).

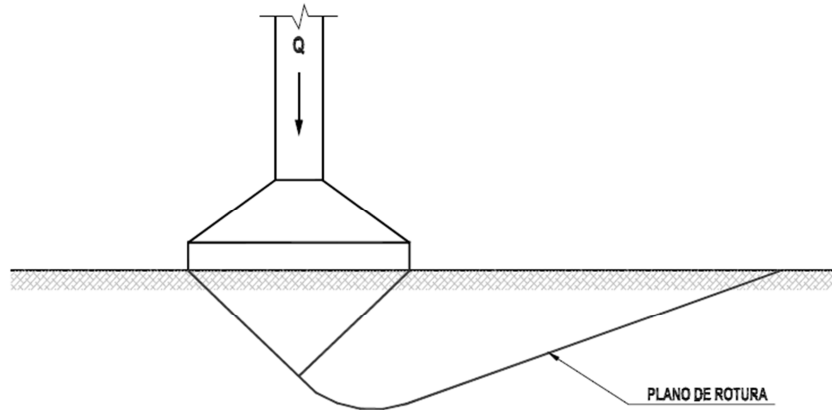


Figura 17. Esquema de falla de una cimentación.

El ángulo de fricción interna de un suelo tiene el mismo significado que el ángulo de fricción estática de un cuerpo rígido sobre una superficie rugosa en donde esta última se va inclinando para producir el movimiento del cuerpo, como se muestra en la Figura 18.

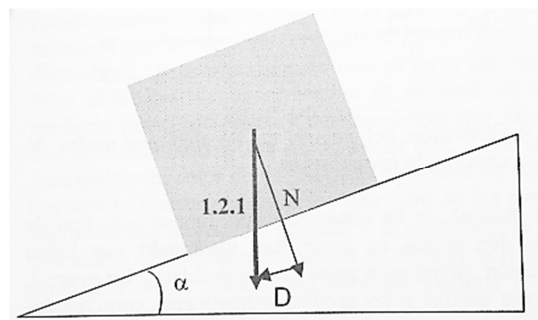


Figura 18. Obtención del ángulo de fricción entre dos cuerpos.

Como sabemos que el esfuerzo normal $\sigma = N/a$ y el deslizamiento $d = D/a$, en donde a es el área de contacto entre los cuerpos podemos plantear que:

$$\sigma = W \cos \frac{\alpha}{a} \tag{2 - 16}$$

y

$$d = W \operatorname{sen} \frac{\alpha}{a} \tag{2 - 17}$$

Por lo tanto, para mantener el equilibrio la fricción debe tomar el valor del esfuerzo de deslizamiento $f = d$. Y, se sabe que la fricción f es proporcional al esfuerzo normal σ multiplicado por un coeficiente de fricción C_f , es decir:

$$f = \sigma C_f \quad (2 - 18)$$

Ahora, considérese un ensaye triaxial, en el que se observa que una probeta de suelo saturado está sujeta a la acción de un esfuerzo confinante σ_3 y un esfuerzo axial σ_1 (Figura 19).

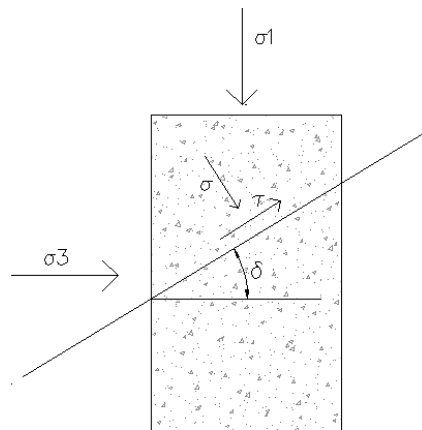


Figura 19. Esfuerzos en la superficie de deslizamiento durante un ensaye triaxial.

Cuando se produce la ruptura del material, la probeta se separa en dos cuerpos que friccionan uno contra otro, desplazándose a lo largo de la superficie de falla la cual muestra una inclinación δ . Entre estas superficies se genera el esfuerzo normal σ y el de corte τ los cuales se relacionan entre sí mediante la ecuación clásica de Coulomb para suelos friccionantes:

$$\tau = \sigma \tan \varphi \quad (2 - 19)$$

Comparando con la ec. 2-18 se puede decir que φ representa físicamente el ángulo de fricción que existe entre las partículas de suelo al deslizar entre sí (Zepeda-Garrido, 2004).

Hay suelos, como las arcillas, donde además de los esfuerzos friccionales, hay otros factores que se suman al momento de evaluar la resistencia final al esfuerzo de corte.

Si tenemos una arcilla que haya soportado, a través de su vida geológica, sobrecargas, como estratos que luego fueron erosionados, glaciares, estructuras, etc. podemos decir que se

encuentra preconsolidada. Si extraemos una muestra de este tipo de suelo, observaremos que una parte importante de las presiones intergranulares a las que fue sometida en su proceso de consolidación, es retenida por efecto de la acción capilar sobre la superficie de la muestra.

Es decir que sobre los granos de la muestra actúa una tensión superficial, que provoca una resistencia adicional al esfuerzo cortante, que se suma a la definida en la ecuación (2-19) y que es conocida como “*cohesión aparente*”.

La cohesión aparente es un valor relativo y no permanente ya que depende del contenido de agua que tenga la muestra de suelo.

En muchas arcillas esta atracción entre partículas como consecuencia de la tensión superficial, se pierde rápidamente si la muestra se sumerge en agua. En otros tipos de arcilla esta pérdida de cohesión no se manifiesta cuando son sumergidas en agua. Evidentemente en estos casos las partículas son retenidas por fuerzas de otro tipo, que no alcanzan a ser destruidas, por la inmersión en agua.

Estas fuerzas pueden ser de carácter electrostático, que son generadas por la película de agua absorbida que se forma sobre cada partícula o derivan de agentes cementantes naturales.

A esta forma casi permanente de resistencia al corte motivada por esta fuerza de origen interno se la denomina “*cohesión verdadera*”.

Tanto la cohesión aparente como la verdadera reciben el nombre general de cohesión y se identifica en la Mecánica de suelos con la letra “*c*”.

De esta forma la ecuación (2-19) toma la siguiente forma general conocida como *Ecuación de Coulomb* (Leoni, 1987):

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (2 - 20)$$

2.5.4 Relación de Esfuerzos Principales

En estudios referentes a estabilidad de masas de tierra, es de gran utilidad establecer la relación entre los esfuerzos principales actuantes en un punto de la masa supuesta en estado de falla incipiente.

Dentro de las teorías de falla más importantes de la Mecánica de Suelos actual, se encuentra una que dice que el material falla cuando el esfuerzo cortante en cualquier sección adquiere un valor s , que depende del esfuerzo normal actuante en dicha sección. La condición puede expresarse como:

$$\tau = s = \sigma * \tan\varphi$$

Juárez-Badillo y Rico Rodríguez en 2008 explican que “en un plano σ - τ , la ecuación anterior queda representada por una recta que pasa por el origen y que forma un ángulo φ con el eje horizontal (Figura 18). Esta recta se conoce con el nombre de línea de falla y representa el lugar geométrico de los esfuerzos cortantes de falla, correspondientes a distintos esfuerzos normales.”

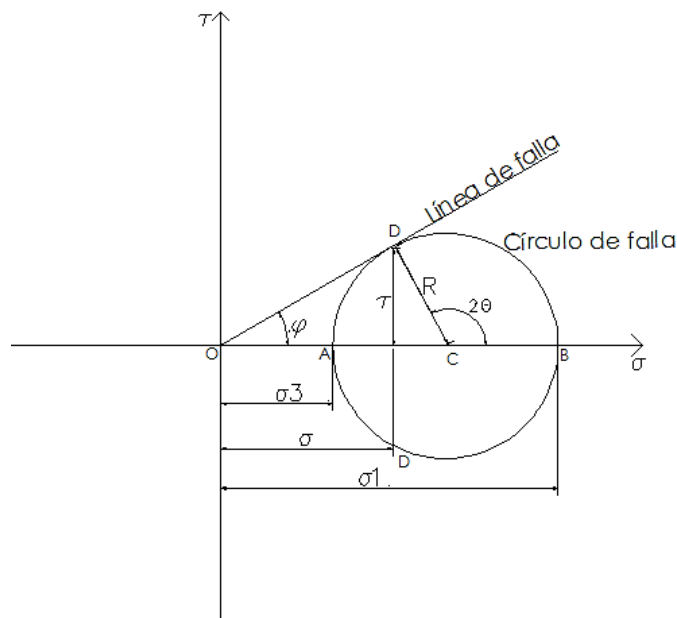


Figura 20. Líneas de falla en el círculo de Mohr.

En la Figura 20 los esfuerzos que satisfacen la condición de falla (2-1) se encuentran representados por el punto D. La inclinación del plano en que actúan dichos esfuerzos respecto al plano en que actúa σ_1 , que es el esfuerzo principal mayor, esta medida por el ángulo θ , que según la geometría de la figura, vale:

$$\theta = 45 + \frac{\varphi}{2} \quad (2 - 21)$$

Los círculos no pueden cortar a las líneas de falla, pues en ese caso no existiría equilibrio en todos los puntos que queden fuera de la zona comprendida entre las líneas de falla.

De la figura 2-11 se obtiene una relación muy útil entre los esfuerzos principales y en función del ángulo φ :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OB}}{\overline{OA}} = \frac{\overline{OC} + \overline{CB}}{\overline{OC} - \overline{CA}}$$

Operando trigonómicamente y despejando en la ecuación anterior obtenemos que:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = N\varphi \quad (2 - 22)$$

Otra hipótesis de falla es la de Coulomb, según la cual, las líneas de falla no concurren en el origen de un sistema σ - τ , sino que cortan el eje vertical formando una cierta ordenada en el origen, c . Matemáticamente esto es expresado como:

$$\tau = s = c + (\sigma * \tan \varphi) \quad (2 - 23)$$

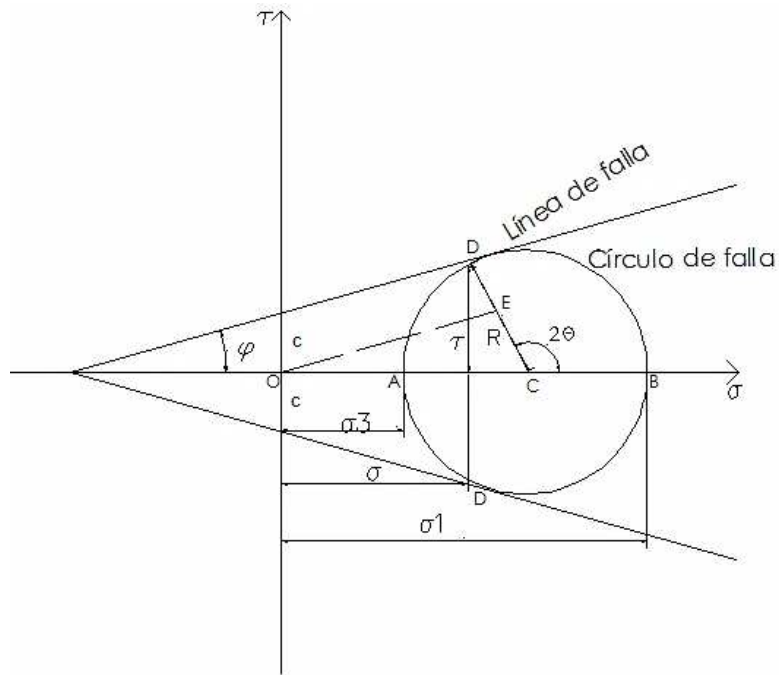


Figura 21. Líneas de falla en el círculo de Mohr con la hipótesis de falla de Coulomb.

En la Figura 21 aparecen las líneas de falla como las define Coulomb, y a partir de esta es posible obtener una nueva relación de esfuerzos principales (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005):

$$\overline{CD} = \overline{OC} \operatorname{sen} \varphi + c \cos \varphi \quad (2 - 24)$$

Dónde:

$$\overline{CD} = R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2 - 25)$$

Y

$$\overline{OC} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2 - 26)$$

Entonces:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \varphi + c \cos \varphi \quad (2 - 27)$$

Agrupando términos y despejando obtenemos:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} + 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (2 - 28)$$

Como:

$$\frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = N\varphi \quad (2 - 29)$$

$$\frac{\cos\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} = \frac{\sqrt{1 - \operatorname{sen}^2\varphi}}{1 - \operatorname{sen}\varphi} = \sqrt{N\varphi} \quad (2 - 30)$$

Sustituyendo en (2-28) finalmente obtenemos que:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\varphi + 2c\sqrt{N\varphi} \quad (2 - 31)$$

2.5.5 Teorías de Falla

En términos generales no se encuentra bien definido el concepto de falla, pero puede hacer referencia al principio del comportamiento inelástico del material, o el momento de ruptura del mismo.

Los criterios de falla presentados podrían clasificarse como sigue:

- El que utiliza criterios dinámicos; refiere la condición de falla a esfuerzos actuantes.
- El que utiliza criterios cinemáticos; la falla se define en términos de las deformaciones producidas.

Siendo las teorías que siguen los criterios dinámicos las más utilizadas en la actualidad.

2.5.5.1 Teoría de la deformación Unitaria Máxima (Saint – Venant)

Esta teoría es de tipo cinemático, ya que supone que la falla está determinada por la máxima deformación unitaria elástica, en tensión o compresión que experimenta el material sujeto a esfuerzos (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

2.5.5.2 Teoría del máximo esfuerzo normal (Rankine)

Esta teoría supone que el máximo esfuerzo principal es lo que determina la ruptura o flujo plástico del material, sin importar los demás esfuerzos principales (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

2.5.5.3 *Teoría de máximo esfuerzo cortante*

Existen varias teorías que atribuyen la falla al máximo esfuerzo cortante actuante, que son las de más amplio uso, ya que experimentalmente han rendido mejores resultados (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

2.5.5.4 *Teoría de Guest*

Según esta teoría la falla está determinada por el máximo esfuerzo cortante o la máxima diferencia entre los esfuerzos principales. Guest supuso que el esfuerzo cortante límite es una constante del material. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que las ideas anteriores no representan al comportamiento de los materiales frágiles (rocas, concreto, etc.), tampoco es aplicable a arenas y arcillas, ya que la resistencia al esfuerzo cortante dista de ser constante en estos materiales (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

2.5.5.5 *Teoría de Coulomb*

En 1733 Coulomb estableció que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un plano a su través alcanza un valor límite máximo, dicho esfuerzo cortante límite depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley de variación lineal entre ambos tipos de esfuerzos.

Esta teoría se usó en los comienzos de los estudios modernos de la Mecánica de Suelos (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

2.5.5.6 *Teoría de Mohr*

Esta teoría debida a Otto Mohr establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación esfuerzo tangencial al normal (oblicuidad) alcance un valor máximo. Dicho máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. La teoría de Mohr no fija hipótesis de variación lineal entre el esfuerzo normal y el cortante que definen la oblicuidad límite en la superficie crítica; según esta teoría dicha ley de variación queda representada en general por una curva. Esta teoría explica satisfactoriamente varios fenómenos de importancia en los materiales frágiles (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

2.5.5.7 Criterio de Mohr - Coulomb

En la actualidad, la Mecánica de Suelos utiliza como criterio de falla el criterio de Mohr – Coulomb, con líneas de falla curvas, donde se atribuye la falla al esfuerzo cortante y se acepta que este depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla, pero se acepta también que la relación entre ambos esfuerzos no es constante (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

2.5.6 Ensayos de Resistencia

Existen varios ensayos de laboratorio para medir la resistencia y deformabilidad de suelos. Puesto que el modo fundamental de rotura es por esfuerzos de corte, el objetivo fundamental es hacer actuar esfuerzos tangenciales sobre la probeta. Hay varios tipos de ensayos.

2.5.6.1 Ensayo de Corte Directo

Durante muchos años esta prueba fue prácticamente la única utilizada para determinar la resistencia de los suelos; hoy, debido a su simplicidad ha sido sustituida por las pruebas de compresión triaxial. En la Figura 22 se muestra un esquema del aparato necesario para efectuar esta prueba (Cañizal-Berini & Sagaseta-Millán, 2010).

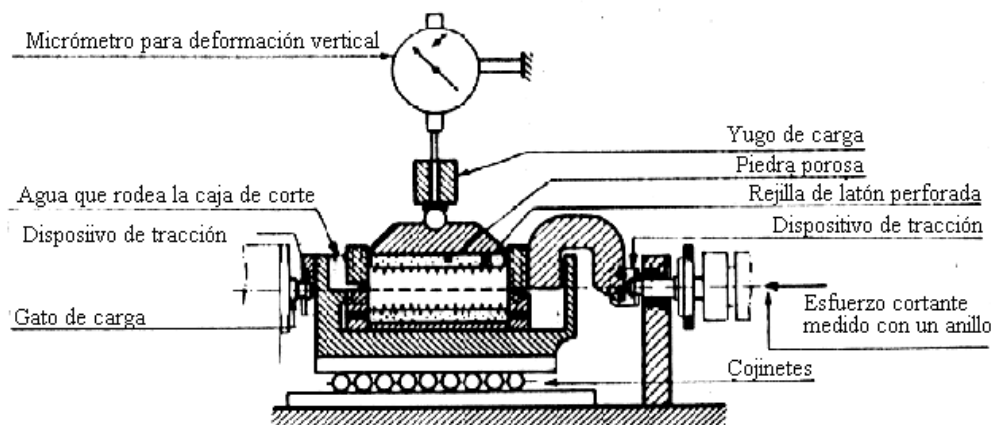


Figura 22. Esquema del aparato de corte directo.

Existen dos métodos distintos para llevar a cabo esta prueba:

- En el método de esfuerzo controlado, la prueba se realiza aplicando valores fijos de la fuerza tangencial al aparato de modo que el esfuerzo aplicado tiene en todo momento un valor prefijado.

- En el método de deformación controlada, la máquina actúa con una velocidad de deformación constante y la fuerza actuante sobre el espécimen se lee en la báscula de la máquina que la aplica.

Si se ejecutan varias pruebas con distintos valores de la presión normal, es posible trazar puntos en la gráfica $\sigma - \tau$ con los valores de las presiones normales y los valores máximos de τ obtenidos en cada prueba, y así, uniendo los puntos obtendríamos la línea de falla del material (Cañizal-Berini & Sagaseta-Millán, 2010).

Algunas de las desventajas de esta prueba son:

- Es imposible conocer los esfuerzos que actúan en planos distintos al de falla.
- Su uso debe restringirse a suelos de falla plástica, es decir, no debe efectuarse en suelos de falla frágil, ya que la curva esfuerzo-deformación obtenida para estos resulta desplazada hacia valores menores de esfuerzo de los que se obtendrían con pruebas más adecuadas.
- El área de la sección crítica está variando durante la aplicación de la fuerza tangencial por lo cual deberían realizarse correcciones, que normalmente no suelen hacerse.

2.5.6.1.1 Tipos de falla

Cuando un material falla en una prueba de resistencia, su curva esfuerzo-deformación será semejante a alguno de los dos tipos mostrados en la Figura 23.

La curva mostrada en la Figura 23-a es representativa de materiales llamados de “falla frágil”. Esta falla se caracteriza porque al llegar el esfuerzo a un máximo bien definido (resistencia) desciende rápidamente al aumentar la deformación.

La curva mostrada en la Figura 23-b es la correspondiente a materiales de “falla plástica”, en donde la falla se presenta a un esfuerzo que se sostiene aunque la deformación aumente; es decir, la falla no está bien definida, habiendo en realidad un flujo de material bajo esfuerzo cortante (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

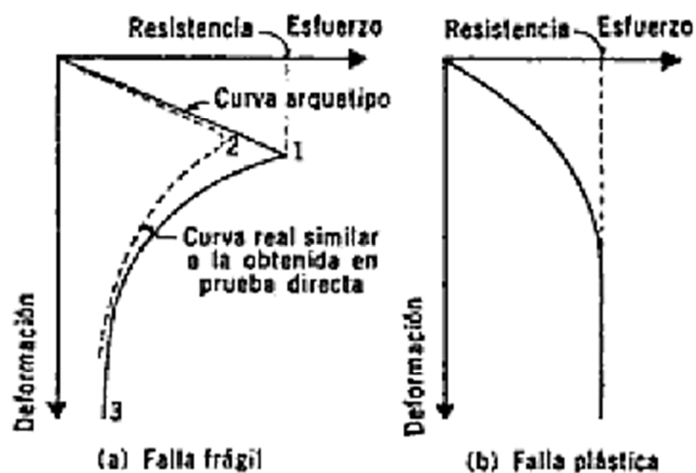


Figura 23. Tipos de falla considerados en los suelos.

2.5.6.2 Prueba "in situ" por medio de la veleta

Esta prueba para el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de suelos cohesivos es relativamente moderna. Es una prueba que se realiza "in situ", es decir, no sobre muestras extraídas sino sobre los materiales en el lugar.

Para la realización de esta prueba, la veleta (Figura 24) ha de hincarse en el estrato en el cual vayan a realizarse las determinaciones.

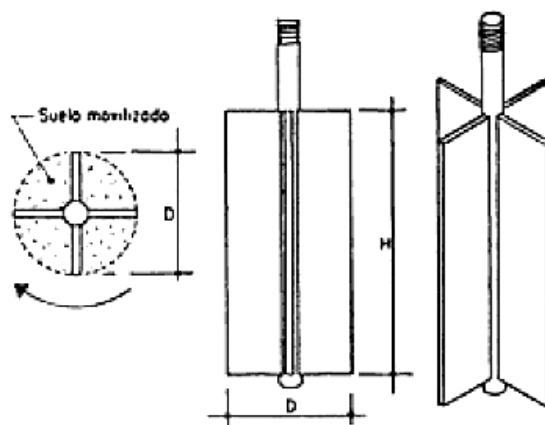


Figura 24. Aparato de veleta para determinación de resistencia al esfuerzo cortante.

Una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde un mecanismo apropiado permite medirlo.

Siendo s la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005).

El momento resistente que se desarrolla en su área lateral será:

$$M_{RL} = \frac{1}{2} \pi D^3 H s$$

Mientras que el momento generado en cada base:

$$M_{RB} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

El momento resistente total en el instante de falla incipiente será igual al momento aplicado M_{max} :

$$M_{max} = M_{RL} + 2M_{RB} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s$$

Por lo tanto la resistencia al esfuerzo cortante se calculara como sigue:

$$s = \frac{M_{max}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)}$$

Algunos de los inconvenientes que se presentan en la realización de esta prueba son (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2005):

- Al igual que la prueba de corte directo, la veleta solo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.
- En arenas, la veleta, al ser introducida, modifica la compacidad de los mantos y el estado de esfuerzos general de la masa.
- En arcillas finamente estratificadas que alternan con arena que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla por lo que se obtendrían resultados más altos que los reales.

2.5.6.3 Pruebas de Compresión Triaxial

Son las pruebas que más se utilizan para determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia al corte de los suelos. Su objetivo es determinar la resistencia al esfuerzo cortante mediante la obtención de la línea de falla, el ángulo de fricción y la “cohesión” del suelo. Estas características se logran aplicando presiones laterales y axiales a un espécimen cilíndrico. La presión lateral se trasmite por medio de un fluido confinante al espécimen aislado del fluido por medio de una membrana impermeable.

Para lograr el debido confinamiento la muestra se coloca en el interior de una cámara triaxial de lucita (Figura 2-16) con bases herméticas y en las bases de la muestra se colocan piedras porosas. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella y la carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuara, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

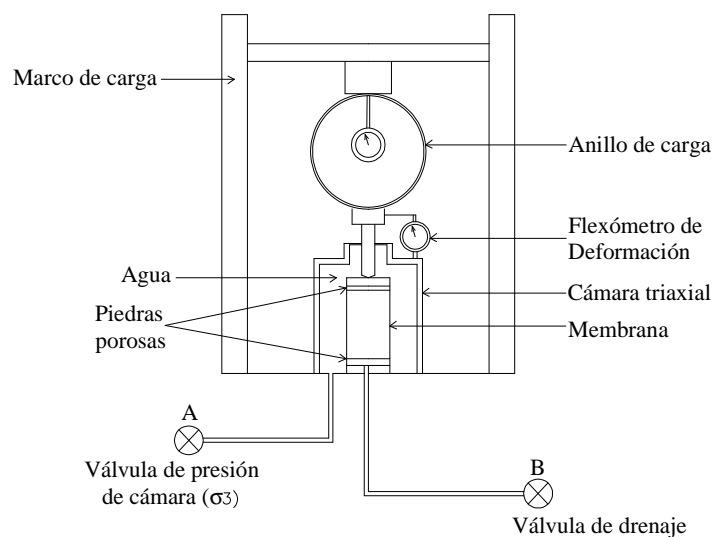


Figura 25. Esquema de aparato utilizado para prueba triaxial.

Las pruebas triaxiales se constituyen por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara; durante esta puede o no permitirse el drenaje de la muestra.

En la segunda, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; esto requiere variar la presión que comunica al vástago; esta segunda etapa puede ser o no drenada.

La alternativa de drenaje abierto en la segunda etapa solo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada (López-Lara & Paz-Cruz, 2010).

Los tipos de prueba triaxial que se realizan en los laboratorios de Mecánica de suelos son:

2.5.6.3.1 Prueba drenada – consolidada.

También llamada prueba lenta (CD). En este tipo de prueba los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. En primer lugar el suelo se somete a una presión confinante, con la válvula de drenaje abierta el tiempo necesario para que haya una completa consolidación bajo la presión actuante.

Lograda la consolidación, la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para disipar la presión de poros y permitir la consolidación.

La representación gráfica teórica del ensaye CD se muestra en la Figura 26 (López-Lara & Paz-Cruz, 2010).

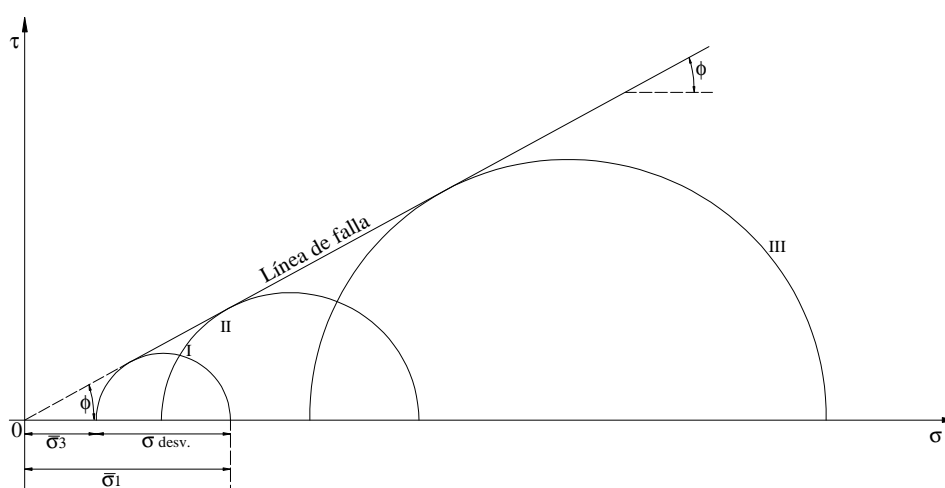


Figura 26. Representación Gráfica del ensaye CD.

2.5.6.3.2 Prueba consolidada – no drenada

También conocida como prueba rápida-consolidada (CU). En este tipo de prueba se permite drenaje solo durante la presión confinante. El cargado no comienza hasta que cese el drenaje (la válvula se cierra), o sea que el espécimen se va a consolidar primeramente bajo la presión confinante, como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo llega a ser efectivo actuando sobre la fase sólida del suelo. Enseguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de carga axial, de tal forma que no se permitirá ningún cambio de volumen.

En la 2ª etapa de la prueba podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de una presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es transmitida por la fase sólida del suelo.

El diagrama de círculos de Mohr que representa a la prueba CU se muestra en la Figura 27 (López-Lara & Paz-Cruz, 2010).

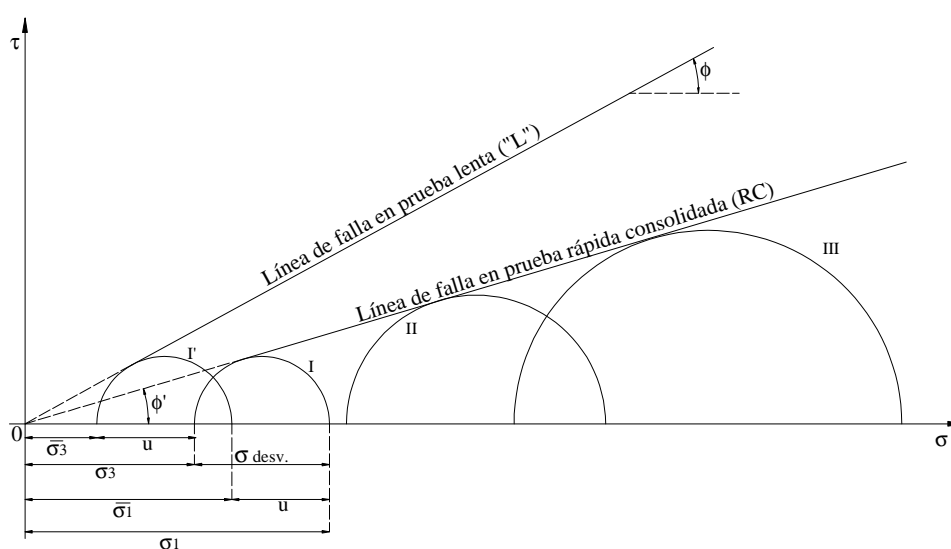


Figura 27. Representación gráfica del ensaye CU.

2.5.6.3.3 Prueba no consolidada – no drenada.

Conocida como prueba rápida (UU). Este tipo de prueba se realiza con la válvula de drenaje cerrada en ambas fases de la prueba. En esta prueba no se permite en ninguna etapa la

consolidación de la muestra porque la válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. Teniendo el drenaje cerrado, primero se le aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato se hace fallar al suelo con una aplicación rápida de carga axial.

El diagrama de Mohr representativo de éste ensaye se muestra en la Figura 28.

La desventaja de este tipo de triaxial es que no se pueden determinar los esfuerzos efectivos ya que al hacerse rápidamente y no permitirse el drenaje, el incremento de esfuerzo es tomado por el agua (López-Lara & Paz-Cruz, 2010).

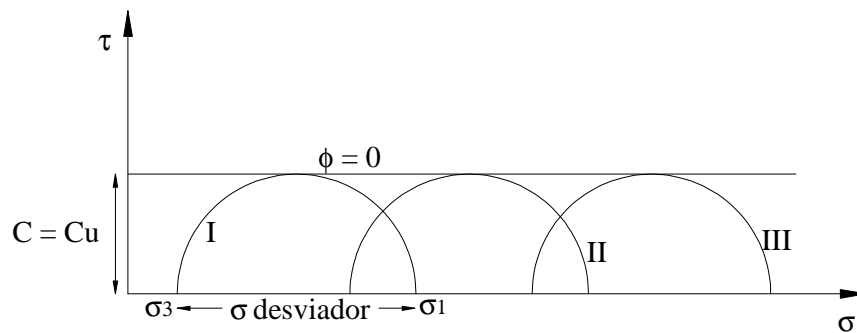


Figura 28. Representación gráfica de ensaye UU.

2.5.6.3.4 Procedimiento

López-Lara y Paz-Cruz en 2010 sugieren el siguiente procedimiento para llevar a cabo las pruebas triaxiales:

1. De la muestra inalterada se deben labrar tres especímenes cilíndricos de aproximadamente las mismas dimensiones (respetando una relación longitud/diámetro de entre 2 y 2.5), con el objeto de aplicar a cada una de ellas un esfuerzo principal menor (σ_3) distinto y controlado por medio de un compresor de aire.
- 2.- Colocar la muestra en la cámara, asegurando a los extremos (base y cabezal) la membrana impermeable amarrada con ligas o bandas de hule.

En caso de que se quiera efectuar una prueba drenada, se puede ajustar un espacio para colocar unas piedras porosas en los extremos; el agua de los poros de la probeta se

comunica con el exterior a través de un tubo que parte de una o de las dos bases. Este conducto tiene una llave que permite abrir el drenaje o dejarlo cerrado. En el primer caso, se instala un equipo de medida del volumen de agua que entra o sale de la probeta a lo largo del ensayo, lo que, al estar el suelo saturado, coincide con el cambio de volumen de la probeta.

3.- Colocar la cámara en una máquina de compresión centrando perfectamente el vástago bajo el marco de carga.

4.- Colocar en cero el micrómetro que marcará las cargas aplicadas, el cual se debe colocar en la parte superior de la celda haciendo leve contacto; luego calibrarlo en cero manualmente.

5.- Proceder al llenado de la cámara de flujo; al comenzar a llenarse la cámara por la parte inferior de la probeta, abrir la válvula que se encuentra en la parte inferior de la probeta y abrir una válvula que se encuentra en la parte superior de la cámara con el objeto de desalojar todo el aire atrapado.

6.- Para cada uno de los tres especímenes se deberá de aplicar un esfuerzo principal menor distinto; para ello se deberá mantener una presión constante (ya sea 0.5, 1.0, 2.0, kg/cm^2 , etc.), con un compresor de aire. En caso de que el drenaje este abierto, esta presión isotropa, produce por tanto una consolidación de la probeta, sin esfuerzos tangenciales.

7.- A continuación, se aplica el esfuerzo desviador, manteniendo constante el esfuerzo principal menor. Ello supone aumentar la tensión vertical respecto a la horizontal, lo que induce tensiones tangenciales en cualquier plano inclinado en el interior de la probeta.

8.- Durante la aplicación del desviador, además de la deformación vertical, en ensayos con drenaje se mide la deformación volumétrica, mediante el volumen de agua expulsado o admitido por la probeta. Ello permite calcular por diferencia la deformación horizontal.

En ensayos sin drenaje y para hacer un proceso más exacto, se puede ir tomando lecturas de carga- deformación a periodos de 0.0508 cm. de deformación (o sea veinte divisiones en el micrómetro de 0.0254 cm.), hasta llegar a la deformación correspondiente a la máxima carga.

Todos estos puntos serán suficientes para definir la curva de esfuerzo-deformación y su punto máximo.

9.- Cerrar el regulador de presión, abrir las válvulas y preparar lo mismo para el espécimen siguiente, pero ajustando el compresor de aire para aplicar un esfuerzo principal menor distinto.

9.- Obtener un testigo de humedad del suelo ensayado.

10. Hacer una curva del esfuerzo desviador contra la deformación unitaria y obtener el esfuerzo en el punto máximo.

11. Determinar la envolvente de esfuerzos con la correspondiente C y el ángulo de fricción interna.

12. Calcular los esfuerzos principales.

13. Se construyen tres círculos de Mohr con diferentes valores del esfuerzo principal menor, con estos tres círculos se traza la envolvente de falla Mohr-Coulomb.

2.5.6.3.5 Consideraciones Generales

El criterio general para determinar qué tipo de ensaye triaxial nos conviene realizar se basa en proyectar la estructura para las etapas críticas de su vida, y la prueba dependerá de las condiciones de la etapa crítica que se esté analizando.

Por ejemplo consideremos un edificio que será construido sobre un terreno arcilloso; según el proceso de consolidación, la resistencia al corte aumentará a medida que dicho proceso se desarrolle en el tiempo. El proceso de consolidación será mucho más lento que la construcción del edificio, en consecuencia, la etapa crítica será el momento de finalizar la construcción. Aquí será el ensayo "UU" el más representativo, es decir, una carga aplicada rápidamente sobre el suelo.

Por el contrario, si el edificio anterior se construye sobre una capa de arcilla con abundantes intercalaciones de arena que proporcione un drenaje rápido y eficiente, el ensayo tipo "CU" o tipo "CD" serían los adecuados.

Si estamos verificando la estabilidad de un terraplén ya construido, luego de un tiempo considerable, evidentemente el ensayo tipo "CD" sería el que mejor represente las condiciones de la obra. Pero si estamos proyectando un terraplén que se va a construir

rápidamente sobre un estrato de suelo arcilloso, debido al efecto favorable del proceso de consolidación sobre la resistencia al corte, será crítico el momento en que se termina el terraplén, antes de que se lleve a cabo el proceso de consolidación. En este caso el ensayo tipo “UU” es el más adecuado (Universidad Tecnológica Nacional, 2007).

2.5.6.3.6 Ventajas del ensayo triaxial

Según Cañizal-Berini y Sagaseta-Millán en 2010, las ventajas del ensayo triaxial son:

- Tiene medios para controlar la presión de confinamiento
- Control de la presión de poros.
- Cuando la cámara se modifica apropiadamente es posible simular condiciones iniciales isotrópicas o anisotrópicas.

2.5.6.3.7 Errores en pruebas triaxiales.

Según López-Lara y Paz-Cruz en 2010, los errores que pueden afectar los resultados en pruebas triaxiales son:

- Falta de permeabilidad o buen sellado de la membrana.
- Fricción del vástago.
- Excentricidad de la carga aplicada.
- Errores personales (mala lectura, mediciones, etc.).

2.5.6.4 *Prueba de Compresión Simple*

No se considera como un ensayo triaxial pero tiene un cierto parecido con la prueba rápida. Los esfuerzos confinantes al principio de la prueba son nulos, por lo que existe inseguridad en los esfuerzos efectivos del suelo.

Este ensayo se realiza sobre muestras inalteradas de suelo, labradas de forma cilíndrica y con un diámetro que varía desde 3.6 a 7.6 cm, manteniendo una relación de altura/diámetro de 2 a 2.5 (López-Lara & Paz-Cruz, 2010).

Se somete la muestra a una tensión vertical hasta la rotura, midiendo la deformación axial (Figura 29). Las diferencias que existen frente al ensayo triaxial son:

- La muestra está expuesta al aire, sin célula ni membrana impermeable que la rodee.
- No se aplica presión lateral.
- No se mide ni se controla la presión intersticial de la probeta.
- Como consecuencia de lo anterior, la fase previa del ensayo (saturación de la probeta y anulación de la succión capilar) no tiene lugar.

El ensayo sólo tiene sentido, si se realiza sin drenaje y el agua intersticial de la probeta es negativa, es decir, succión capilar (si no existiera esta succión, la probeta no sería estable, y se desmoronaría simplemente bajo su propio peso). Al no existir membrana, el control del drenaje es posible sólo a través de la velocidad del ensayo, lo que en todo caso limita la posibilidad de ensayo a los suelos arcillosos.

Por todo lo anterior, este ensayo, a pesar de su profusa utilización y de su aparente sencillez, es en realidad difícil de interpretar, pues se trata de un ensayo sin drenaje, en el que las presiones intersticiales, que no se miden, son controladas por la respuesta del suelo (Cañizal-Berini & Sagaseta-Millán, 2010).

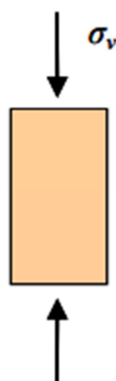


Figura 29. Prueba de compresión simple.

2.6. Mecánica de Rocas

La mecánica de rocas es el estudio teórico práctico del comportamiento mecánico de las rocas sometidas al efecto de esfuerzos de naturaleza gravitacional o tectónica, y a la influencia de fracturamientos naturales o inducidos por la mano del hombre. Dicho de otra forma, es esa rama de la mecánica a la que pertenece el estudio de las reacciones de la roca a los campos de fuerza de su ambiente; es por eso que el especialista en esta área, se ve envuelto en el análisis de cargas estáticas y dinámicas aplicadas a la roca, así como en el análisis de los efectos internos, estrés y deformación de la misma (Morúa-Vásquez, 2002).

2.6.1 Generalidades

Se pueden establecer dos criterios descriptivos de las rocas, los cuales difieren principalmente en la magnitud o escala en que se aplican; no obstante, ambos tienen por finalidad conocer los parámetros que intervienen en el comportamiento geomecánico del macizo rocoso. Uno de estos criterios, el de menor escala, considera la descripción de la roca intacta, es decir, la que se efectúa para una muestra de roca y en la que es posible observar características tales como: estructuras menores, textura, alteración, etcétera. El otro criterio está enfocado a las discontinuidades que forman parte del macizo rocoso. Estas descripciones es factible hacerlas en núcleos de roca recuperados de perforaciones con máquina rotaria, muestras de mano, pequeñas obras expofeso y, aun en la obra misma; sin embargo, no siempre es posible obtener todos los parámetros que intervienen en ellas, pero sí recopilar los más útiles con cierto orden (Valencia-Vallejo & Castillo de la Rosa, 2008).

2.6.1.1 Descripción de roca intacta

Las características que pueden ser utilizadas para este tipo de descripción son: tipo de roca, color, estructura, textura, cementación, intemperismo y resistencia. La mayoría de éstas permiten conocer las condiciones de estabilidad, la cual es en gran parte, el problema a resolver o anticipar, tanto en las obras de ingeniería civil como de la minería (Valencia-Vallejo & Castillo de la Rosa, 2008).

2.6.1.1.1 Tipo de roca

Es el nombre geológico de la roca, de manera que sirve principalmente para identificarla, en él está involucrado el origen y, por otra parte, representa ciertas características estructurales,

texturales e incluso algunas propiedades mecánicas, de manera que da un juicio de las condiciones existentes o problemas en general que se pudieran presentar en determinada obra (Valencia-Vallejo & Castillo de la Rosa, 2008).

2.6.1.1.2 Estructura

Es el término en el que está implícita la continuidad de la roca, por tanto es perceptible en gran escala, es decir, en las macro-estructuras observadas en campo. Sin embargo, en la muestra de mano es posible identificar **laminación** (originada por la presencia de capas de arcilla o por paralelismo de los granos de forma plana y de ciertos minerales), **estilolitas** (líneas quebradas y delgadas que se observan con más claridad en la superficie transversal del estrato; representan el resultado de la disolución durante la diagénesis, comúnmente se presentan en calizas y dolomías) y **vesículas** (son el resultado de las oquedades producidas por las burbujas de los gases que contiene la lava y, cuando estas oquedades son rellenas, se denomina estructura amigdaloidal); la primera representa anisotropía; la segunda discontinuidad; y la tercera, porosidad (Valencia-Vallejo & Castillo de la Rosa, 2008).

2.6.1.1.3 Textura

Es el arreglo que existe entre los granos o minerales individuales, su grado de cristalización, forma y tamaño.

Cuando se indica la orientación o un arreglo especial de los elementos de una roca, se refiere a un concepto de la textura denominado como fábrica; este concepto se podría entender como una estructura de menor escala, es decir, que en ocasiones se puede observar en una muestra de roca (Valencia-Vallejo & Castillo de la Rosa, 2008)

2.6.1.1.4 Clasificación de Rocas

En 2008, Valencia y Castillo presentan una clasificación de rocas, separándolas por tipo, composición, y la textura y estructura que les corresponden, además de agregar algunas de las propiedades mecánicas de éstas. Dicha clasificación se presenta en la Tabla 2.

2.6.1.2 Descripción del macizo rocoso

Es posible que resulte obvio entender qué es un macizo rocoso; sin embargo, se debe considerar que en él, está involucrada la litología (tamaño de grano, partículas y

características físicas y químicas de la roca) y sus condiciones de alteración, así como sus estructuras geológicas. De lo anterior, se puede establecer que la unidad litológica o en ocasiones la formación geológica representan en sí al macizo rocoso considerando las características que lo definen y que éstas controlan su comportamiento geomecánico (Valencia-Vallejo & Castillo de la Rosa, 2008).

Tabla 2. Clasificación de Rocas, Características y Propiedades Mecánicas (Valencia-Vallejo & Castillo de la Rosa, 2008).

TIPO DE ROCA		ROCA	COMPOSICIÓN		TEXTURA	ESTRUCTURA	DENSIDAD	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	RESISTENCIA A LA TENSION	RESISTENCIA AL CORTE	MODULO DE YOUNG	
I G N E A S	PLUTONICAS 0 INTRUSIVAS	GRANITO	1,2,4	(5) MICAS, BIOTITA	FANERITICA	BATOLITO	2.6-2.9	1000-2500	70-250	140-500	2.6-7.00	
		DIORITA	3,5	Y MOSCOVITA		TRONCOS	2.7,3.05	1000-3500	150-350	kg/cm ²	kg/cm ²	
		GABRO	6,7,3	(6) ANPIBOLES Y PIROXENOS		LACOUTOS	2.8-3.1	1500-3000	150-300	250-600	6.0-11.0	
		PERIDOTITA	6,7	(7) OLIVINO		DIQUES						
	VOLCÁNICAS 0 EXTRUSIVAS	RIOLITA	1, 2,4	(1)SiO ₂ CUARZO	AFANITICA 0 PORPIRITICA	FLUIDAL Y MANTOS	2.4-2.6	1500.3000	150-300			
		ANDESITA	3, 5	(2) ORTOCLASA		DERRAMES LÁVICOS	2.2-2.3	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		
		BASALTO	6,7,3	(3) PLAGIOLCLASA		VESICULAR	2.8-2.9	1500-JÜOO	100-300	200-600	2.0-10.0	
				(4) SILICATOS Y FERROMAGNESIANOS		AMIGDALOIDAL COLUMNAR						
	ROCAS PIRO- CLASTICAS	AGLOMERADO. BRECHA VOLCÁNICA	MAYOR DE 32 mm		PIROCLASTICAS	MASIVA PSEDESTRATIFICADA						
		TOBAS DE LAPILLI	MENOR DE 32 mm Y MAYOR DE 4 mm		PIROCLASTICAS	MASIVA PSEDESTRATIFICADA						
		TOBAS ARENOSAS	MENOR DE 4 mm Y MAYOR DE 1/4 mm		PIROCLASTICAS	MASIVA PSEDESTRATIFICADA						
		Tobas	MENORES DE 1/4 mm		PIROCLASTICAS	MASIVA PSEDESTRATIFICADA						
Obsidiana, tezontle, pómez		VIDRIOS		PIROCLASTICAS								
M E C Á N I C A S	MECÁNICAS	CONGLOMERADO	MAS DE 25% DE FRAGMENTOS		CLÁSTICA	IMBRICACIÓN	2.0-2.6	200-1700	40-250	80-400		
		BRECHA sedimentaria	> 2mm DE DIÁMETRO			ESTRATIFICACIÓN		200-1700	40-250	30-300	0.5-8.6	
		ARENISCA	CÚARZO, FEDELPASTO			CRUZADA						
		LIMOLITA				LAMINACIÓN - FISIL	2.0-2.4	50-1000	20-100	30-300	0.8-3.0	
	LUTITA	MINERALES ARCILLOSOS										
	Q U I M C A S	CALIZA	CALCITA CaCO ₃		N	MASIVA	2.2-2.5	300-2500	50-250	100-SOO	1.0-8.0	
		DOLOMITA	CaMg(CO ₃) ₂		0	ESTRATIFICACIÓN	2.2-2.6	300-2500	150-250		2.0-8.4	
		ARAGONITA	HCl 10%			GRUESA						
		TRAVERTINO				NODULAR						
		MARGA			C							
		PEDERNAL	CUARZO SiO ₂		L	ESTRATIFICACION	2.5-2.7					
		YESO	YESO CaSO ₄ 2H ₂ O		A							
HALITA		NaCl HOLITA		S								
ANIDRITA	C.H.O.N.S		T									
ORGÁNICAS	COQUINA	CONCHAS GRUESAS		I	ESTRATIFICACION							
	CARBÓN	MATERIAL VEGETAL		C			50-SQC	50-200				
	DIATOMITA	TIERRAS DIATOMEAS		A								
	CORAL	FÓSILES DE CALCITA		S	ARRECIFAL							
M E T A M O R F I C A S	PIZARRA	CUARZO, MICAS, PIROXENOS,		GRANOBLASTICAS			1000-2000	70-200				
	FILITA	CLORITA, HORBLENDA		POIKILOBLASTICAS	FOLIADAS	2.6-2.7	1000-2000	70-200	150-300			
	ESQUISTO	GRANATE		CATACLASTICAS						4.1-7.2		
	GNEISS			CRISTALOBLASTICA		2.0-3.0	500-2000	50-200		2.0-6.0		
	MARMOL	CALCITA		LEPIDOBLASTICAS	NO FOLIADAS	2.6-2.7	1500.3000	100-300	100-400	6.0-9.0		
	CUARCITA	CUARZO					870-3600	50-200	200.600	2.6-10.2		

2.6.2 Resistencia a la Compresión Simple

Se refiere al valor medio de la resistencia de muestras de roca tomadas en puntos de la zona fuera de fracturas y otras discontinuidades donde la roca puede estar más alterada.

Cuando la roca intacta es marcadamente anisotrópica en su resistencia, el valor considerado para la descripción deberá corresponder al de la dirección a lo largo de la cual el valor medio de la resistencia sea el más pequeño. Sin embargo, en tales casos es importante anotar la resistencia a la compresión simple en otras direcciones, ya que la caracterización de la resistencia a la compresión simple estará basada en cinco o tres intervalos (ver Tabla 3) (Valencia-Vallejo & Castillo de la Rosa, 2008).

Tabla 3. Resistencia a la Compresión Simple de la Roca.

INTERVALOS (Mpa)	SÍMBOLOS(BGD)		TERMINOS DESCRIPTIVOS	
>200	S1		MUY ALTA	
		S1,2		ALTA
60—200	S2		ALTA	
20—60	S3		MODERADO	MODERADO
6—20	S4		BAJA	
		S4,5		BAJA
<6	S5		MUY BAJA	

2.6.3 Ángulo de fricción de fracturas

Está definido como la pendiente de la tangente en el punto de la envolvente donde el esfuerzo normal es de un Mega Pascal.

Esta es una definición arbitraria sólo para propósitos de clasificación, de manera que el valor no tiene por qué ser igual al que se use en el diseño del proyecto.

La obtención del ángulo puede resultar de las pruebas de laboratorio o de una estimación auxiliada de las observaciones de campo, tales como la rugosidad de las superficies de las fracturas, la naturaleza y espesor de los materiales de relleno, etc.

El valor del ángulo de fricción de fractura en una zona, es el valor medio de los resultados obtenidos en la zona (ver Tabla 4) (Valencia-Vallejo & Castillo de la Rosa, 2008).

Tabla 4. Ángulo de fricción de las fracturas.

INTERVALOS (GRADOS)	SÍMBOLOS(BGD)		TERMINOS DESCRIPTIVOS	
	>45	A1		MUY ALTA
		A1,2		ALTA
35—45	A2		ALTA	
25—35	A3		MODERADO	MODERADO
15—25	A4		BAJA	
		A4,5		BAJA
<15	A5		MUY BAJA	

2.6.4 Prueba de Penetración Estándar (SPT)

El método de Penetración Estándar es el más ampliamente usado para la exploración de suelos, y comprende dos etapas (Campos-Sigüenza & Vásquez-Huamaní, 1992):

2.6.4.1 El Sondeo

Consiste en hacer una perforación con barreno, inyección de agua o sondeo rotatorio usando un taladro con movimiento de rotación de alta velocidad, y circulando agua para extraer los detritos (ver Figuras 30, 31 y 32) (Campos-Sigüenza & Vásquez-Huamaní, 1992).

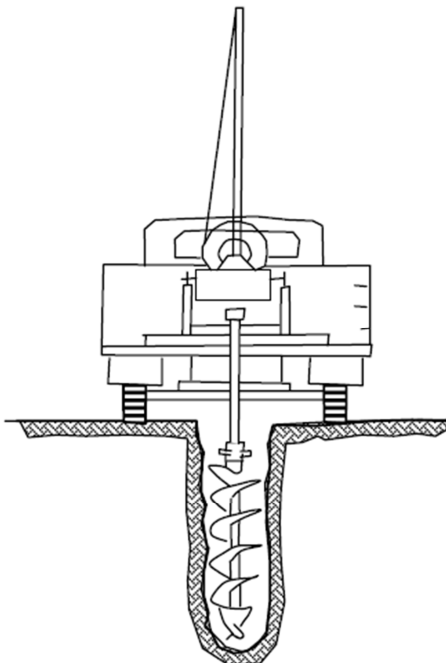


Figura 30. Máquina perforadora sobre camión.

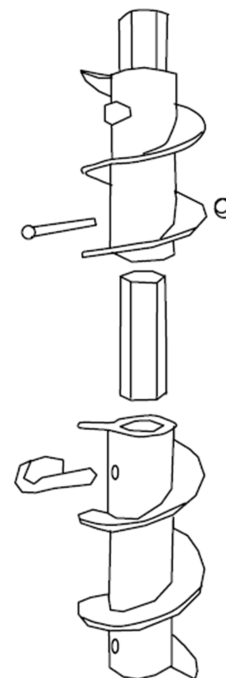


Figura 31. Taladro de eje hueco.

En los suelos firmes el sondaje se mantiene abierto por la acción del arco del suelo; en las arcillas blandas y en las arenas situadas debajo del nivel freático, el sondaje se mantiene abierto hincando un tubo de acero (tubo de entibado o camisa) o preferiblemente rellenando el hueco con un fluido viscoso llamado "Lodo de perforación". Este que usualmente es una mezcla de arcilla bentonítica y agua, tiene la ventaja de que soporta las paredes y el fondo de la perforación.

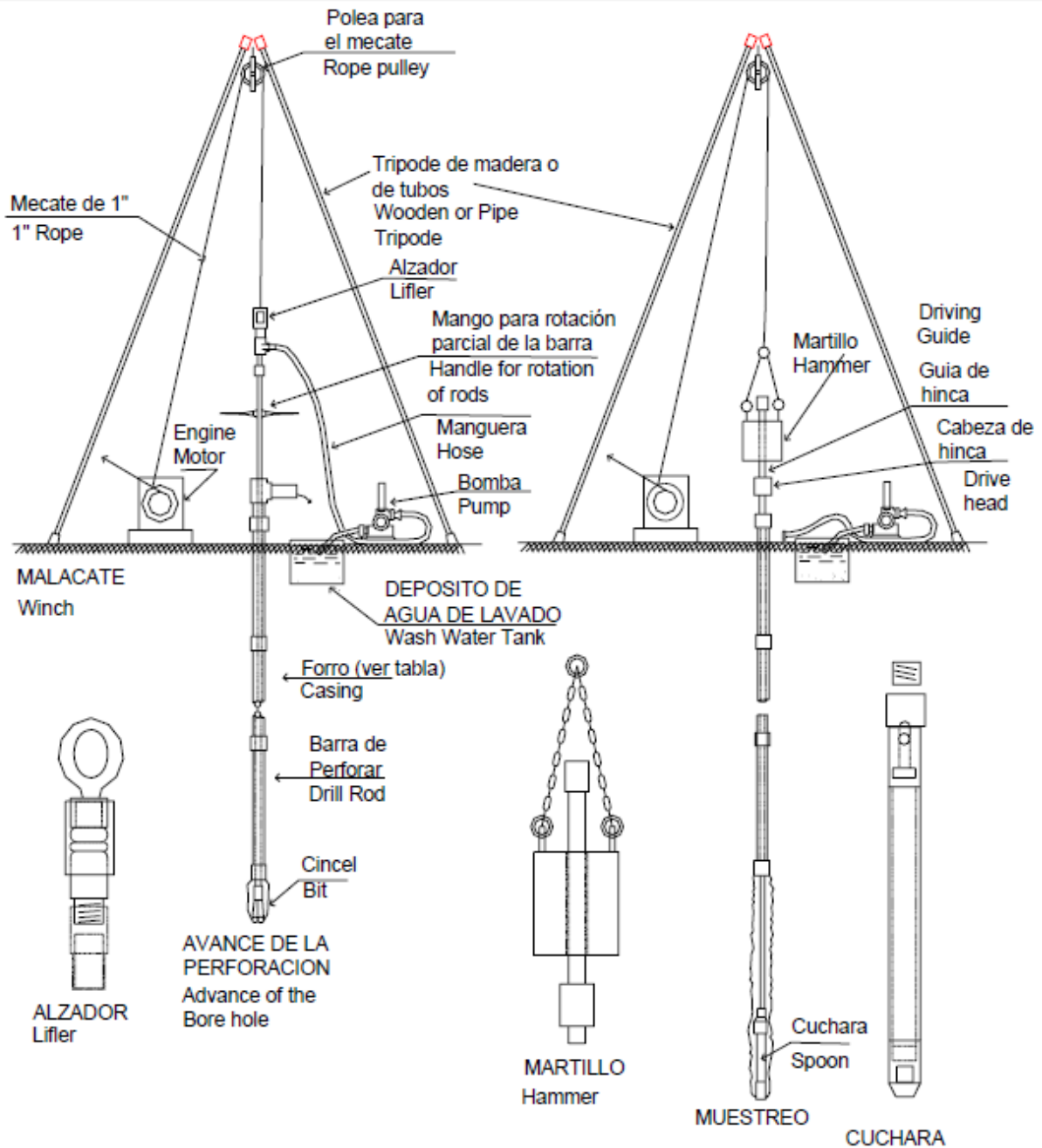


Figura 32. Perforación en Suelo.

2.6.4.2 El Muestreo

Se realiza con un tomamuestras partido denominado también "Cuchara Normal" que está formado por un tubo de acero de paredes gruesas partido longitudinalmente. El extremo inferior está unido a un anillo cortante, y el superior a una válvula y pieza de conexión a la barra de sondeo (ver Figura 33) (Campos-Sigüenza & Vásquez-Huamaní, 1992).



Figura 33. Muestreador.

Una vez efectuada la limpieza correspondiente de la perforación de sondeo, se hinca el tomamuestras 15 cm en el suelo para asegurarse que la zapata de corte se asiente en material virgen.

Luego se hinca 30 cm. en incrementos de 15 cm a golpes de un martinete que pesa 64 kilos y cae de una altura de 76 cm. Se anota el número de golpes que se necesita para hincar el tomamuestras cada uno de los 15 cm.

El Registro de Penetración o Índice de Penetración "N" se obtiene al considerar los golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm de un total de 45 cm de la Cuchara Muestreadora; los primeros 15 cm no se consideran, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del procedimiento utilizado durante la ejecución del sondaje.

La muestra es examinada y clasificada por el técnico de campo encargado del sondeo, guardándose posteriormente en un depósito de vidrio o plástico, que se sella y se envía al laboratorio.

Las muestras recuperadas en el penetrómetro que mantienen su forma cilíndrica pueden ser usadas para pruebas de compresión sin confinamiento.

La resistencia a la Penetración es un indicador de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los suelos cohesivos, pues es, en efecto un ensayo Dinámico de Esfuerzo Cortante In-Situ.

Las tablas 5 y 6 reflejan la compacidad y la resistencia de acuerdo con los resultados de la prueba de Penetración Estándar (Campos-Sigüenza & Vásquez-Huamaní, 1992).

Tabla 5. Compacidad Relativa de la Arena.

Número de Golpes	Compacidad Relativa
0 - 4	Muy Suelta
5 - 10	Suelta
11 - 20	Firme
21 - 30	Muy Firme
31 - 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Tabla 6. Resistencia de los Suelos Cohesivos.

No. de Golpes	Consistencia	Resistencia a la Compresión Simple q_u (Kg/cm ²)
< 2	Muy Blanda	< 0.25
2 - 4	Blanda	0.25 - 0.50
4 - 8	Media	0.50 - 1.00
8 - 15	Firme	1.00 - 2.00
15 - 30	Muy Firme	2.00 - 4.00
> 30	Dura	> 4.0

2.6.5 Índice de Descripción de Calidad de la Roca (RQD).

El Índice de descripción de calidad de la roca (RQD) fue introducido desde hace más de 20 años como un índice de calidad de la roca en un momento en el que la información de la

calidad de la roca era obtenida usualmente solo por las descripciones geológicas y el porcentaje de núcleo recuperado (Deere, 1989).

D.U. Deere asentó el índice en 1964, pero no fue sino hasta 1967 que el concepto fue presentado por primera vez en forma de publicación (Deere et al, 1967). El RQD es un porcentaje de recuperación núcleo-recuperación el cual solo está integrado por piezas del núcleo que son de 100 mm (4 pulgadas) o en longitudes mayores. Este Índice cuantitativo debe ser usado como bandera roja para identificar zonas rocosas de baja calidad las cuales merecen mayor escrutinio y puede requerir otros trabajos exploratorios adicionales.

2.6.5.1 Determinación de RQD.

Para determinar el RQD, la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas recomienda una medida mínima del diámetro del núcleo NX (54.7 mm) del doble tubo del taladro perforador.

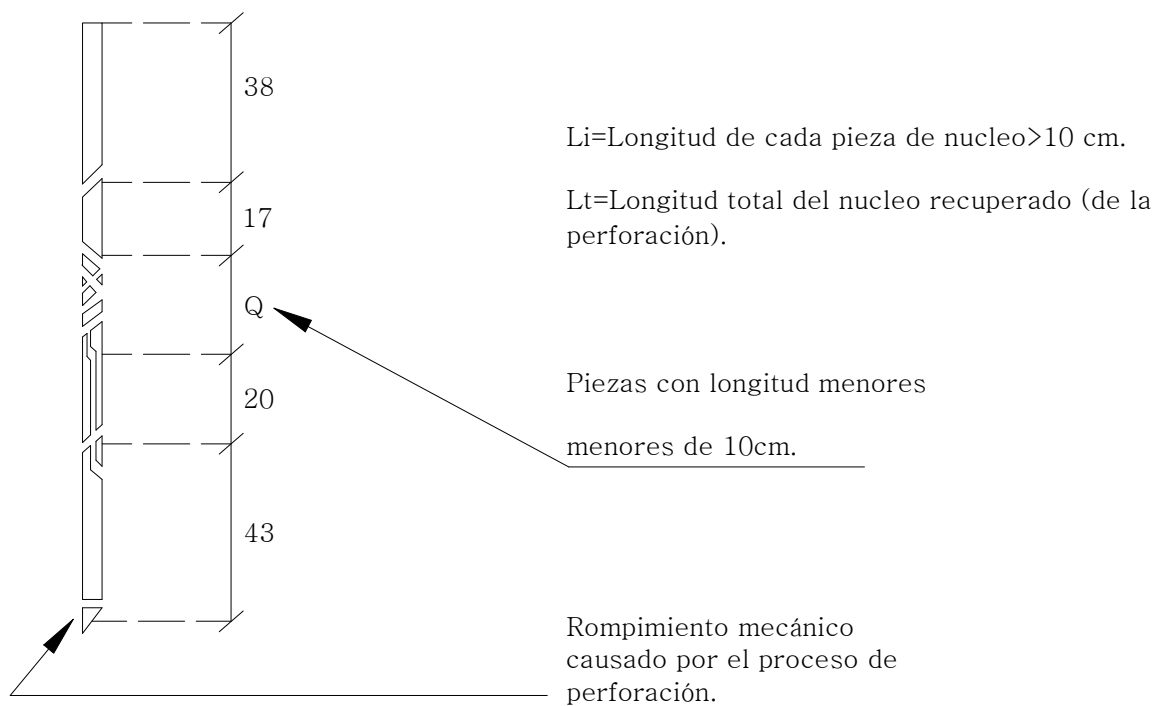


Figura 34. Procedimiento para medición y cálculo de la descripción de calidad de la roca.

Mediante la siguiente fórmula y con los datos que se muestran en la Figura 34 podemos obtener el RQD (Valencia-Vallejo & Castillo de la Rosa, 2008).

$$RQD = \frac{\sum Li(> 10cm)}{L_t} [100]$$

$$RQD = \frac{\sum (38 + 17 + 20 + 43)}{200} [100]$$

$$RQD = 59\%$$

La relación entre el Índice RQD y las cualidades ingenieriles de la roca mostrada en la Tabla 7, fue propuesta por Deere (1968):

Tabla 7. Interpretación de RQD.

RQD (%)	CALIDAD DE ROCAS
<25	MUY MALA
25-50	MALA
50-75	REGULAR
75-90	BUENA
90-100	EXCELENTE

III. MUROS DE CONTENCIÓN

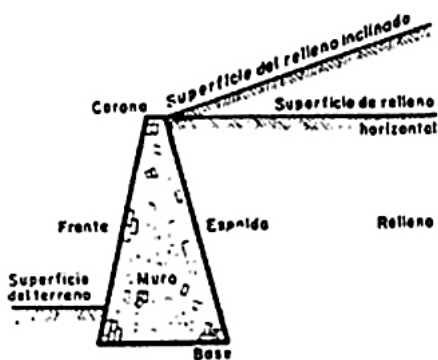
3.1. Introducción

Cuando se presenta un desnivel entre las superficies de dos áreas, éste se puede resolver con un talud o con un elemento de retención. Si se emplea un elemento de retención, éste puede ser un muro de mampostería de piedra o de concreto, una tablestaca, tierra armada, etcétera (Deménegui-Colina, 2011).

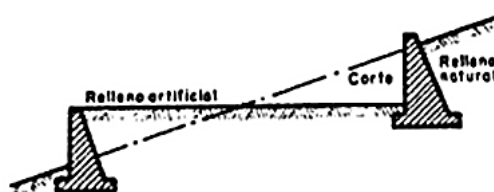
Un elemento de retención es una estructura continua que de forma activa o pasiva produce un efecto estabilizador sobre una masa de terreno. El carácter fundamental de éstos es el de servir de soporte de presión de tierras al que se le llama relleno, que unas veces es de origen natural y otras un material artificial.

En la actual ingeniería se usan generalmente dos tipos de elementos de soporte: los rígidos y los flexibles. Los primeros serán denominados como muros y los segundos tablestacas. Los muros se construyen generalmente de mampostería o de concreto, simple o reforzado; mientras que las tablestacas suelen ser de acero.

En particular, los muros pueden contener granos, agua, etc. Naturalmente, en los muros que se encuentran a la intemperie, la lluvia se filtra a través de la tierra y entonces el muro pasa a sostener los efectos de empuje dados por la tierra y por el agua, por lo que habrá que tener en cuenta este factor en cuanto a su cálculo. La utilización de muros es muy frecuente en todo tipo de obras (Figura 35), así se da el caso de que un paso a desnivel de vehículos implica la construcción de muros de contención de las tierras aledañas al foso. Estos muros soportarán la sobrecarga estática y dinámica que el paso de los automóviles y otros materiales producen sobre el empuje propio de las tierras (Barros-Peña, 1983).



NOMENCLATURA EN MUROS DE RETENCION.



SECCION EN BALCON PARA UN CAMINO O UN FERROCARRIL.

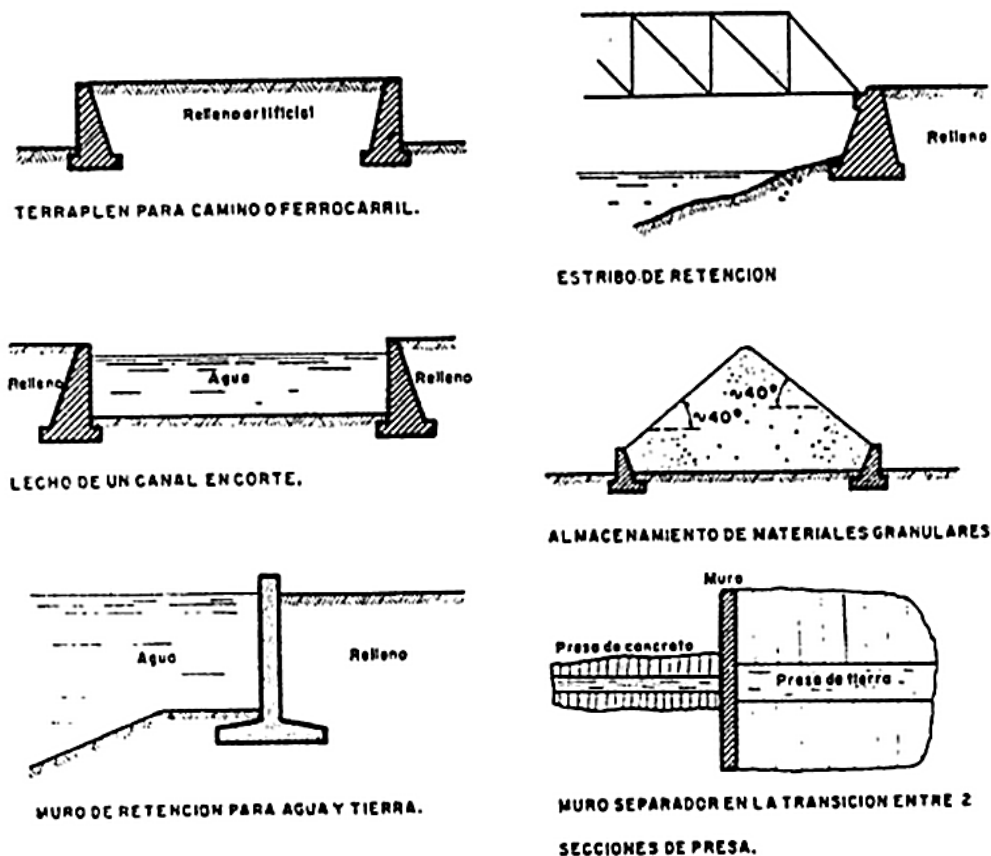


Figura 35. Nomenclatura y Usos Comunes de Muros de Retención.

3.2. Empuje de Tierras

El problema que presenta un suelo de mantener el equilibrio de su masa, es y ha sido solucionado a través de la construcción de muros de contención. Pero para que se mantengan en equilibrio estas masas de suelo, soportadas por un muro vertical o inclinado, se han recibido diferentes soluciones, las más usadas son las hipótesis de Rankine y de Coulomb (Deménegui-Colina, 2011).

3.2.1 Empuje Activo

Si un muro vertical sin movimiento y sin fricción al que se refiere la condición de reposo, se le permite mover alejándose del suelo, cada elemento de suelo adyacente al muro podrá expansionar lateralmente. El esfuerzo vertical permanece constante, pero el esfuerzo lateral o empuje de tierras se reduce. Inicialmente la reducción del esfuerzo es elástica y proporcional a la deformación.

Es decir, el empuje activo es el empuje del suelo sobre la pantalla, después de haber alcanzado el máximo de las resistencias internas de corte del suelo. Éste empuje activo corresponde a una expansión lateral del macizo y a un hundimiento de la superficie libre del suelo producido por el movimiento de la pantalla.

Cuando el empuje ha alcanzado un mínimo en un punto, las condiciones de los esfuerzos ya no son elásticas; la masa de suelo detrás del muro está en estado de falla por cortante (Figura 36) o en equilibrio plástico y un movimiento adicional del muro hará que continúe la falla, con poco cambio en el empuje.

Equilibrio Plástico: Se produce cuando en una masa de suelo todos sus puntos se encuentran al borde de la ruptura por igualar su resistencia al esfuerzo cortante.

La pantalla o muro de contención se desplaza hacia el exterior permitiendo lo ya indicado anteriormente, o sea una expansión lateral del suelo, así como su hundimiento y la ruptura por corte del suelo se representa a lo largo del plano de falla que va desde el pie de la pantalla a la superficie libre del suelo (Deménegui-Colina, 2011).

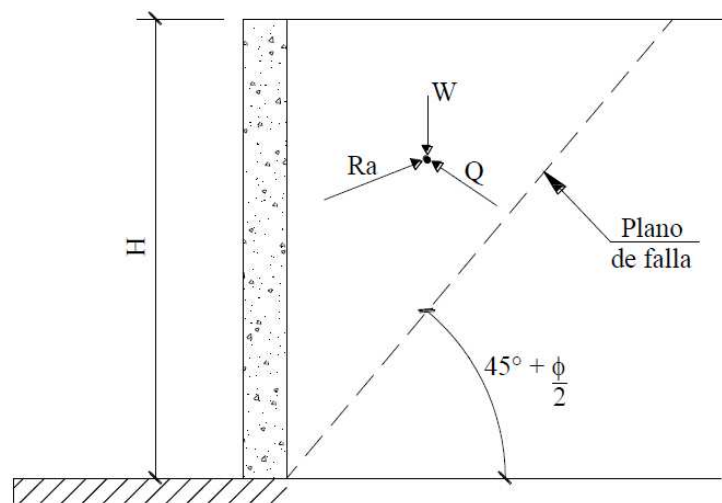


Figura 36. Empuje activo en un muro de contención.

En el equilibrio de los esfuerzos producidos por esta condición de desplazamiento de la masa intervienen:

- El peso W del suelo comprendido entre la pantalla y el plano de falla del corte.

- La reacción Q del macizo inferior a lo largo del plano de falla será la suma de toda la reacción a lo largo del plano.

R_a será la reacción producida por la pantalla al oponerse el movimiento del suelo.

En el movimiento del macizo hacia la pantalla, las reacciones elementales por corte se oponen a este desplazamiento y actúan con la misma dirección que la reacción de la pantalla R_a . Ahora, a lo largo del plano se proveen todas las superficies de rotura permitiendo la movilización total de las resistencias al corte, y se calcula para cada una el valor de R_a correspondiente. Se busca la superficie de rotura que da a R_a su valor máximo llamándose a este valor "empuje activo".

$$E_a = R_{a\text{máx}}$$

El empuje mínimo horizontal para cualquier profundidad z se puede encontrar por medio del círculo de Mohr en la falla (Deménegui-Colina, 2011).

$$P_a = \frac{\gamma z}{\left(\tan 45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)^2} = \gamma z \left(\tan 45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)^2 \quad (3-1)$$

Siendo:

P_a = Empuje activo en un punto.

γ = Peso unitario del suelo.

z = Profundidad.

φ = Ángulo de fricción interna del suelo.

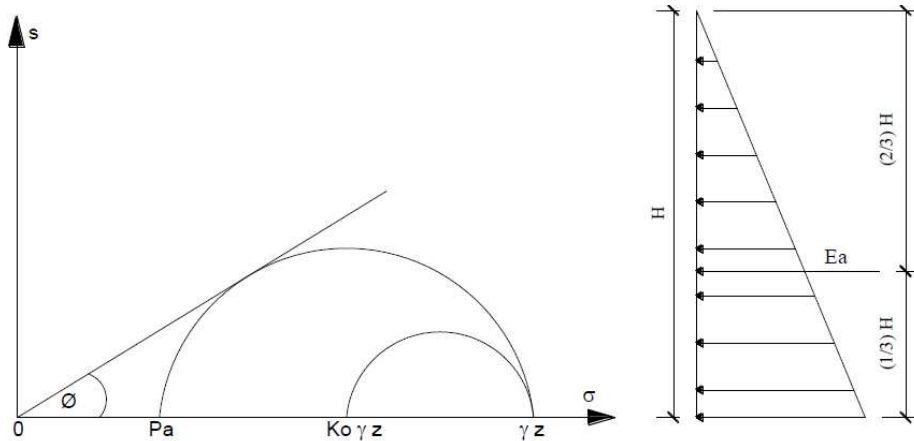


Figura 37. Empuje Activo en Suelos Friccionantes.

El fragmento $(\tan 45^\circ - \frac{\phi}{2})^2$ de la ecuación (3-1), se llama coeficiente de empuje activo de tierras y lo representaremos por K_a . El estado de falla por cortante que acompaña al empuje mínimo se llama estado activo. La fuerza o empuje resultante E_a por unidad de longitud de muro, para arena no saturada se puede hallar por la expresión de empuje activo o por el área del diagrama de empujes (Figura 37):

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (3-2)$$

Dónde:

E_a = Empuje activo total resultante del suelo.

γ = Peso unitario del suelo.

H = Altura del muro.

K_a = Coeficiente de empuje activo de tierras.

El punto de aplicación de esta fuerza se encuentra a una profundidad $z = \frac{2H}{3}$. Si el suelo no cohesivo o arena se encuentra bajo la superficie del agua, hay que considerar el esfuerzo neutro.

Entendiéndose como esfuerzo neutro al esfuerzo transmitido a través del agua intersticial, agua que ocupa los poros del suelo, se le denomina neutra porque el agua es incapaz de soportar sollicitaciones estáticas de corte.

El esfuerzo normal total es la suma de los esfuerzos efectivo y neutro.

Cuando un suelo no cohesivo seco se inunda, por la elevación del nivel freático, el esfuerzo efectivo se reduce a cerca de la mitad de su valor original; sin embargo, el empuje total se triplica, aproximadamente. La magnitud y punto de aplicación de la resultante, para suelos no cohesivos bajo el agua se halla combinando los diagramas de empuje efectivo y neutro, como se muestra en la Figura 38 (Deménegui-Colina, 2011).

$$P_{a(z)} = (\gamma z - \mu)K_a + \mu \quad (3-3)$$

Dónde:

P_a = Empuje activo en un punto.

γ = Peso unitario del suelo.

z = Profundidad.

c = Cohesión sin drenaje

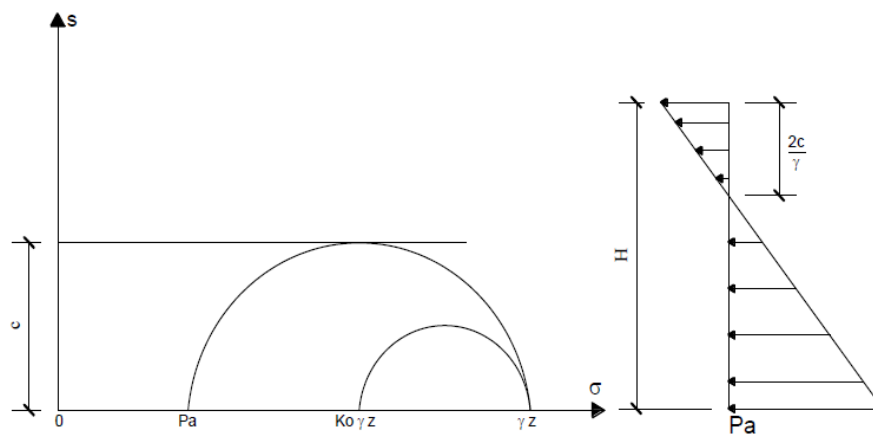


Figura 38. Circunferencias de Mohr y Distribución del empuje horizontal con ubicación de la zona de tracción en relleno de arcilla saturada

La fuerza o empuje total por metro de longitud de muro E_a , está dada por la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} - 2cH \quad (3-4)$$

De acuerdo con ésta fórmula la resultante del empuje de tierras será igual a cero cuando la altura del muro sea igual $\frac{2c}{\gamma}$ aunque el suelo está en equilibrio plástico. Esto explica porque las arcillas se mantienen, frecuentemente, en los taludes verticales. El diagrama de empujes indica que la arcilla está en tensión hasta la profundidad $\frac{2c}{\gamma}$.

La tensión produce grietas verticales y hace que la arcilla se separe del muro. La parte en tracción del diagrama de empujes desaparece por el agrietamiento del suelo, quedando sólo un empuje positivo en la parte inferior del muro; por consiguiente, un muro de escasa altura hasta la profundidad $\frac{2c}{\gamma}$ soportaría teóricamente la arcilla a pesar del agrietamiento. Sin embargo, el agua que se acumula en la grietas aumentará el empuje horizontal, necesitándose, por tanto, mayor soporte. La formación de estas grietas de tensión se explica porque los cortes en arcilla muchas veces fallan sin aviso, después de semanas de haber sido hechas y puesto que muchas de estas fallas ocurren en tiempos de lluvia.

Es importante saber diferenciar y calcular el empuje activo en un punto y el empuje activo total por unidad de longitud. Tomando en cuenta estos valores veremos que el empuje total es mayor y es con este valor con el que diseñaremos el muro (Deménegui-Colina, 2011).

3.2.2 Empuje Pasivo

Si se considera que la presión horizontal p_h que se presenta sobre el elemento en la Figura 40 aumenta hasta que falla el suelo, se obtiene de manera análoga:

$$p_p = p_v \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \quad (3-5)$$

$$p_p = N_\varphi p_v + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad (3-6)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-7)$$

De igual manera para el caso activo, se puede demostrar que la inclinación de los planos de falla, cuando se presenta el estado plástico del suelo es de $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$, con respecto a la horizontal (Deménegui-Colina, 2011).

3.2.3 Teoría de Rankine

La teoría de Rankine (Figura 39) para obtener la magnitud de los empujes del suelo sobre los muros, es más sencilla que la de Coulomb, pues se basa en las siguientes hipótesis:

- El suelo es una masa isótropa y homogénea
- No existe fricción entre el suelo y el muro
- El paramento interno del muro es siempre vertical, es decir se supone $\alpha = 90^\circ$.
- La resultante del empuje de tierras está aplicada a $1/3$ de la altura del muro, medida desde su base.
- La dirección del empuje es paralela a la inclinación de la superficie del relleno, es decir forma el ángulo β con la horizontal.

Si bien la hipótesis de los paramentos sin fricción entre el suelo y el muro no es válida, los resultados obtenidos mediante la teoría de Rankine en suelos no cohesivos, se hallan del lado de la seguridad, y los muros diseñados con estos criterios ofrecen por lo general un comportamiento satisfactorio (Reimbert & Reimbert, 1968).

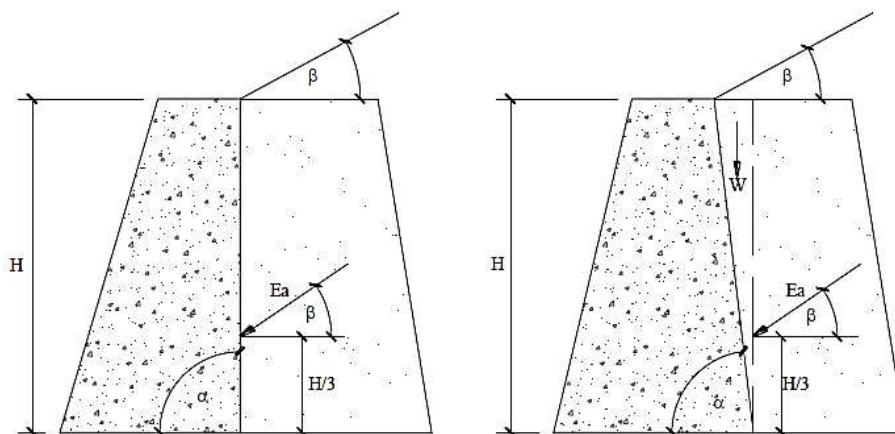


Figura 39. Teoría de Rankine.

3.2.3.1 Método de Rankine

Si se considera un muro de retención como el de la Figura 40, se asume que dicho muro sufre un desplazamiento o un giro hacia la izquierda de la figura, de tal forma que se produce en el suelo del relleno una falla por resistencia al corte.

En el elemento de la Figura 40, la presión vertical p_v se mantiene aproximadamente constante, mientras que la presión horizontal disminuye de $p_h = K_0 p_v$ hasta un valor mínimo p_a , que de ahora en adelante se denominará presión activa de tierra (Deménegui-Colina, 2011).

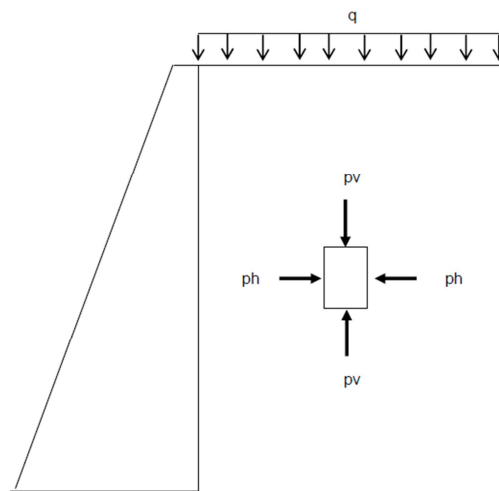


Figura 40. Esquemas de presiones en un muro de retención.

A K_0 se denomina coeficiente de presión en reposo, y se puede calcular con la siguiente expresión que desarrollaron Mayne y Kulhawy en 1982:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi)(OCR)^{\sin \varphi} \quad (3-8)$$

Siendo:

φ = Ángulo de fricción interna del suelo.

OCR = Relación de pre-consolidación del suelo.

Por otra parte, si se toma en cuenta que la resistencia del suelo está dada por la ley de Mohr-Coulomb:

$$s = c + \sigma \tan \varphi \quad (3-9)$$

Se encuentra la magnitud de p_a

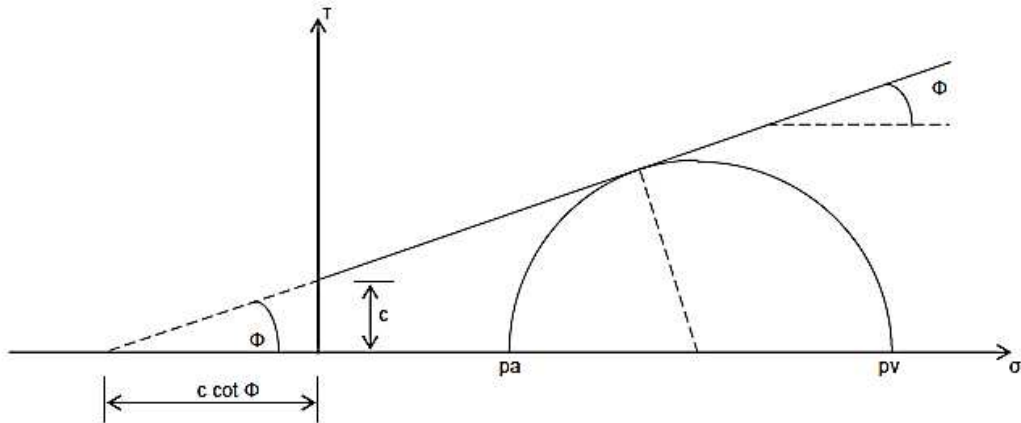


Figura 41. Determinación de Empuje Activo. Método de Rankine.

De acuerdo a la Figura 41:

$$\sin \varphi = \frac{(p_v - p_a)/2}{c \cot \varphi + (p_v + p_a)/2} \quad (3-10)$$

Despejando p_a

$$p_a = p_v \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (3-11)$$

$$p_a = p_v \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \frac{\sqrt{1 - \sin^2 \varphi}}{\sqrt{1 + \sin \varphi}} \quad (3-12)$$

$$p_a = p_v \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} \quad (3-13)$$

Sea

$$\frac{1}{N_\varphi} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (3-14)$$

Reemplazando en la ecuación (3-13)

$$p_a = p_v \frac{1}{N_\phi} - 2c \sqrt{\frac{1}{N_\phi}} \quad (3-15)$$

La magnitud de $\frac{1}{N_\phi}$ se puede escribir $\cos 2a = \cos^2 a - \sin^2 a$; $\sin \phi = \cos(90^\circ - \phi) = \cos^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - \sin^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$, que, si se sustituye en la ecuación (3-14) queda:

$$\frac{1}{N_\phi} = \frac{1 - \cos^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) + \sin^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{1 + \cos^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - \sin^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3-16)$$

El estado de esfuerzo en el plano de falla queda representado por el punto D de la Figura 42.

Si se utiliza el procedimiento del polo de los esfuerzos, se nota que la inclinación del plano de falla, con respecto de la horizontal, vale $\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$.

Es decir, cuando se presenta el estado plástico activo del suelo, éste falla a través de planos que tienen una inclinación de $45^\circ + \frac{\phi}{2}$, con respecto a la horizontal (Deménegui-Colina, 2011).

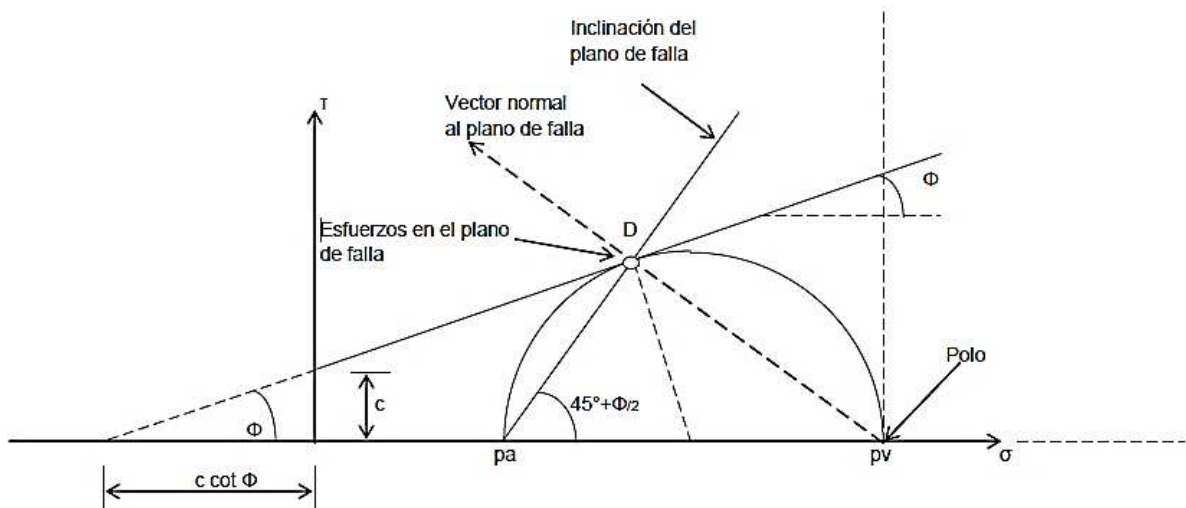


Figura 42. Inclinación del Plano de Falla.

3.2.3.1.1 Método de Rankine para Suelos Puramente Friccionantes

Si se tiene un suelo puramente friccionante, se considera $c = 0$. Así que la ecuación (3-11) queda:

$$p_a = p_v \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (3-17)$$

$$p_a = \frac{1}{N_\varphi} = K_a p_v \quad (3-18)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (3-19)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-20)$$

Entonces, K_a se denomina coeficiente de presión activa del suelo friccionante.

Si el suelo está sometido únicamente a peso propio, es decir, sin sobrecarga, la fuerza resultante de la presión activa, actuando sobre un muro de altura total H , por unidad de longitud del muro, y vale:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3-21)$$

El punto de aplicación de E_a queda a $\frac{H}{3}$, medido a partir de la base del muro. Para la condición de empuje pasivo, usando la ecuación (3.5)

$$p_p = p_v \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3-22)$$

$$p_p = K_p p_v \quad (3-23)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3-24)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3-25)$$

La fuerza resultante pasiva sobre un muro de altura total H vale

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (3-26)$$

El punto de aplicación de E_p queda a $\frac{H}{3}$, medido a partir de la base del muro (Deménegui-Colina, 2011).

3.2.4 Condiciones Especiales

3.2.4.1 Efecto de la Cohesión en el Empuje Lateral

Los materiales cohesivos, cuando se encuentran secos, se comportan de igual manera que los sólidos y consecuentemente es posible realizar en ellos cortes muy verticales sin necesidad de diseñar estructuras de retención. Sin embargo, cuando absorben humedad pueden llegar a ejercer empujes similares a los de la presión hidrostática con el inconveniente adicional de los cambios volumétricos que sufren (Figura 43). Por esta razón, no es aconsejable utilizarlos como rellenos; las arenas en cambio, que si son adecuadas como materiales de relleno, en muy pocas ocasiones se encuentran en estado puro y es frecuente encontrarlas mezcladas con limo o arcilla lo cual cambia sus propiedades y hace menos exacta la aplicación de las fórmulas.

Es muy importante recordar que la cohesión de las arcillas no es una propiedad intrínseca sino circunstancial, pues cambia con el tiempo, y la humedad dependiendo de su consolidación o expansión y por efecto de la absorción de agua (Deménegui-Colina, 2011).

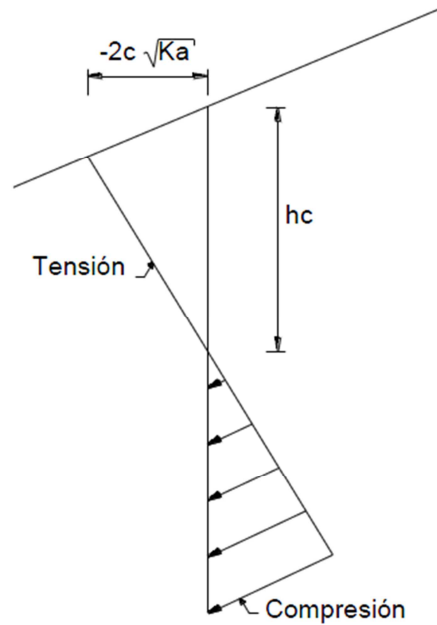


Figura 43. Distribución de Presiones Activas en Suelos Cohesivos.

De esta manera, se puede determinar la profundidad hasta la que se producen grietas:

$$h_c = \frac{2c\sqrt{K_a}}{\gamma K_a} \quad (3-27)$$

Dónde:

h_c = Profundidad de la zona traccionada.

c = Cohesión del material de relleno.

K_a = Coeficiente de empuje activo del suelo.

γ = Peso unitario del material de relleno.

El valor máximo que se espera de la tensión es $2c\sqrt{K_a}$ y el empuje activo del suelo es:

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} \quad (3-28)$$

Siendo H la altura total del muro. En la altura h_c se produce tracción, reacción que el suelo no es capaz de resistir, así que las arcillas se separan del muro en esa altura agrietándose. Por

ello, el empuje activo solo es efectivo por debajo del nivel donde el diagrama de presiones indica $p = 0$, es decir en la altura $(H - h_c)$ (Deménegui-Colina, 2011).

3.2.5 Teorías del Empuje Activo Recomendadas para el Diseño

3.2.5.1 Teoría de Coulomb

Esta teoría se recomienda cuando por razón de diseño el respaldo del muro no es vertical y la línea de acción de la resultante de la presión de tierras no es paralela a la superficie del relleno, es decir, $\delta \neq 0$. Siendo δ el ángulo de rozamiento entre el relleno y la pared del muro (Lucero-Pardo, Pachacama-Caiza, & Rodríguez Montero, 2012).

3.2.5.2 Teoría de Rankine

Esta teoría se recomienda cuando se desprecia la fricción existente entre el material del muro y el suelo de relleno ($\alpha = 0$; suposición válida para muros de hasta aproximadamente 9.00 m), el respaldo del muro es vertical ($\alpha = 0$) y la línea de acción de la resultante de la presión de tierras es paralela a la superficie del relleno (Lucero-Pardo, Pachacama-Caiza, & Rodríguez Montero, 2012).

3.2.5.3 Teoría de Terzaghi

En cambio esta teoría es aplicable en base al tipo de suelo de relleno y considera cinco tipos cada uno con su respectivo peso específico (Lucero-Pardo, Pachacama-Caiza, & Rodríguez Montero, 2012).

3.2.6 Presiones Activas y Pasivas en Condiciones de Drenaje

En esta parte del estudio se calcularán las presiones laterales que actúan sobre las estructuras de retención de tierras, pero no solamente para suelos secos, sino que se estudiará la presencia del agua y los suelos con cohesión.

Tanto los coeficientes de empuje activo como pasivo son aplicables lo mismo para suelos granulares secos, cuanto para suelos granulares saturados, ya que todos los esfuerzos son efectivos y se utilizarán las ecuaciones (3-19), (3-20), (3-24) y (3.25).

Estas ecuaciones serán aplicadas para cualquier suelo en el que la resistencia al esfuerzo cortante sea:

$$s = \sigma \tan \varphi \quad (3-29)$$

Si el suelo tiene cohesión, su resistencia al esfuerzo cortante es:

$$s = c + \sigma \tan \varphi \quad (3-30)$$

Dónde:

s = Esfuerzo cortante en plano de falla.

σ = Esfuerzo normal total sobre el plano considerado.

c = Cohesión.

φ = Ángulo de fricción interna.

Para este ángulo de fricción interna la presencia de la cohesión significa una mayor resistencia al corte, lo que a su vez da lugar a una presión activa menor y una presión pasiva mayor (Deménegui-Colina, 2011).

3.3. Materiales de Relleno

Para el estudio de los muros de contención se necesita conocer los diferentes tipos de materiales utilizados en los rellenos.

A estos materiales se los puede clasificar en tres grupos: Suelos friccionantes, suelos cohesivos y suelos cohesivo-friccionantes.

Para el presente trabajo, estudiaremos únicamente los cohesivo – friccionantes, ya que son con los que se trabajará más adelante (Reimbert & Reimbert, 1976).

3.3.1 Suelos Cohesivo – Friccionantes

Los granos individuales de algunas arenas se hallan unidos entre sí por pequeñísimas cantidades de material cementante, como el carbonato de calcio, de modo que para dichos materiales, en el estado seco o húmedo la relación entre la presión normal y la resistencia al corte (s), puede expresarse aproximadamente por la fórmula (3-29)

Las arenas en su estado húmedo también tienen cierta cantidad de cohesión, pero como esta cohesión desaparece con la inmersión, se la denomina "cohesión aparente". El ángulo de fricción interna φ de una arena cementada o de una arena húmeda, es aproximadamente igual al de la misma arena, a la misma relación de vacíos cuando no tiene cohesión alguna (Reimbert & Reimbert, 1976).

3.4. Tipos de Muros de Contención

Existen muy variados tipos de muros de contención, desde muros simples de mampostería, hasta muros pantalla o muros con jardineras. En esta sección se analizarán los tipos más usuales para estos casos.

Los criterios que se utilizan para elegir el tipo de estructura son:

- **Localización del muro de contención propuesto:** su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio posible.
- **Altura de la estructura propuesta:** altura libre del elemento y la topografía resultante.
- **Condiciones del terreno:** Tipo de suelo donde se va a desplantar y tipo de material que va a contener.
- **Nivel freático:** El lugar en el que se encuentra el agua subterránea.
- **Cantidad de movimiento del terreno aceptable:** Durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- **Disponibilidad de materiales:** Distancia y existencia de los bancos o distribuidores de materiales.
- **Tiempo disponible para la construcción:** En caso de que la construcción del muro afecte la infraestructura, considerar los tiempos aceptables para la construcción.
- **Apariencia:** Se le tiene que dar un factor estético dependiendo del uso que se le dé.
- **Vida útil:** Tiempo efectivo de uso del muro.

- **Mantenimiento:** Considerar los costos y número de acciones mantenimiento preventivo y correctivo.

En el caso de una obra de cierta importancia como es el desnivel del Acueducto, se tienen que tomar consideraciones respecto a la secuencia y método de construcción, que, generalmente es determinado por el contratista, sin embargo, hay ocasiones donde un método determinado de construcción o secuencia de operación debe indicarse en el diseño. En esos casos es necesario revisar que el método y las consecuencias de operación no son riesgosos por sí mismas. En todos los casos debe establecerse una especificación en tal forma que el Interventor pueda comprobar su cumplimiento durante la construcción. Las tolerancias del muro terminado deben ser especificadas y estas deben tener en cuenta los posibles métodos de construcción, así como cualquier movimiento de asentamiento, deflexión, rotación, etc., que pueda ocurrir durante el periodo constructivo. Los procesos críticos como la excavación, el relleno, el bombeo del agua freática, entre otros, deben organizarse para evitar poner en peligro la estabilidad y reducir la resistencia de los elementos de la estructura (Barros-Peña, 1983).

3.4.1 Muro de Gravedad

Son muros de concreto en masa en los que la resistencia se consigue por su propio peso. Normalmente carecen de cimiento diferenciado, aunque pueden tenerlo. Su ventaja fundamental es que no van armados, con lo cual no aparece en la obra el acero de refuerzo. Pueden ser interesantes para alturas moderadas y aún eso, sólo si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario y en definitiva, siempre que el volumen de muro sea importante, la economía que representan los muros de concreto armado justifica la aparición del acero de refuerzo. Su principal desventaja es el gran espacio que necesitan tanto para construirse como para funcionar. En la Figura 44 se muestran algunos tipos de muros de gravedad (Barros-Peña, 1983).

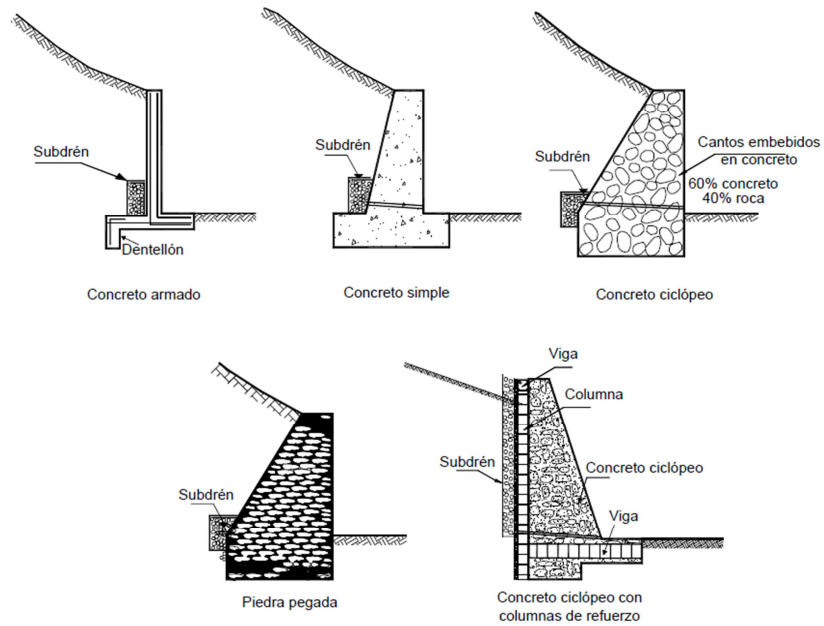


Figura 44. Muros de Gravedad.

3.4.2 Muros Pantalla de Pilotes

El sistema de muros pantalla consiste, esencialmente, en ejecutar una pared de concreto armado realizada sin entibación. El equilibrio de la excavación se mantiene estable por sí misma o gracias al empleo de lodos bentoníticos, que rellenan completamente la excavación. Estos lodos son posteriormente desplazados por el hormigón, que se coloca mediante una tubería adecuada. El método se ha revelado como excepcionalmente útil y ha permitido el desarrollo de una serie de soluciones y procesos constructivos que no resultarían posibles o lo serían a muy elevado coste con los otros tipos de muro (Deménegui-Colina, 2011).

Entre otros tipos, existen dos tipos de muro muy usuales, los de paneles contiguos, como los de la Figura 45 y los de paneles alternados como la Figura 46. Respectivamente, su orden de ejecución son 1, 2, 3, 4, 5 y 1, 3, 5, 2, 4; además pueden ser de diversas medidas los elementos, desde pilotes redondos hasta los elementos planos de algunos metros de longitud con extremos machimbrados (Villarino-Otero, 2010).

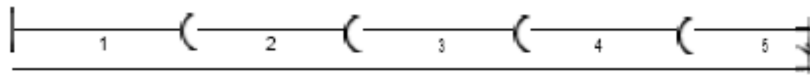


Figura 45. Muro Pantalla de Paneles Contiguos.

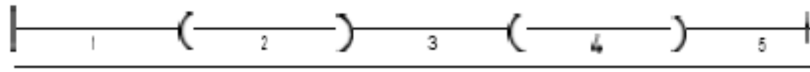


Figura 46. Muro Pantalla de Paneles Alternados.

Los pilotes, además de funcionar como cimentaciones profundas, también se utilizan para proteger excavaciones con muros de contención.

Se sitúan, en función de las características del terreno a contener, con separaciones entre sus caras, tangentes, e incluso en ocasiones, secantes.

En caso de ausencia de nivel freático presentan ventajas claras, frente a los muros pantalla: ahorro económico y de plazo, perforación sin empleo de lodos, permitir el drenaje no creando el efecto pantalla, mayor facilidad para atravesar los estratos muy duros, ausencia de vibraciones, adecuación a servicios existentes, etc.

Esta solución promueve que se atravesase con suficiente longitud la superficie de deslizamiento con pilotes. Se puede contar así con la resistencia estructural al corte de los pilotes, que se sumada a la del terreno, permitiendo reducir sus deformaciones y aumentar su estabilidad.

Al decidir que es necesario el pilotaje, se debe realizar una elección a partir de una variedad de tipos y tamaños. Generalmente existe un tipo de pilote satisfactorio para cualquier condición particular del sitio. A continuación se mencionan las diferencias entre diversos tipos de pilotes y su aplicación particular (Reimbert & Reimbert, 1976).

3.4.2.1 Pilotes Hincados

Los pilotes hincados son la versión prefabricada del pilotaje. Su proceso se basa en fabricar los pilotes previamente y después hundirlos en su respectivo sitio mediante una hincadora como se muestra en la Figura 47.

Como todos los tipos de muro de contención, los pilotes hincados también tienen sus ventajas y desventajas, y se muestran en la Tabla 8 (Secretaría de Obras y Servicios del D. F.).

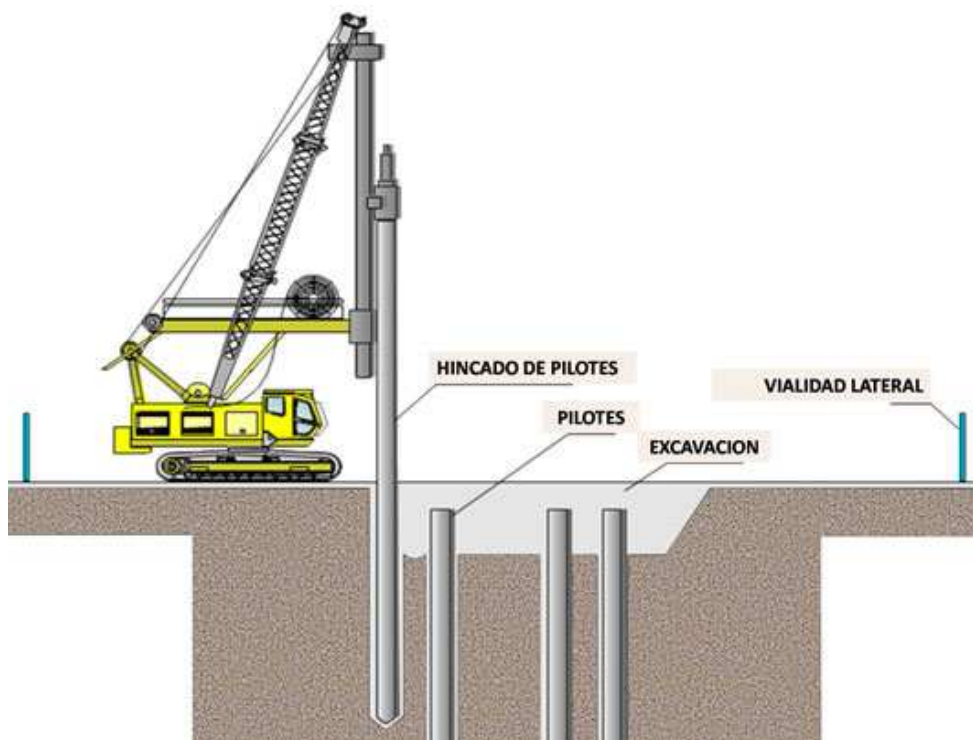


Figura 47. Hincado de Pilotes (Secretaría de Obras y Servicios del D. F.).

Tabla 8. Ventajas y Desventajas de Pilotes Hincados.

Ventajas	Desventajas
El material del pilote puede ser inspeccionado antes de introducirlo en el suelo.	Se pueden romper durante hundimientos difíciles, causando demoras y cargos de reemplazo, o peor aún, pueden sufrir daños mayores no visibles en condiciones difíciles de hundimiento.
Es estable en tierra “exprimible”.	El ruido y la vibración durante el hundimiento pueden causar molestias o daños.
No se daña con el levantamiento del terreno ocasionado por el hundimiento de pilotes adyacentes.	No son económicos si la cantidad de material en el pilote depende de los esfuerzos de manejo y hundimiento más que de los esfuerzos de la carga permanente.

Pueden ser fácilmente llevados por encima del nivel del terreno, especialmente en estructuras marítimas.	El desplazamiento de suelo durante el hundimiento de pilotes en grupo puede dañar estructuras adyacentes o causar levantamiento de pilotes adyacentes al levantar el suelo.
El procedimiento de construcción no se ve afectado por el agua subterránea.	Los ensanchamientos en los extremos no son siempre una ventaja.
Pueden ser hundidos en longitudes muy largas.	No se pueden hundir en condiciones de poco espacio.
	No pueden ser hundidos en diámetros muy grandes.

3.4.2.2 Pilotes Perforados y Colados en Sitio.

El pilotaje in-situ consiste básicamente en realizar en el sitio del proyecto, la perforación con barrenos e inmediatamente colocar el armado, habilitado previamente, y proceder con el colado del concreto. Éste método es muy práctico porque permite perforar en todo tipo de material de manera eficiente, sin colocar cimbra y la longitud de lo que será la superficie de contacto es mucho menor que otros tipos de estructuras de contención, lo que permite mayor estabilidad en el material a contener y no tener la necesidad de colocar ademes temporales.

A continuación, en la Tabla 9 se muestran algunos de las propiedades más importantes que tiene este tipo de elemento (Pérez-García, 2012)

Tabla 9. Ventajas y Desventajas de Pilotes Perforados y Colados en Sitio.

Ventajas	Desventajas
La longitud puede ser variada fácilmente para adaptarse a las diversas condiciones de suelo.	Son susceptibles a desgaste o estrechamiento en tierra "exprimible".
El suelo removido durante la perforación puede ser inspeccionado y, de ser necesario, se puede muestrear o realizar pruebas "in situ".	El agua bajo presión artesiana puede empujar el cuerpo del pilote hacia arriba, lavando el cemento.
Se pueden instalar en diámetros muy	El concreto no se instala en

grandes.	condiciones ideales y no puede ser inspeccionado luego.
Son posibles alargamientos de hasta dos o tres diámetros en arcillas.	No se pueden formar extremos alargados en materiales no cohesivos.
El material del pilote no depende de las condiciones de manejo o hundimiento.	No se pueden extender fácilmente sobre el nivel del suelo, especialmente en estructuras de ríos y mares.
Se pueden instalar en grandes longitudes.	Los métodos de perforación pueden aflojar suelos arenosos o gravosos.
Se pueden colocar sin ruido ni vibración apreciable.	El hundimiento de pilotes puede causar pérdida de suelo en suelos no cohesivos, llevando al asentamiento de estructuras adyacentes.
Se pueden instalar en condiciones de poca altura libre.	
No existe el riesgo de levantamiento del suelo.	
La perforación en el suelo es más fácil y eficiente que otros tipos de excavación.	

3.4.2.3 Muros Pantalla de Tableros Prefabricados y Colados In-Situ.

Los muros pantalla de tableros son muy usados para la contención de tierras y creación de cajones para construcciones subterráneas como estaciones de metro y desniveles. Un elemento que ayuda para la construcción de este tipo de estructuras, es el lodo bentonítico, que ayuda a que el material del suelo no colapse mientras se realiza la colocación del armado y el colado del concreto.

Existen dos tipos de muros de tableros, los prefabricados y los colados en sitio, básicamente consisten en el mismo sistema, solo que para los primeros solo se excava y luego se coloca el módulo completo, muy útil para muros con alta cohesión, y para el caso de los segundos, se excava, se coloca el lodo bentonítico, luego el armado y finalmente se vierte el concreto.

En la Tabla 10 se muestran las principales ventajas y desventajas de los muros pantalla (Pérez-García, 2012).

Tabla 10. Ventajas y Desventajas de los Muros Pantalla.

Ventajas	Desventajas
La longitud puede ser variada fácilmente para adaptarse a las diversas condiciones de suelo.	Son susceptibles a desgaste o estrechamiento en tierra "exprimible".
El suelo removido durante la perforación puede ser inspeccionado y, de ser necesario, se puede muestrear o realizar pruebas "in situ".	El concreto no se instala en condiciones ideales y no puede ser inspeccionado luego.
Se puede utilizar suelo bentonítico en caso de que existan suelos "exprimibles".	El agua bajo presión artesiana puede empujar el cuerpo del muro hacia arriba, lavando el cemento.
El armado de refuerzo se puede realizar afuera y colocarlo muy fácilmente.	Se tiene un costo extra por uso de suelo bentonítico.
El material del muro no depende de las condiciones de manejo o hundimiento.	No se pueden extender fácilmente sobre el nivel del suelo, especialmente en estructuras de ríos y mares.
Se pueden instalar en grandes longitudes.	Los métodos de perforación pueden aflojar suelos arenosos o gravosos.
Se pueden colocar sin ruido ni vibración apreciable.	La excavación en suelos duros o rocas es más difícil que otros tipos de excavaciones.
Se pueden instalar en condiciones de poca altura libre.	
No existe el riesgo de levantamiento del suelo.	

3.5. Problemas en Muros de Contención.

Cuando se calcula mal un muro de contención pueden generarse grandes daños en la estructura y dependiendo del uso que se le dé al muro daños estructurales anexos y hasta pérdidas humanas pueden ocurrir.

Según estadísticas obtenidas de países como Francia e Inglaterra, se pueden clasificar en dos grandes grupos de problemáticas relacionadas con los muros de contención.

Aproximadamente el 80% de las estructuras que se reportaron con anomalías sufrieron movimientos, considerables pero sin gravedad. Como consecuencia, tuvieron rotación, generalmente alrededor de su base, o deslizamiento sobre su cimentación.

El otro 20% sufrieron perturbaciones profundas o hundimientos considerables. En general estos muros están mal calculados, y tienen insuficiencia de resistencia de la cimentación (Reimbert & Reimbert, 1976).

3.6. Consideraciones de Diseño

El cuerpo de un muro continuo de contención se constituye como una losa o viga ancha, en general de espesor variable sometida a las presiones del material contenido y se considera que la flexión del alzado está producida sólo por la componente horizontal del empuje activo. La pequeña compresión del peso propio del alzado suele despreciarse.

Para poder diseñar el muro continuo de contención se proponen espesores que no afecten el claro libre de paso de los tres carriles pero que soporten la carga necesaria. Así mismo, al proponerse como una viga en cantiléver, como situación más crítica, se necesita una profundidad de empotramiento adecuada, ya sea lo suficientemente profunda enclavada en suelos blandos o, en su caso, que llegue a un estrato muy resistente y que de igual forma tenga un empotramiento ideal (Universidad de Castilla - La Mancha, 2011).

En el caso de muros pantalla de pilotes, cada uno de los pilotes funciona como una viga en cantiléver independiente que también debe estar empotrada adecuadamente. Teniendo las áreas tributarias que le corresponderían a cada pilote, es posible que se encuentren con presiones muy grandes que un pilote empotrado en un solo extremo no pueda soportar. Por lo tanto, se propone todo un sistema de pilotes alrededor de la pilastra del arco, unidos por un

anillo de concreto, lo que le permite a cada pilote tener un apoyo más y convertirlo en hiperestático. Al tener empujes en un lado del sistema, existe una flexión en el extremo superior, que ahora está restringido por el anillo, que a su vez está totalmente reforzado por una pantalla de pilotes que está completamente enclavada en el material de relleno y solo permite deformaciones muy pequeñas (Santoyo & Contreras).

IV. PROPUESTAS

4.1. Introducción

Con base en los conocimientos obtenidos sobre el problema presentado y acerca del tema de muros de contención, se presentan tres soluciones distintas que se piensan seguras y viables, a reserva de realizar un análisis más completo después de llevar a cabo los estudios correspondientes en la zona del problema.

Cabe mencionar que para ninguna de las soluciones fue tomada en cuenta la zona del camellón que divide ambos pasos, debido a que en su interior existen, tuberías de agua potable, drenes pluviales, líneas de gas, etc. Por lo que es inviable reubicar todas esas instalaciones para ocupar el espacio para un carril extra.

4.2. Segundo Desnivel

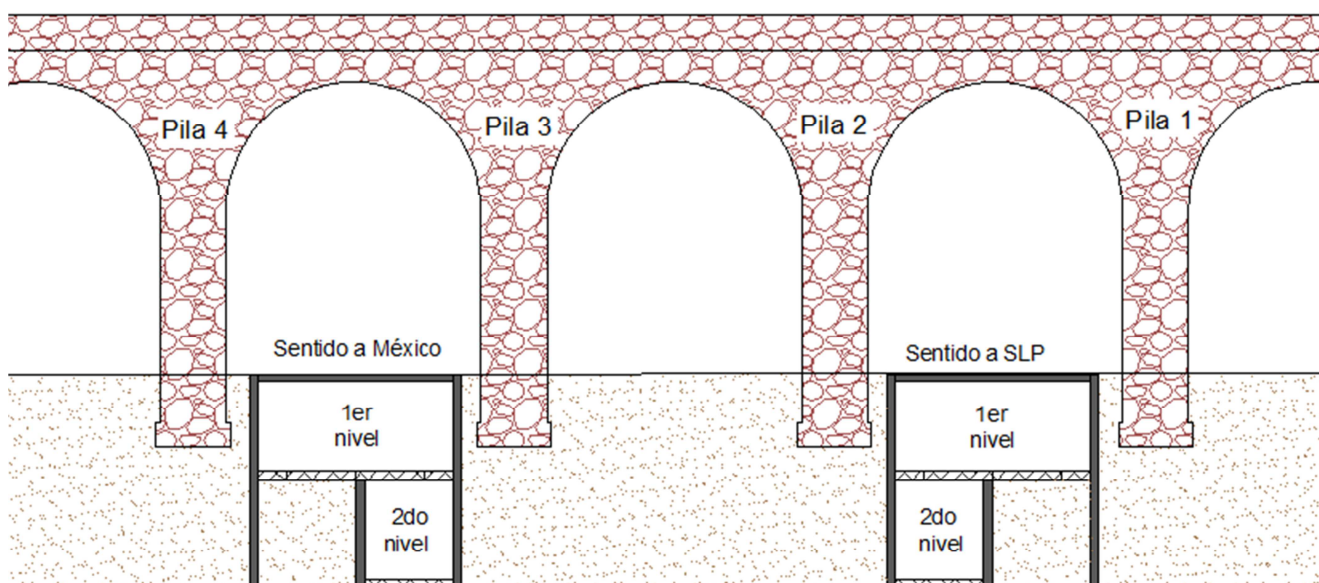


Figura 48. Propuesta del Segundo desnivel, vista general.

Ésta propuesta consiste en construir dos pasos a desnivel, uno debajo del otro, teniendo dos carriles en el primer nivel y un tercer carril en el segundo nivel. En la Figura 48 se muestra una vista general de la solución planteada y una vista más a detalle de los dos desniveles se muestra en la Figura 49. Para realizar este proyecto, los muros actuales se sustituirían por pantallas de pilotes colados en sitio, esto debido a la profundidad necesaria. Después se procedería a crear el cajón del segundo desnivel, para encima de éste recrear el paso actual.

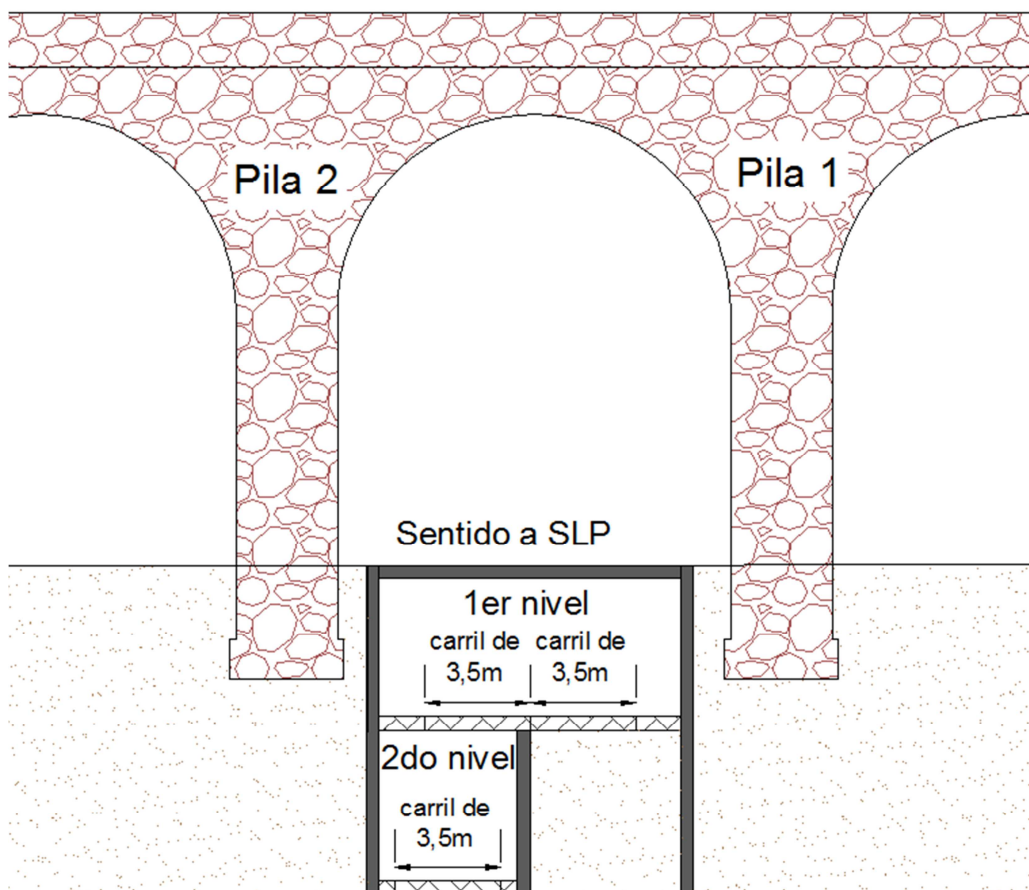


Figura 49. Detalle de primer y segundo desnivel.

4.2.1 Proceso Constructivo

Para la realización de este proyecto, primero es necesario realizar perforaciones de aproximadamente 12 metros para colocar el armado y realizar el colado de los pilotes. Terminados los dos muros, se retiraría la carpeta actual para excavar aproximadamente 4 metros hacia abajo del nivel del paso actual, altura a la cual sería colocada la carpeta del segundo nivel subterráneo, con solo un carril. Arriba de éste se construiría un paso muy similar al original, con dos carriles por sentido, entonces, de los tres carriles circulantes en dirección al acueducto, el carril de la izquierda baja hasta el segundo nivel y los otros dos hacia el primero como se muestra en la Figura 50; al terminar el cruce, del otro lado, ocurre el mismo proceso, el segundo nivel sube a superficie como el carril de izquierda y los otros dos del primer nivel suben al carril central y derecho.



Figura 50. Propuesta del Segundo desnivel. Circulación.

Las principales ventajas de esta propuesta es que se mantienen los tres carriles con un ancho ideal para que se pueda circular de una manera más cómoda. También le da más continuidad a los vehículos que circulan por el carril de izquierda cuyo destino se encuentra más alejado y no tienen que salir de los carriles centrales.

Las desventajas son muy significativas, es costoso, y dependiendo de donde se encuentre el estrato rocoso se puede volver un proyecto muy complicado de realizar, ya que las vibraciones causadas por las excavaciones podrían causar inestabilidad a la estructura del Acueducto, sumándole que se necesita una losa para el segundo cajón que, a su vez, sería el lugar donde se desplante la carpeta asfáltica del primer desnivel.

4.3. Túnel Adicional Adyacente

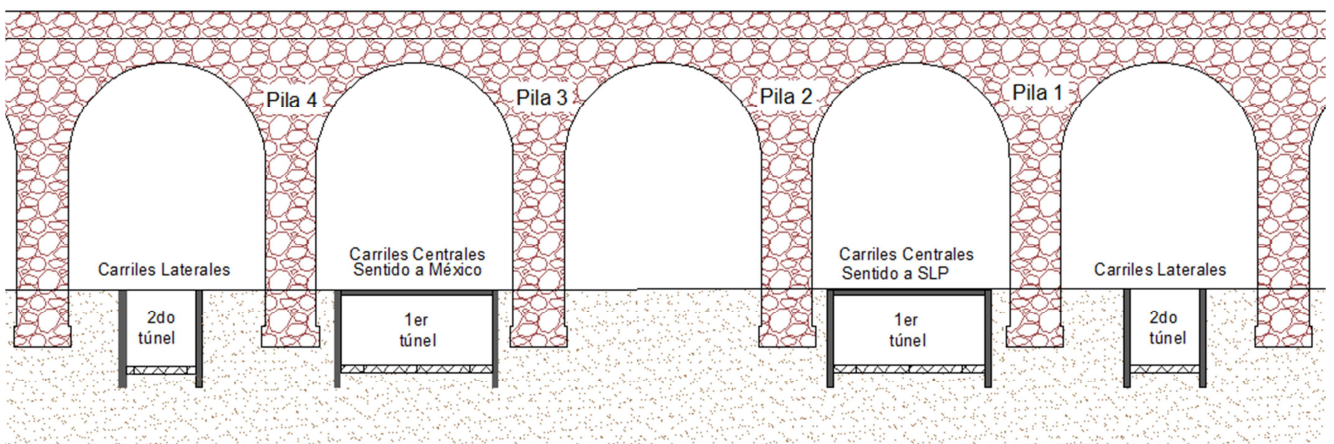


Figura 51. Propuesta del tunel adyacente, vista general.

Esta solución se basa en construir un paso a desnivel adicional ubicado por debajo de los carriles laterales, o sea, en el siguiente arco a la derecha. De esta manera, se dejaría intacto el paso actual para afectar al mínimo la circulación y dar paso a que en un futuro, de este nuevo desnivel se pueda ampliar otro carril para que en total queden cuatro por sentido. En La Figura 51 se muestra una vista general de esta propuesta. El detalle del carril adyacente se muestra en la Figura 52.

Para poder llevar a cabo este proyecto, sería necesario cerrar completamente los carriles laterales para poder realizar la construcción del cajón en esa zona, el cual se propone similar al existente, variando las dimensiones ya que abarcaría únicamente un carril.

Posteriormente se cerraría el paso actual para poder realizar la excavación de la desviación hacia el carril adyacente.

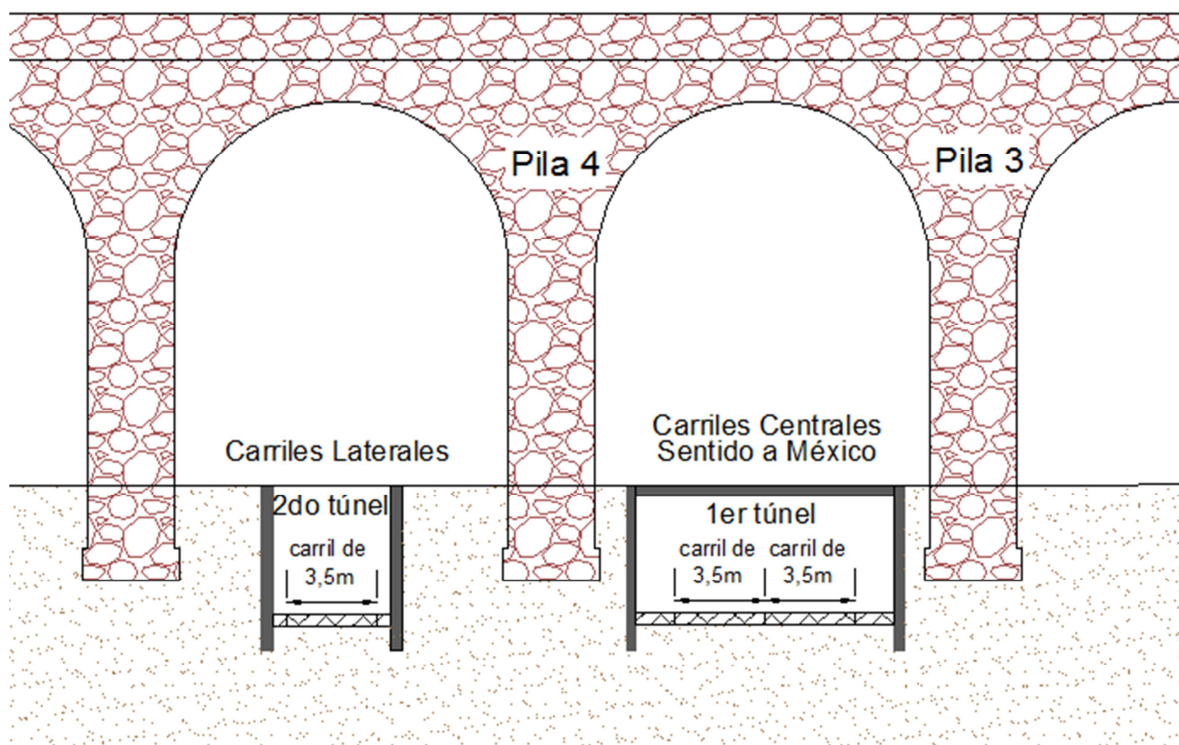


Figura 52. Vista a detalle del carril adyacente.

4.3.1 Proceso Constructivo

Para llevar a cabo esta propuesta, primero es necesario realizar perforaciones del lado de los carriles laterales, para colocar los muros y después realizar la excavación de lo que sería el

tercer carril, terminados los dos muros y la excavación, se colocaría la carpeta del nuevo carril, para después colar la losa y terminar el nuevo cajón; en este caso sería necesario reencarpetar los laterales y realizar la excavación y el colado de muros de la parte que sería la desviación al tercer carril.

La circulación propuesta para esta solución (Figura 53) es que los dos carriles existentes continúen con su circulación actual, saliendo al carril izquierdo y central, y el nuevo carril desemboque al carril derecho, es decir, sería utilizado en su mayor parte por vehículos que utilizarán las salidas más próximas.

Una alternativa de esta solución sería que al salir del otro lado el túnel desemboque directamente al carril lateral, pero para determinar si esto le daría mayor funcionalidad se deberían realizar estudios más especializados de tránsito.

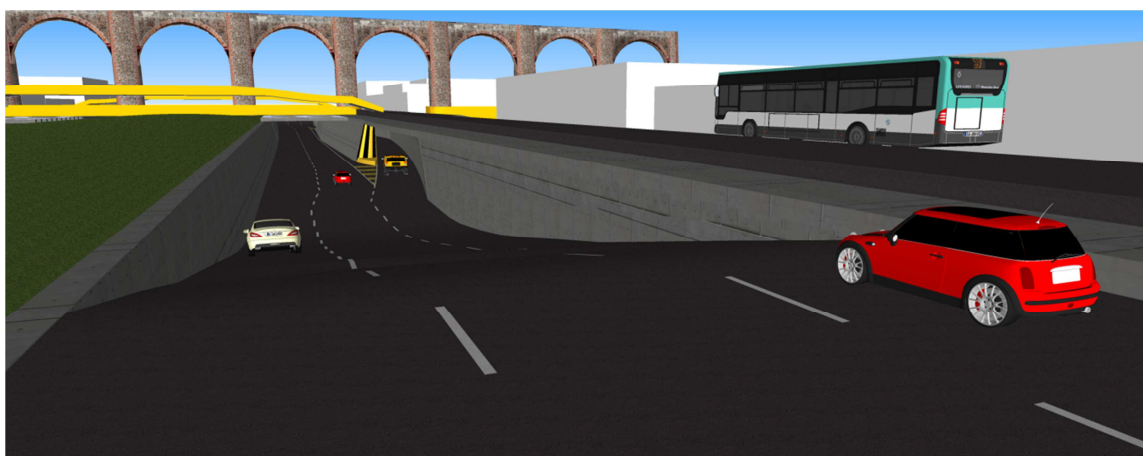


Figura 53. Propuesta de túnel adyacente. Circulación.

Hay ciertas ventajas importantes en esta opción. Existe espacio suficiente como para que sea posible que se deje preparada la estructura para una futura ampliación a cuatro carriles, así como que los carriles tengan un ancho más confortable para una mejor conducción.

Si se tienen los estudios origen-destino correspondientes, también existe la variante ya mencionada, en la que el túnel lateral, a la salida del otro extremo, desemboca directamente a los carriles laterales, lo que podría aliviar mucho el congestionamiento provocado por los accesos a propiedades e intercambios de carriles, sobre todo en el semáforo de Calzada de Los Arcos.

Sin embargo, existen factores que hacen a esta elección problemática, como el hecho de que durante la obra se deshabiliten completamente los carriles laterales y al menos uno de los centrales. En cuanto a economía, se tienen que considerar los costos adicionales por la construcción de las nuevas losas que cubren el cajón, excavaciones y estabilización de taludes.

4.4. Ampliación de Cajón Existente

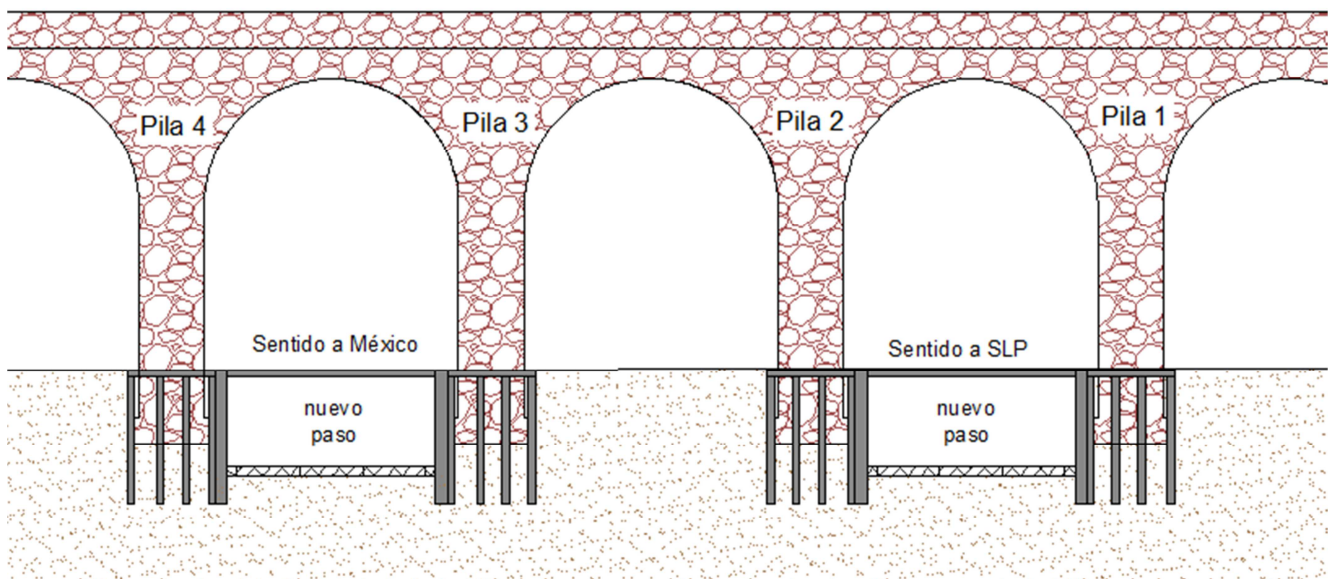


Figura 54. Propuesta de ampliación. Vista general.

Esta idea reside en modificar completamente la obra actual y construir muros de contención nuevos pero con un claro mayor al existente, el suficiente para tener tres carriles por sentido. La vista general de esta propuesta se muestra en la Figura 54. Para llevar a cabo esta propuesta se tendrían que remplazar los muros actuales, además de acercarlos lo mayor posible a la cimentación de los arcos, protegiendo a ésta debidamente. Se pretende hacer el claro lo más ancho posible para lograr tres carriles. Una vista más detallada se muestra en la Figura 55.

Esta solución es más práctica ya que tan solo se tiene que ampliar el cajón existente para tener los tres carriles en el mismo sitio, para lo cual se propone una pantalla de pilotes similar a la de la propuesta del segundo desnivel que evidentemente sería de menor profundidad, ya que en esta propuesta solo se considera sólo un nivel, aunque por supuesto se vuelve delicada, ya que la obra se acerca bastante a la cimentación de los Arcos. En cuestión de

tiempo de ejecución tiene ventaja respecto a las otras dos soluciones, lo que también reduce costos.

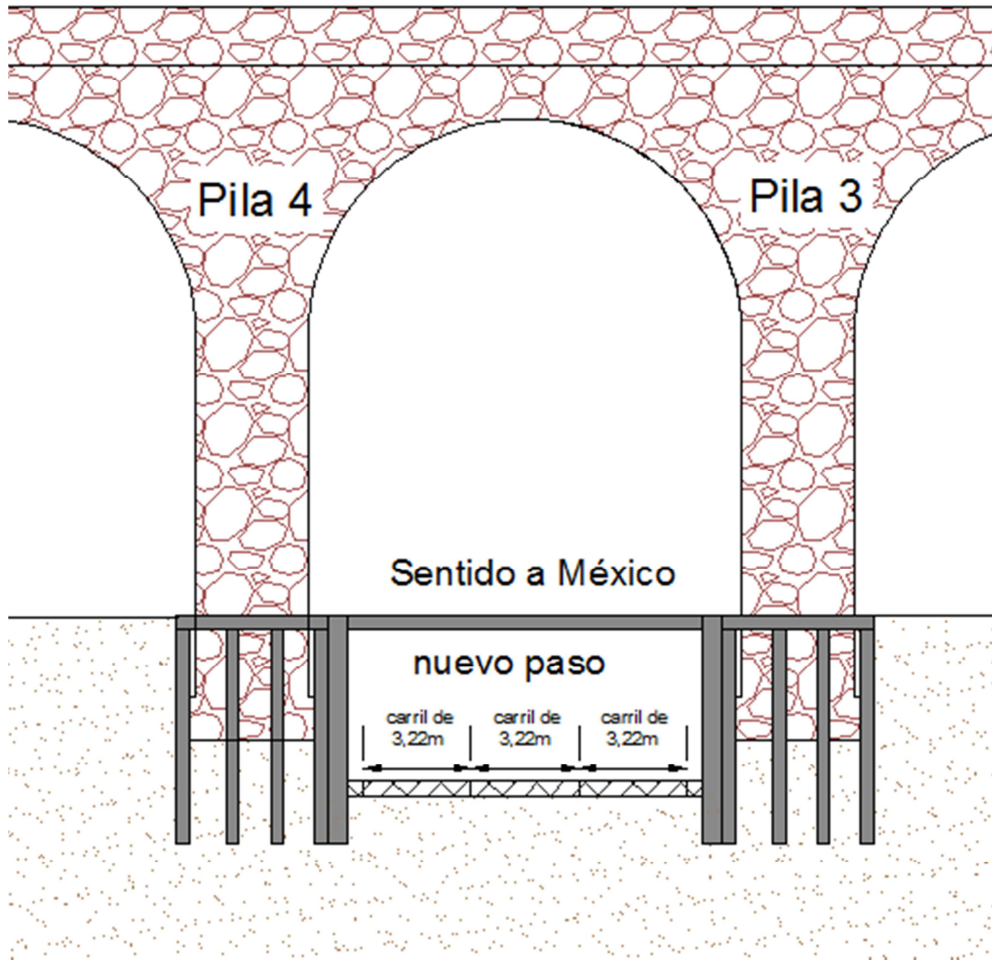


Figura 55. Propuesta de ampliación. Vista a detalle.

4.4.1 Proceso Constructivo

Para la realización de este proyecto, primero es necesario realizar perforaciones hasta el afloramiento de roca y lo más cercanas posibles a la cimentación del arco para colocar el armado y realizar el colado de los pilotes que protegerán la estructura. Ya protegida la cimentación sería necesario demoler la estructura actual para poder recorrer los nuevos muros lo mayor posible, además de tratar de hacerlos de menores dimensiones y mediante el tipo de "pantalla de pilotes". Terminados los muros solo se tendría que pavimentar y colar la losa para terminar el cajón.

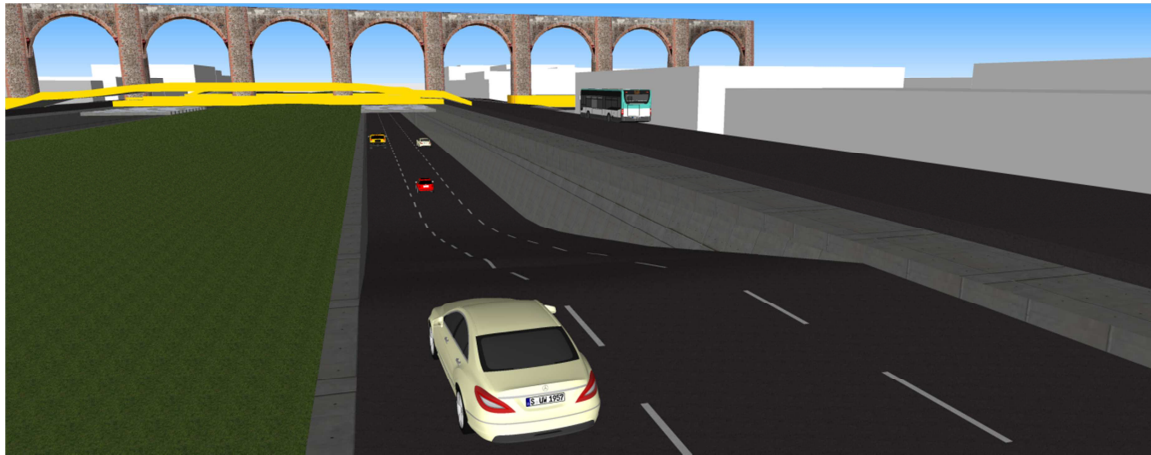


Figura 56. Propuesta de ampliación. Circulación.

La circulación correspondiente a esta solución es la misma a la actual, solo que incorporando un tercer carril, como se muestra en la Figura 56, aunque se tiene que observar que al tener los tres carriles integrados, la circulación aumenta de manera instantánea y los intercambiadores actuales pueden no ser suficientes para la demanda vehicular de la zona, por lo que se recomienda al área de ingeniería de tránsito considere mejoras al sistema vial.

4.5. Resumen de Análisis de Propuestas

En Marzo del 2013 se hizo un análisis económico aproximado para cada una de las propuestas con información proporcionada por Gobierno del Estado y obtenida del libro “Costo y Tiempo en Edificación” (Suárez Salazar, 2002). Se determinaron costos de los grupos de elementos más importantes que se tienen que considerar para la construcción de cualquiera de las tres propuestas, que en su caso se dividen en cuatro: excavación/perforación, muros de contención, losa para paso de vehículos y pavimentación, los cuales se muestran en la Tabla 11. Sumado a estos cuatro conceptos, existen las obras complementarias que consisten en el refuerzo preventivo de los arcos, instrumentación necesaria para monitoreo de vibraciones en la estructura, instalaciones como drenaje e iluminación, señalización, semaforización, restauración, mejoramiento urbano, etc... los cuales no se tomaron en cuenta ya que la solución elegida no repercute en el costo de estos aspectos. El tipo de moneda utilizado para realizar el análisis de costos fue el peso mexicano (mxn).

Tabla 11. Comparación de Costos por Solución.

	Propuesta 1	Propuesta 2	Propuesta 3
Excavación/ perforación	\$42,121,642.39	\$21,005,424.85	\$6,805,021.00
Muro de contención	\$4,756,193.18	\$3,771,925.43	\$4,650,500.00
Losa de concreto	\$10,655,411.79	\$21,141,690.06	\$3,805,504.21
Pavimentación	\$2,855,995.55	\$2,551,935.19	\$4,010,339.00
Complementarias	\$49,711,112.37	\$49,711,112.37	\$49,711,112.37
Total	\$110,100,355.28	\$98,182,087.89	\$68,982,476.58

V. ESTUDIO DEL SITIO

5.1. Descripción de la Zona de Estudio

La zona de estudio, se encuentra comprendida en la intersección de Calzada de los Arcos y Blvd. Bernardo Quintana (Figura 57) y está conformada por dos pasos a desnivel, uno por sentido, limitados por muros de concreto de 40 cm de espesor. Dichos pasos se encuentran debajo de una estructura de arcos de mampostería de aproximadamente 23 m de altura.

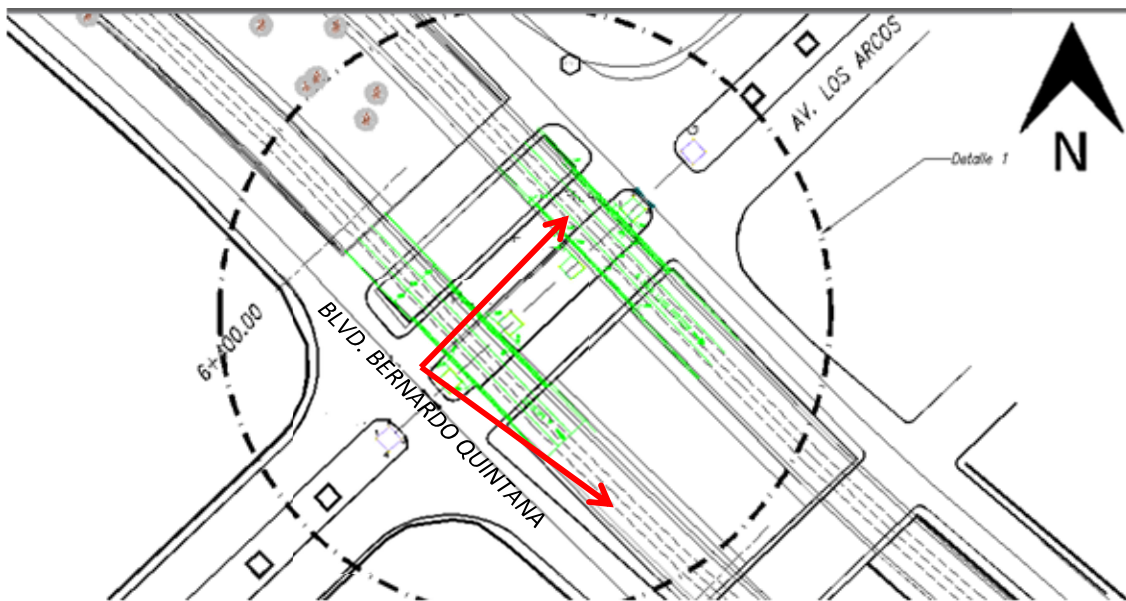


Figura 57. Ubicación de Paso a Desnivel bajo Calzada de los Arcos (Mireles, 2012).

Cada paso a desnivel está conformado por dos carriles de 3.5 m; con necesidad de ampliación a tres carriles. Los muros que limitan los pasos, son de concreto de 40 cm de espesor y armados con varilla. El acueducto es una estructura de mampostería de 280 años que consta de 74 arcos de aproximadamente 23 m de altura y una longitud de 1300 m, construida a base de cantera rosa con un peso volumétrico de 2.4 ton/m^3 . En la zona de estudio solo se consideran los arcos mostrados en la Figura 58

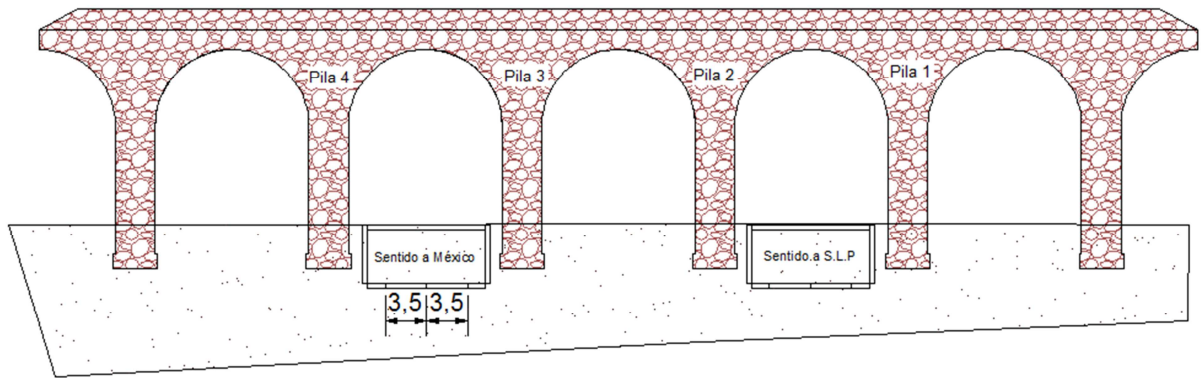


Figura 58. Sección de la Ampliación del Paso a Desnivel Los Arcos.

5.1.1 Determinación del Nivel de Servicio en Condiciones Iniciales.

El nivel de servicio de una carretera se emplea para medir la calidad del flujo vehicular en función de la velocidad, tiempo de recorrido, libertad de maniobra, comodidad y seguridad vial. El nivel de servicio de una vialidad se designa mediante letras, las cuales se muestran en la Tabla 12 (Cal y Mayor & Cárdenas, 2007).

Tabla 12. Niveles de Servicio en Vialidades (Cal y Mayor & Cárdenas, 2007).

Nivel de Servicio	
A	Circulación a flujo libre. El usuario está virtualmente exento de los efectos de la presencia de otros en la circulación. Alta libertad para seleccionar su velocidad deseada y maniobrar dentro del tránsito.
B	Dentro del rango de flujo libre, no obstante en ocasiones se observan otros integrantes de la circulación. La velocidad deseada es poco afectada y disminuye ligeramente la libertad de maniobra. El nivel de comodidad es ligeramente inferior ante la presencia de otros vehículos.
C	Flujo estable, pero marca el comienzo del dominio en que el usuario se ve afectado por las interacciones con los demás usuarios. La velocidad y la libertad de maniobra se ven afectadas, descendiendo el nivel de comodidad.
D	Circulación de densidad elevada aunque estable. La velocidad y libertad de maniobra quedan seriamente restringidas. El usuario experimenta un nivel de comodidad bajo. Un ligero incremento en el flujo puede ocasionar problemas de funcionamiento.
E	El funcionamiento está en el límite de su capacidad. La velocidad se reduce a un valor bajo y uniforme. La libertad de maniobra es difícil. La comodidad es muy baja. Circulación inestable, pues un aumento o perturbación en el tráfico producen colapsos.
F	Condición de flujo forzado. Se produce cuando la cantidad de tránsito que se acerca a un punto excede la cantidad que puede pasar por él. Formación de colas y existencia de ondas de parada y arranque, extremadamente inestables.

Para dimensionar el problema se realizaron dos aforos en esta vialidad. El primero se realizó en el paso a desnivel ubicado en Blvd. Bernardo Quintana a la altura de los Arcos, entre las 13:45 y las 15:00 hrs (hora pico) del día 18 de Noviembre de 2011. Se contaron los vehículos que circulaban por el boulevard con dirección hacia México. Los datos obtenidos se muestran en la Tabla 13.

Tabla 13. Aforo Vehicular en hora pico.

Viernes 18 de Noviembre de 2011

Hora	Vehículos ligeros
13:45 - 13:50	366
13:50 - 13:55	363
13:55 - 14:00	349
14:00 - 14:05	342
14:05 - 14:10	368
14:10 - 14:15	375
14:15 - 14:20	350
14:20 - 14:25	375
14:25 - 14:30	363
14:30 - 14:35	375
14:35 - 14:40	372
14:40 - 14:45	354
14:45 - 14:50	356
14:50 - 14:55	371
14:55 - 15:00	364
TOTAL	5443

En donde el volumen horario de máxima demanda obtenido es $VHMD = 4365v/h$, que, expresado en unidades de flujo por periodo $VHMD_{q=5} = 364 V/5 \text{ min}$.

El segundo aforo vehicular se realizó en el paso a desnivel ubicado en Blvd. Bernardo Quintana a la altura de los Arcos, entre las 19:05 y las 20:20 hrs del día 21 de Noviembre de 2011 (No se considera hora pico dado que fue día feriado). Se contaron los vehículos que circulaban por el boulevard con dirección hacia San Luis Potosí. Los datos obtenidos se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14. Aforo vehicular en hora no pico.

Lunes 21 de noviembre de 2011

Hora	Vehículos ligeros
19:05 - 19:10	282
19:10 - 19:15	313
19:15 - 19:20	295
19:20 - 19:25	295
19:25 - 19:30	225

19:30 - 19:35	265
19:35 - 19:40	275
19:40 - 19:45	207
19:45 - 19:50	245
19:50 - 19:55	216
19:55 - 20:00	205
20:00 - 20:05	229
20:05 - 20:10	207
20:10 - 20:15	243
20:15 - 20:20	250
TOTAL	3752

En donde el volumen horario de máxima demanda obtenido es $VHMD = 3052V/h$, que, expresado en unidades de flujo por periodo $VHMD_{q=5} = 254 V/5 \text{ min}$.

Durante la realización del aforo se pudo observar que en hora pico los vehículos circulan aproximadamente a 20 km/h mientras que en horas no muy transitadas los vehículos alcanzan velocidades de entre 60 a 80 km/h cuando la vialidad fue proyectada para circular a una velocidad máxima de 80 km/h como se muestra en la Figura 59.



Figura 59. Señalamiento de velocidad máxima en paso inferior.

Esto refleja que solo en horas no muy transitadas la vialidad alcanza su capacidad óptima ($VHMD = 3052 V/h$) y en horas pico se ve rebasada hasta en un 40% ($VHMD = 4365 V/h$).

Se realiza el análisis del nivel de servicio de la zona tomando en cuenta el tramo de dos carriles y los datos obtenidos en el aforo vehicular.

El volumen horario de proyecto (VHP) se determina en función del tránsito promedio diario anual ($TPDA$):

$$VHP = k(D)(TPDA) = 0.1 * 0.5 * 60000 = 3000$$

k = Valor esperado de la relación entre el volumen de la hora máxima seleccionada

$TPDA^*$ Se utilizó el del año de proyecto.

D = Proporción del tránsito en la hora máxima circulando en el sentido más cargado.

Se calcula un factor de ajuste por vehículos pesados mediante:

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + P_T(E_T - 1) + P_B(E_B - 1) + P_R(E_R - 1)} = \frac{100}{100 + 0(1.5 - 1) + 30(1.2 - 1)} = 0.943$$

Dónde:

f_{HV} = Factor de ajuste por efecto de vehículos pesados.

P_T = Porcentaje de camiones en la corriente vehicular.

P_B = Porcentaje de autobuses en la corriente vehicular.

P_R = Porcentaje de vehículos recreativos en la corriente vehicular.

E_T = Automóviles equivalentes a un camión.

E_B = Automóviles equivalentes a un autobús.

E_R = Automóviles equivalentes a un vehículo recreativo.

La velocidad a flujo libre estimada en km/h (FFS) se obtiene como se presenta a continuación:

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_D = 80 - 0 - 0 - 0 - 0 = 80$$

B_{FFS} = Velocidad a flujo libre base = 80 km/h.

f_{LW} = Ajuste por ancho de carril.

f_{LC} = Ajuste por distancia libre lateral a la derecha.

f_N = Ajuste por número de carriles.

f_{ID} = Ajuste por densidad de intercambiadores.

En un proyecto de carretera, el número de carriles se calcula a partir de la siguiente expresión, como en este caso se trabaja con una carretera ya existente se le asignara a N el valor de dos carriles.

$$N = \frac{V}{(FHMD)(V_{max})(f_{HV})(f_p)} \rightarrow 2 \text{ carriles}$$

La tasa de flujo equivalente V_p (*vehículos ligeros/h/carril*) se calcula como a continuación se presenta:

$$V_p = \frac{V}{(FHMD)(N)(f_{HV})(f_p)} = \frac{3000}{0.97 * 2 * 0.943 * 0.95} = 1725.45$$

Dónde:

V = Volumen horario por sentido (vehículos mixtos/hora).

$FHMD$ = Factor de la hora de máxima demanda.

N = Número de carriles por sentido.

f_{HV} = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

f_p = Factor de ajuste por tipo de conductores.

Para determinar el nivel de servicio, se debe conocer la densidad (D), la cual se calcula en función del volumen horario por sentido (V_p) y la velocidad media de los vehículos (S). Conocida la densidad, de la Figura 60 se obtiene el nivel de servicio del tramo carretero.

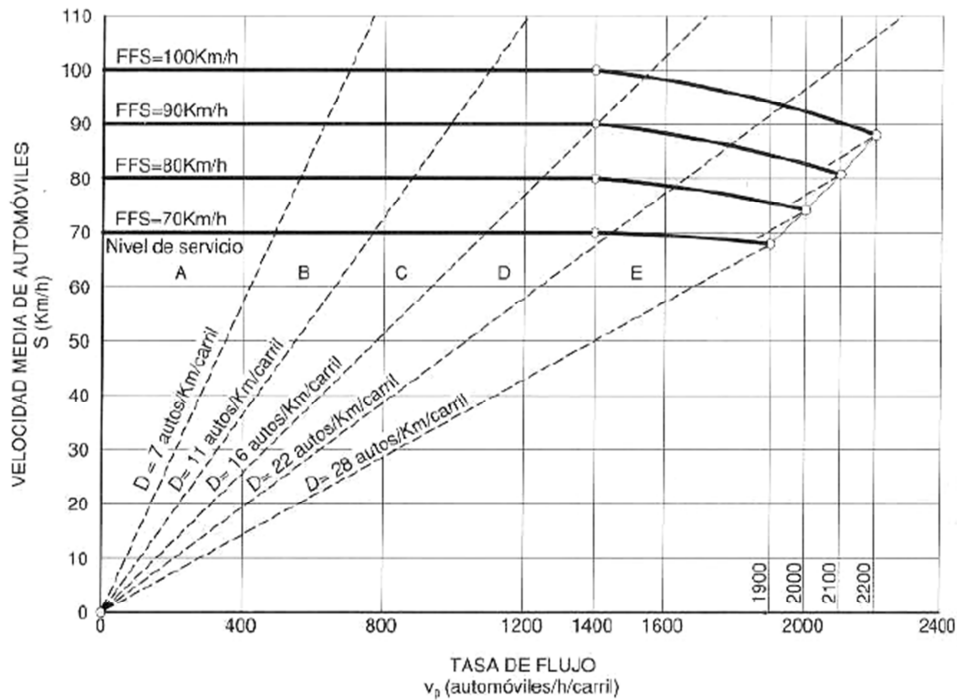


Figura 60. Curvas de velocidad - flujo y niveles de servicio en carreteras (Cal y Mayor, 2007).

$$NDS = \frac{1726}{80} = 21.58 \quad \rightarrow \quad D$$

Se observa que al obtener una densidad de 22 autos/km/carril nuestro tramo obtiene un nivel de servicio "D", lo cual significa que existe una circulación de densidad elevada aunque estable, donde la velocidad y libertad de maniobra quedan seriamente restringidas. En este tipo de carreteras el usuario experimenta un nivel de comodidad bajo y un ligero incremento en el flujo puede ocasionar problemas en el funcionamiento.

5.1.2 Determinación del Nivel de Servicio después de la ampliación.

Para comprobar que el problema quedará resuelto aplicando la ampliación a tres carriles, se verifica el nivel de servicio de la carretera en nuevas condiciones.

Se utilizan los mismos cálculos que en el cálculo anterior, sustituyendo el nuevo número de carriles en el cálculo de V_p :

$$V_p = \frac{V}{(FHMD)(N)(f_{HV})(f_p)} = \frac{3000}{0.97 * 3 * 0.943 * 0.95} = 1150.30$$

Al calcular la nueva densidad, se puede obtener el nuevo nivel de servicio correspondiente mediante la Figura 60.

$$NDS = \frac{1151}{80} = 14.39 \quad \rightarrow \quad C$$

Se obtiene un nivel de servicio C, en el que existe flujo estable aunque se marca el comienzo del dominio en que el usuario se ve afectado por las interacciones con los demás usuarios.

El nivel de servicio C es un nivel aceptable para tramos carreteros como el que se encuentra en la zona de estudio; por lo tanto, se puede verificar que la ampliación a tres carriles resuelve el problema de tráfico en la zona.

5.2. Definición de Cargas.

Las cargas que se van a considerar para las propuestas de ampliación de los pasos a desnivel son las siguientes:

Carga Vertical

1. Carga Muerta

- Peso de la estructura de mampostería.

Empuje de Tierras

1. La carga ejercida en el muro por el suelo contenido entre éste y la zapata de cimentación.

5.3. Obtención de Parámetros del Suelo

Para conocer las condiciones y características de la cimentación, se llevaron a cabo métodos de exploración en conjunto con la empresa "Ingeniería de Control S.A de C.V" (Figura 61).

Se realizó la excavación de cinco pozos a cielo abierto (*PCA*) con medios manuales hasta 4.30 m de profundidad máxima, esto con la finalidad de conocer las características de la cimentación de las pilastras (Figura 62) y la toma de muestras de suelo. Uno de los pozos se excavó en la parte superior del muro de retención del lado izquierdo (*PCA-5*, Figura 66), en

dirección hacia San Luis Potosí, con la finalidad de descubrir la corona de dicho muro, y conocer su sección.



Figura 61. Pozo a Cielo Abierto.



Figura 62. Exploración de Cimentación de Pilastra mediante PCA.

De las paredes de los sondeos se tomaron muestras alteradas (Figura 63), para realizar los ensayos de propiedades índice y el perfil estratigráfico mostrado en la tabla 15.



Figura 63. Recolección de muestras alteradas.

También se tomaron pequeñas muestras inalteradas y terrones de suelo, para la obtención de las propiedades mecánicas.

Además, se realizaron cuatro sondeos mixtos de perforación con equipo rotatorio (Figura 64), con ensayos de penetración estándar (SPT, Figura 66) y extracción de corazones de roca (Figura 65) con broca de diamante diámetro NQ. Las profundidades de estos sondeos fueron variables, hasta confirmar la continuidad de los estratos de roca. Dichas profundidades están entre 4.40 y 10 m.



Figura 64. Prueba de Penetración Estándar (SPT).



Figura 65. Basalto y boleos con toba obtenidos de SPT - 3.

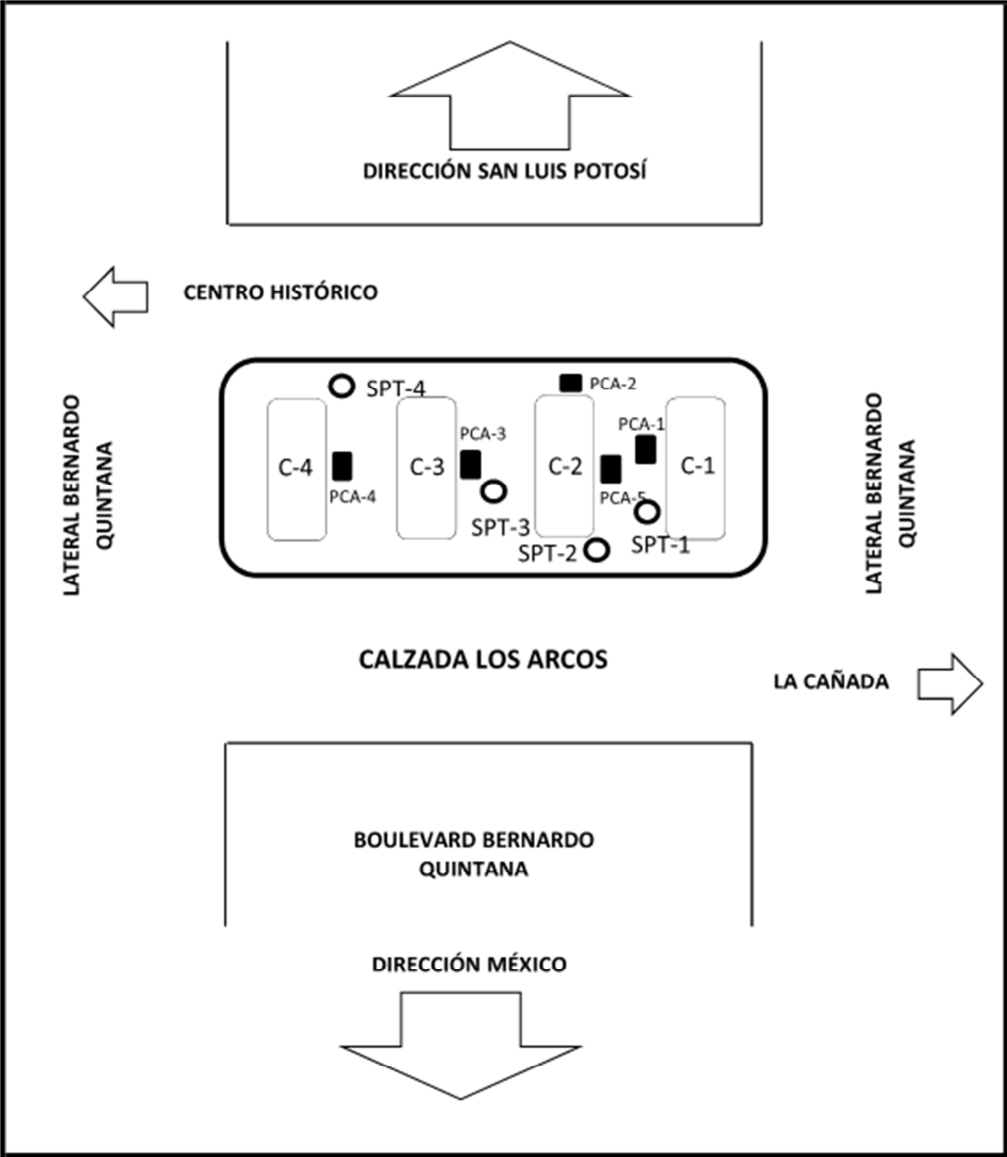


Figura 66. Ubicación de PCA's y SPT's en la zona de estudio.

Tabla 15. Propiedades Índice y Perfil Estratigráfico del Material Recolectado en PCA #2 (Ingeniería de Control S.A. de C.V., 2012).

Prof. m	Descripción	Simbol.	SUCS	Ss ---	G %	A %	F %	γ_m t/m ³	No. de golpes						Humedades %					
									10	20	30	40	50	N	w	LL	LP	IP	CL	
0.00	Arena arcillosa color gris con material de desecho		SC		11	51	38	1.65								36.6	34	23	11	4.4
0.20																				
0.40																				
0.60	Arena arcillosa color gris con grava y boleos de 20 cm diam		SC		31	38	31	1.73								25.1	39	24	15	5.7
0.80																				
1.00	Arena limosa (tepetate) color café claro con grava		SM		37	43	20	1.68								35.9				
1.20																				
1.40	Arcilla inorgánica de baja compresibilidad, color café, con grava		CL		26	32	42	1.62								26.0				
1.70																				
1.90																				
2.10	Arena arcillosa color café oscuro		SC		18	33	49	1.69								34.9	47	27	20	7.9
2.30																				
2.50																				
2.70																				
2.80	Arcilla inorgánica de baja compresibilidad, color café claro, con arena		CL		2	33	65	1.74								42.4	44	26	18	7.1
3.00																				
3.20																				
3.30	Grava empacada en arena arcillosa		GC		59	31	10	1.71								12.2	35	23	12	4.6
3.50																				
3.60	Nivel de despiante de la pilastra, 3.70 m																			
3.70	Roca Volcánica Toba																			
3.90	P.M.E.							1.88												
4.10																				
4.30																				
4.50																				
4.70																				
4.90																				
5.10																				
5.30																				
5.50																				
5.70																				
5.90																				

SIMBOLOGIA

- | | | |
|--|------------------------|-------------------------------|
| N.A.F. Nivel de Aguas freáticas. | G: Grava. | w: Humedad natural del suelo. |
| Ss: Densidad de sólidos. | A: Arena. | LL: Límite Líquido. |
| SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. | F: Finos. | LP: Límite Plástico. |
| P.M.E. Profundidad máxima de exploración. | CL: Contracción lineal | IP: Índice Plástico. |

En la Tabla 16 se muestran los resultados de uno de los ensayos de Penetración Estándar realizados.

Tabla 16. Prueba de Penetración Estándar y Propiedades del Suelo (Ingeniería de Control S.A. de C.V., 2012).

Prof. m	Descripción	Simbol.	SUCS	Ss ---	G %	A %	F %	γ_m t/m ³	No. de golpes								Humedades %						
									10	20	30	40	50	15	30	15	w	LL	LP	IP	CL		
0.00	Arena arcillosa con material de relleno		SC		14	52	34	1.62							2	10	7	36.6					
0.40																							
0.60																							
1.00																							
1.20																							
1.60	Arena limosa con grava		SM		22	55	23	1.76							7	50/15	50/0	31.1	33	25	8.3	2.9	
1.80																							
2.20																							
2.40	Boleos con toba							2.31															
2.60																							
2.70																							
3.10																							
3.50																							
3.90	Roca volcánica, toba intemperizada, con boleos de tezontle. Se uso broca de diamante diámetro NQ para su perforación debido a la dureza del estrato							2.27															
4.20																							
4.60																							
5.00																							
5.40																							
5.80	Roca volcánica, basalto, lajeado y fracturado. Resistencia a la compresión simple mayor que 500 kg/cm ² .							2.36															
6.00																							
6.40																							
6.80																							
7.20																							
7.60	P.M.E.							2.38															
8.00																							
8.40																							
8.80																							
9.20																							
9.60																							
10.00																							
10.40																							
10.80																							
11.20																							
11.60																							

SIMBOLOGÍA

N.A.F. Nivel de Aguas freáticas. G: Grava. w: Humedad natural del suelo.
 Ss: Densidad de sólidos. A: Arena. LL: Límite Líquido.
 SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. F: Finos. LP: Límite Plástico.
 P.M.E. Profundidad máxima de exploración. CL: Contracción lineal IP: Índice Plástico.

De acuerdo con la exploración y las pruebas realizadas, se determinó que la estratigrafía está conformada como se explica a continuación:

En la superficie se encuentra una capa de materia vegetal con arcilla y material de relleno con un espesor de entre 2.40 y 3.60 m. Le sigue un estrato de roca volcánica intemperizada, toba con boleos de tezontle y basalto, de hasta 6.0 m de profundidad máxima. Por debajo se encuentra un estrato de tezontle, duro y compacto hasta 7.0 m de profundidad, y sigue una capa de boleos y fragmentos de roca basáltica, dura y compacta, hasta los 10 m, que fue la profundidad máxima de exploración.

En la Figura 67 se muestra el perfil estratigráfico obtenido mediante los métodos de exploración y pruebas de laboratorio.

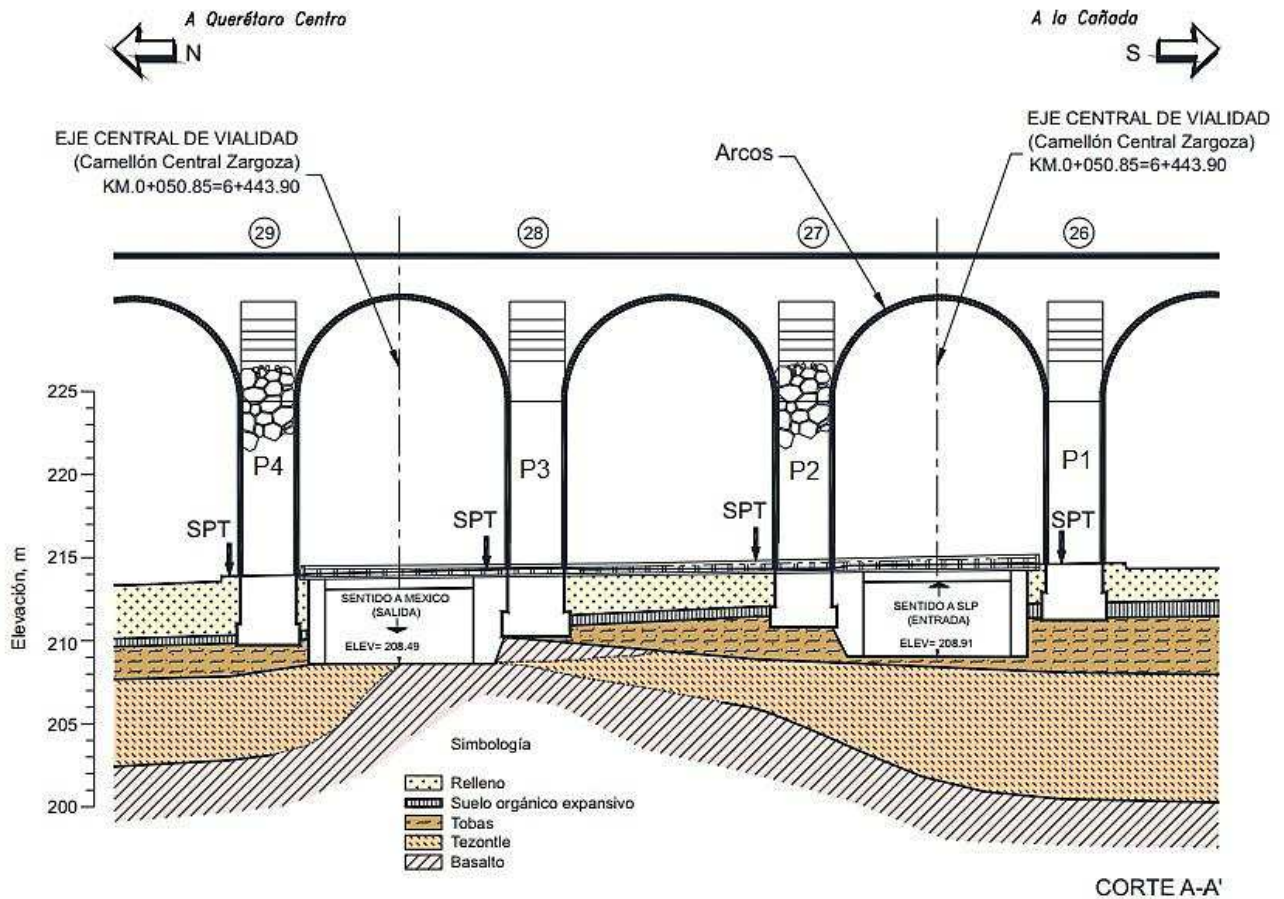


Figura 67. Perfil Estratigráfico de la Zona de Estudio (Santoyo & Contreras)

5.3.1 Prueba de Compresión Simple.

A la toba extraída de la zona de estudio, material sobre el cual se encuentra desplantada la estructura de mampostería se le realizaron pruebas de compresión simple (Figuras 68, 69 y 70) con la finalidad de obtener su resistencia. Se realizó una prueba a la toba en condición saturada (Tabla 17) y otra en condición natural (Tabla 18). Las gráficas que muestran el comportamiento presentado por la toba en dichas pruebas se muestran en las Figuras 71 y 72 respectivamente.



Figura 68. Preparación de muestra.



Figura 69. Colocación de muestra en máquina universal.



Figura 70. Falla presentada por la probeta #3 (Saturada)

Tabla 17. Prueba de compresión simple a toba en condición saturada.

Probetas en condición saturada (crítica)		
Probeta	γ_m (g/cm ³)	σ_{desv} ton/m ²
1	1.99	563.55
3	2.17	427.94
5	1.97	263.57
Promedio		418.35

De lo que obtenemos que en condición saturada, el esfuerzo máximo que soporta la toba es de 418.35 ton/m².

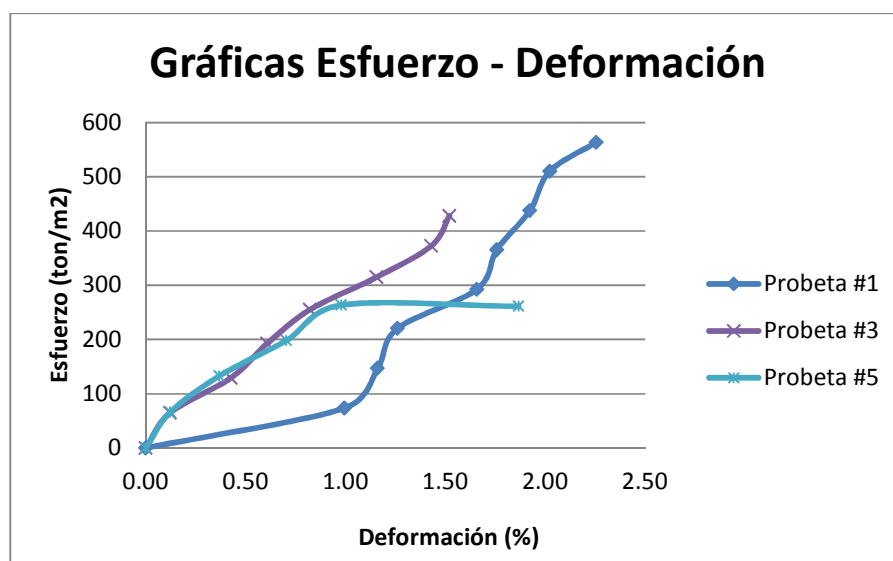


Figura 71. Gráfica Esfuerzo - Deformación Unitaria de Toba en Condición Saturada.

Tabla 18. Prueba de Compresión Simple a Toba en Condición Natural.

Probetas en condición seca (natural)		
Probeta	γ_m (g/cm ³)	σ_{desv} ton/m ²
2	2.17	751.5
4	2.02	764.84
σ_{prom}		758.17

De lo que obtenemos que en condición natural, el esfuerzo máximo que soporta la toba es de 758.17 ton/m².

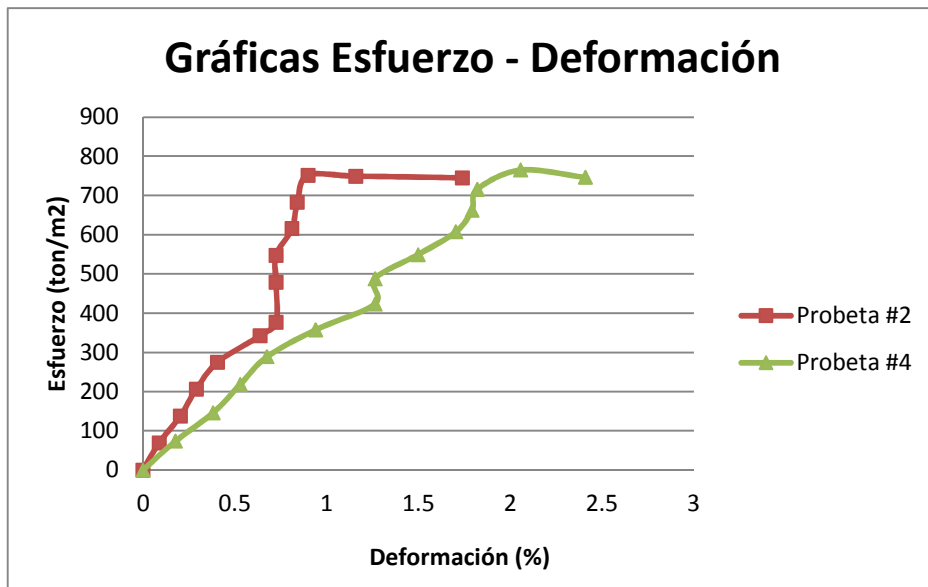


Figura 72. Gráfica Esfuerzo - Deformación Unitaria de Toba en Condición Natural.

5.4. Capacidad de Carga

Para conocer la capacidad de carga que tiene la toba en condición crítica, se presentan dos métodos distintos.

1. Para el primero, se utiliza el RQD de la toba, obtenido del Informe Técnico “Estudios Complementarios para la Exploración de la Cimentación en la Ampliación del Paso Inferior Los Arcos, Santiago de Querétaro, Qro.” (Ingeniería de Control S.A. de C.V., 2012) , en el cual se indica que es de 11%, por lo que de la tabla 7, podemos determinar que la calidad de la roca es muy mala, es decir, está muy fracturada. Debido a esto las probetas utilizadas en el

laboratorio no logran ser representativas de la condición real del macizo rocoso, por lo que para obtener un valor mayormente representativo de la capacidad de carga, utilizaremos el esfuerzo máximo obtenido en la prueba de compresión simple (en condición crítica) y lo multiplicaremos por el RQD del estrato:

$$q_c = \sigma_{desv_{max}} \times RQD$$

Dónde:

RQD = Índice de Calidad de Roca, obtenido mediante ensaye de penetración estándar.

Con las condiciones ya descritas, obtenemos una capacidad de carga de:

$$q_c = 418.35 \times 0.11 = 46.018 \text{ ton/m}^2$$

Comparando el resultado obtenido $46.018 \text{ ton/m}^2 = 0.45 \text{ MPa}$ con la capacidad de carga admisible correspondiente a un RQD de 11% mostrada en la Tabla 19, se observa que el resultado se encuentra muy por debajo del que le correspondería, por lo que podríamos decir que la capacidad de carga de la toba no es aceptable, aunque eso se definirá más adelante, al compararla con la carga que soporta.

Tabla 19. Correlación entre el índice de calidad de roca RQD y la capacidad de carga admisible (Look, 2007).

<i>RQD (%)</i>	<i>Rock description</i>	<i>Allowable bearing pressures(MPa)</i> <i>lesser of below values</i>	
0–25	Very poor	1–3	UCS or allowable stress of concrete
25–50	Poor	3–6	
50–75	Fair	6–12	
75–90	Good	12–20	
>90	Excellent	20–30	

2. En el segundo método, se obtiene la capacidad de carga en función del ángulo de fricción del suelo. Cuando la roca está estratificada o fracturada pueden darse formas de rotura muy diversas.

A continuación se muestran dos de los casos más comunes, la falla general (Figura 73) y la falla local (Figura 74), los cuales pueden estudiarse considerando la zapata sobre terrenos cohesivos o granulares, introduciendo los parámetros de resistencia al corte de la roca blanda o alterada.

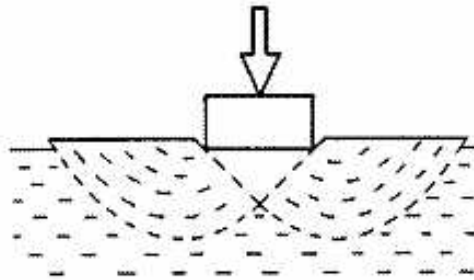


Figura 73. Roca blanda plástica, limolitas, lutitas.

Falla General.

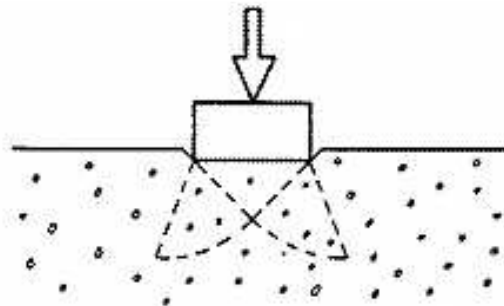


Figura 74. Roca frágil compresible, arenisca alterada, rocas calcáreas porosas.

Falla Local.

En este caso se considera el caso de falla local, ya que el estrato de toba es rígido pero se encuentra muy fracturado. Para este análisis, la toba se considera como un estrato de grava con un peso específico de 2067 kg/cm^3 . Se utiliza este peso específico, ya que es un promedio de los obtenidos para este estrato mediante las pruebas de laboratorio (Ver Anexo 1). De la tabla 20 se puede observar que para un material como el que se presenta, el ángulo de fricción varía de entre $35^\circ - 40^\circ$.

Por medio de una interpolación de datos, se obtiene que para el peso específico correspondiente a nuestro material, corresponde un ángulo de 38.84° .

Tabla 20. Ángulos de Fricción Interna para diversos tipos de Suelo.

Tipo de suelo	Consistencia	Angulo de fricción interna ϕ en grados	Peso específico en kg/cm ²
Arena gruesa o arena con grava	Compacta	40	2250
	suelta	35	1450
Arena media	Compacta	40	2080
	suelta	30	1450
Arena limosa fina o limo arenoso	Compacta	30	2080
	suelta	25	1365
Limo uniforme	Compacta	30	2160
	suelta	25	1365
Arcilla – limo	Suave a mediana	20	1440 – 1920
Arcilla limosa	Suave a mediana	15	1440 – 1920
Arcilla	Suave a mediana	0.1	1440 – 1920

En este caso se decide usar $\phi = 39^\circ$ para calcular la capacidad de carga como se presenta a continuación (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2007):

$$q_c = cN_c + \gamma h_D N_q + \frac{\gamma B N_\gamma}{2}$$

Dónde:

q_c = Presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud.

N_c, N_q, N_γ = Coeficientes adimensionales en función de ϕ .

c = Cohesión (ton/m²).

h_D = Altura de desplante de la cimentación (m).

B = Ancho de la cimentación (m)

De la Figura 75 se obtiene que para un ángulo $\phi = 39^\circ$

$$N_c = 30$$

$$N_q = 17.5$$

$$N_\gamma = 18$$

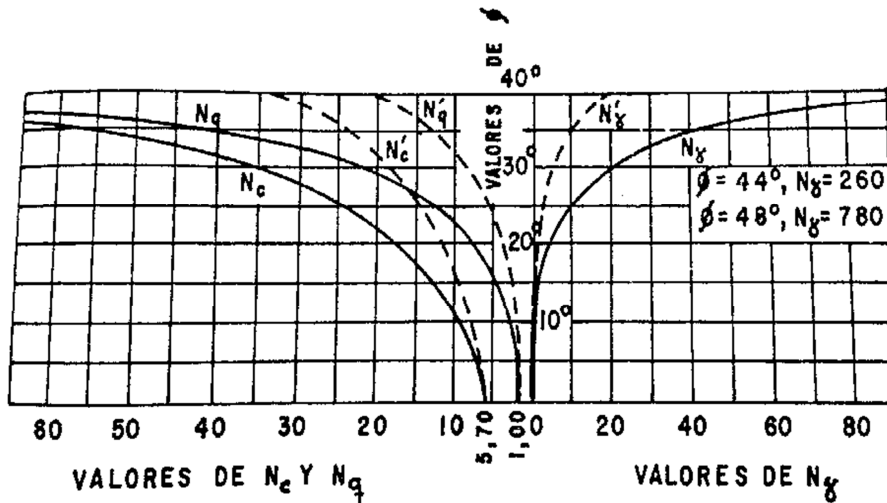


Figura 75. Valores de N_c, N_q y N_y en función de ϕ (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2007).

En la Figura 76 se muestran las dimensiones de la pilastra utilizadas para el cálculo de la capacidad de carga:

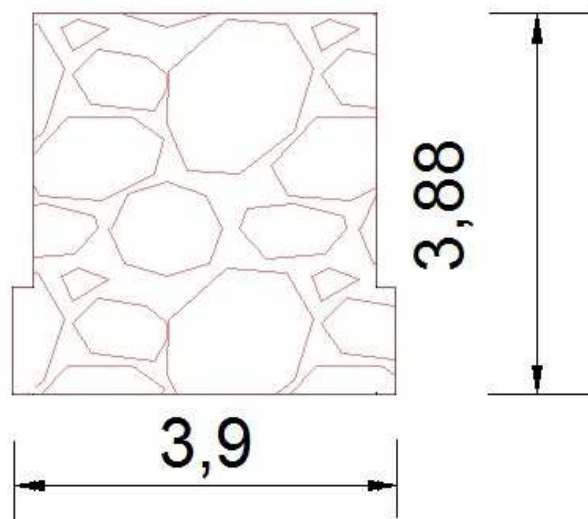


Figura 76. Dimensiones de la Zapata.

$$B = 3.9 \text{ m}$$

$$h_D = 3.88 \text{ m}$$

Dado que se supone un estrato de grava la cohesión es nula. Por lo tanto, en condición crítica (saturada) la carga admisible es:

$$q_c = (2.067 \times 3.88 \times 17.5) + \left(\frac{2.067 \times 3.9 \times 18}{2} \right) = 212.901 \text{ ton/m}^2$$

5.5. Bajada de Cargas

Se realizó el análisis de la distribución de cargas que la estructura de mampostería tiene sobre el suelo para verificar que dicha carga sea admisible y poder calcular el factor de seguridad. Para esto se dividió la pilastra y el arco en pequeños elementos como se muestra en la Figura 77.

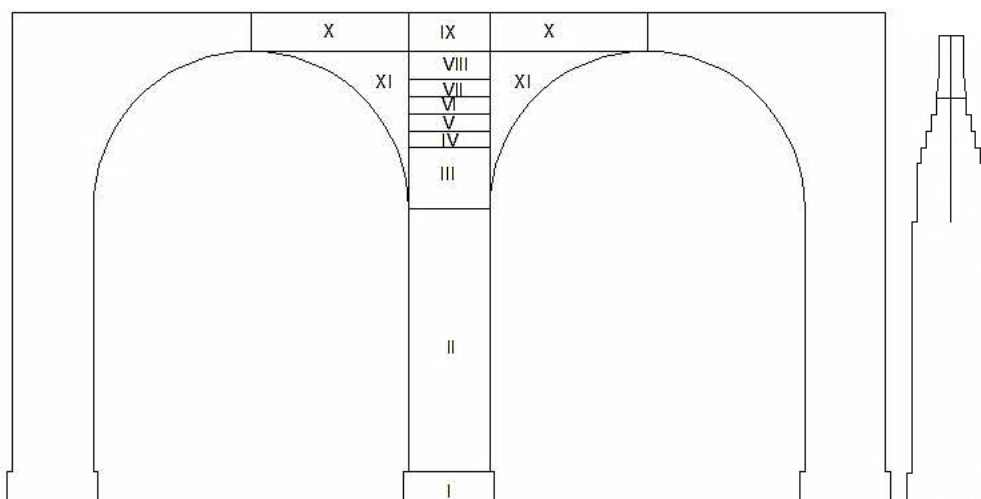


Figura 77. División de la pilastra por elementos para el cálculo de peso propio.

Material	Peso Volumétrico
Cantera Rosa	(ton/m^3)
	2.4

Tabla 21. Cálculo de Carga por Peso Propio.

Elemento	# Elementos	Área (m ²)	Espesor (m)	Volumen (m ³)	Carga por elemento (ton)	Carga Total (ton)
I	1	4.89	3.76	18.38	44.11	44.11
II	1	36.46	3.36	122.49	293.98	293.98
III	2	8.40	1.47	12.35	29.64	59.27
IV	2	2.35	1.26	2.96	7.11	14.22
V	2	2.35	1.05	2.47	5.93	11.85
VI	2	2.35	0.84	1.98	4.74	9.48
VII	2	2.35	0.63	1.48	3.56	7.11
VIII	2	1.60	3.36	5.37	12.88	25.76
IX	2	10.40	1.08	11.23	26.96	53.91
X	2	9.07	1.08	9.79	23.50	47.00
Σ						566.70

De la Tabla 21, se obtiene que cada pilastra descarga 567 ton sobre el suelo en que se encuentra apoyada. Para obtener el esfuerzo ejercido por m^2 es necesario conocer el área sobre la que la pilastra ejerce la carga, la cual se puede obtener de la Figura 78:

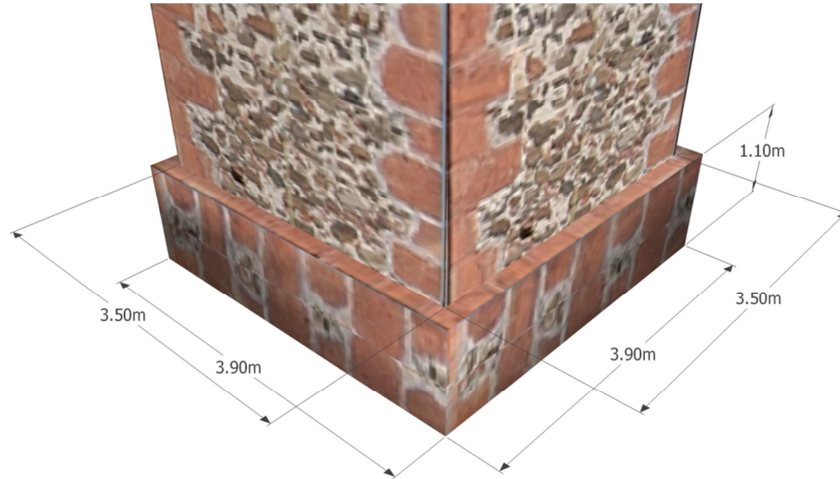


Figura 78. Dimensiones de Cimentación.

$$A = 3.9 * 3.9 = 15.21 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el esfuerzo ejercido en el suelo se obtiene mediante:

$$\sigma = \frac{q}{A} = \frac{567}{15.21} = 37.27 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Conocida la capacidad de carga y el esfuerzo ejercido en el suelo, el factor de seguridad se calcula mediante:

$$F.S = \frac{q_c}{q}$$

Y se obtiene que en condiciones críticas el factor de seguridad es de:

Para el método 1	$F.S = \frac{46.018}{37.27} = 1.23$
Para el método 2	$F.S = \frac{212.901}{37.27} = 5.71$

De lo anterior podemos concluir que la capacidad de carga admisible presentada por la toba es aceptable, ya que aun considerando la condición más crítica, soporta la carga ejercida por la pilastra.

5.6. Empuje de Tierras

Para calcular los esfuerzos horizontales que provocaran un empuje al muro, antes es necesario conocer cuáles son los esfuerzos verticales en el suelo a distintas profundidades. Estos esfuerzos se calculan por estrato. El primero es un estrato sin influencia de la carga que ejerce la cimentación y el segundo, el que recibe todo el peso de ésta.

Para obtener los esfuerzos del primer estrato, necesitamos conocer su peso volumétrico; se utiliza el promedio de los obtenidos para este estrato en las pruebas de laboratorio (Ver Anexo 1).

$$\gamma_m = 1.7 \text{ ton/m}^3$$

Conociendo el peso volumétrico del suelo, podemos calcular el esfuerzo ejercido sobre éste por peso propio a distintas profundidades. En la Tabla 22 se muestra esta distribución de esfuerzos hasta llegar al nivel de desplante de la cimentación, donde comienza el segundo estrato.

Tabla 22. Esfuerzos Verticales en el Primer Estrato.

Profundidad (m)	$\sigma_v \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$
0.3	0.51
0.6	1.02
0.9	1.53
1.2	2.04
1.5	2.55
1.8	3.06
2.1	3.57
2.4	4.08
2.7	4.59
3	5.1
3.3	5.61
3.6	6.12
3.9	6.63

Para conocer la distribución de esfuerzos en el segundo estrato, se utiliza el método de Boussinesq para una superficie rectangular uniformemente cargada (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2007).

Se calculó la distribución de esfuerzos que ejerce la cimentación de la pilastra a distintas profundidades en el suelo ubicado debajo de la esquina de la zapata como se muestra en la Figura 79 (Tabla 23), mediante:

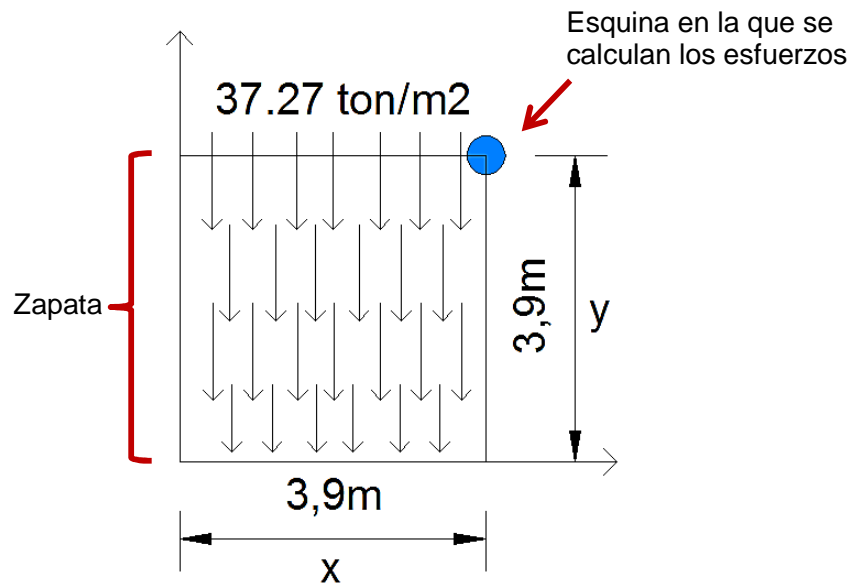


Figura 79. Distribución de esfuerzos debajo de la esquina de la zapata.

$$m = \frac{x}{z} \quad ; \quad n = \frac{y}{z}$$

Tabla 23. Distribución de esfuerzos en estrato de toba bajo la esquina de la cimentación.

	Prof. (m)	x (m)	y (m)	m=x/z	n=y/z	w ₀	σ _z ton/m ²	P ₀ ton/m ²	σ _v ton/m ²
Esquina	4	3.9	3.9	0.98	0.98	0.176	6.56	0.00	6.56
	4.4	3.9	3.9	0.89	0.89	0.160	5.96	0.83	6.79
	4.8	3.9	3.9	0.81	0.81	0.147	5.48	1.65	7.13
	5.2	3.9	3.9	0.75	0.75	0.134	4.99	2.48	7.47
	5.6	3.9	3.9	0.70	0.70	0.129	4.81	3.31	8.12
	6	3.9	3.9	0.65	0.65	0.115	4.29	4.13	8.42
	6.5	3.9	3.9	0.60	0.60	0.105	3.91	5.17	9.08
	6.7	3.9	3.9	0.58	0.58	0.098	3.65	5.58	9.233

Dónde:

m, n = Parámetros del punto donde se requiere calcular el esfuerzo.

x = Distancia en el eje x del origen al punto de estudio (m).

y = Distancia en el eje y del origen al punto de estudio (m).

z = Profundidad (m).

De la Figura 80 se obtiene un coeficiente w_0 en función de los parámetros m y n .

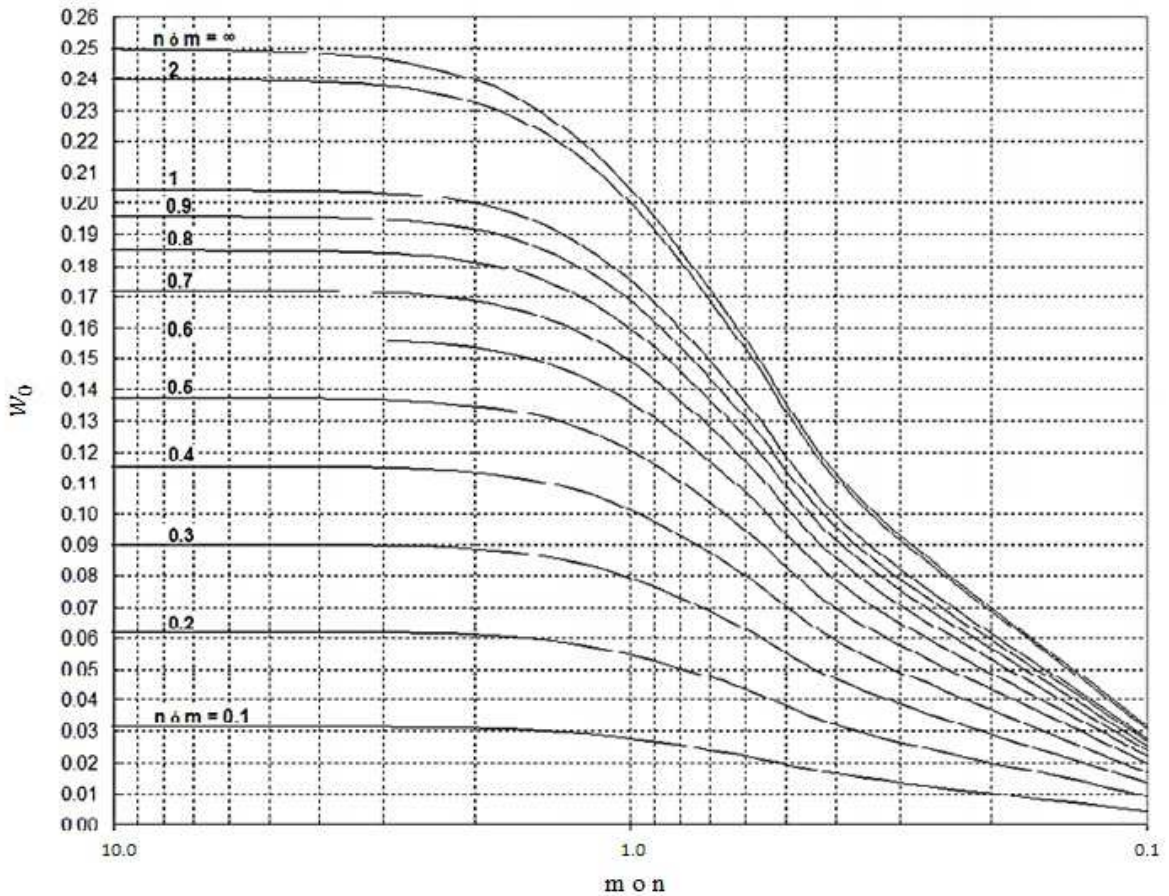


Figura 80. Gráfica de coeficientes de influencia w_0 en función de n y m .

Para calcular el esfuerzo causado por la carga de la cimentación:

$$\sigma_z = w * w_0$$

Dónde:

σ_z = Esfuerzo vertical ocasionado por la carga de la cimentación.

w = Carga distribuida de la cimentación.

w_0 = Factor de influencia obtenido de tablas.

Finalmente, para conocer el esfuerzo total vertical, se suma al esfuerzo obtenido por el método de Boussinesq el esfuerzo causado por el peso propio del suelo.

$$\sigma_v = P_0 + \sigma_z$$

Para calcular el esfuerzo vertical ocasionado por la carga de la cimentación sobre el suelo ubicado al centro de la zapata y a diferentes profundidades, se divide la zapata en cuatro pequeñas partes y se calcula el esfuerzo en la esquina de una de esas partes como se muestra en la Figura 81.

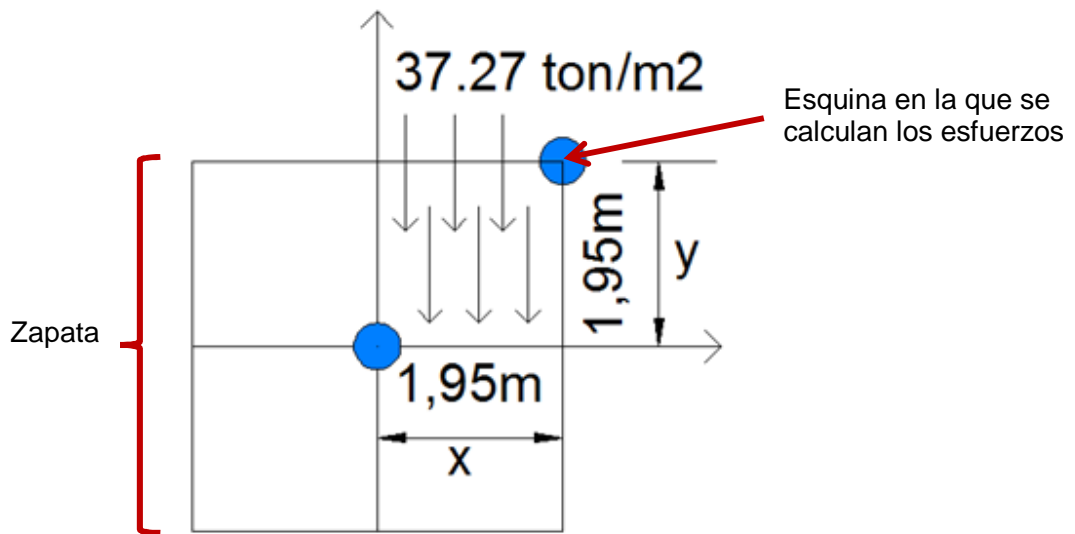


Figura 81. Cálculo de la distribución de esfuerzos debajo del centro de la zapata.

El esfuerzo obtenido en la esquina de la cuarta parte de la zapata, es después multiplicado por cuatro para finalmente obtener el esfuerzo al centro de la zapata. Los resultados finales se muestran en la Tabla 24.

Tabla 24. Distribución de esfuerzos en estrato de toba bajo el centro de la cimentación.

	Prof.	X	Y	m=x/z	n=y/z	w ₀	σ _z ton/m ²	P ₀ ton/m ²	σ _v ton/m ²
	(m)	(m)	(m)						
Centro	4	1.95	1.95	0.49	0.49	0.083	12.374	0.00	12.37
	4.4	1.95	1.95	0.44	0.44	0.070	10.436	0.83	11.26
	4.8	1.95	1.95	0.41	0.41	0.060	8.945	1.65	10.60
	5.2	1.95	1.95	0.38	0.38	0.055	8.199	2.48	10.68
	5.6	1.95	1.95	0.35	0.35	0.045	6.709	3.31	10.02
	6	1.95	1.95	0.33	0.33	0.043	6.410	4.13	10.54
	6.5	1.95	1.95	0.30	0.30	0.038	5.665	5.17	10.83
	6.7	1.95	1.95	0.29	0.29	0.036	5.367	5.58	10.95

Conocidos los esfuerzos verticales a distintas profundidades, se procede a analizar el tipo de empuje que ejercerá cada estrato sobre el muro (activo o pasivo) y se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

Cálculo de Presión Activa:

$$P_a = \sigma_v \left(\frac{1 - \operatorname{sen}\varphi}{1 + \operatorname{sen}\varphi} \right) - 2c \left(\sqrt{\frac{1 - \operatorname{sen}\varphi}{1 + \operatorname{sen}\varphi}} \right)$$

Cálculo de Presión Pasiva

$$P_p = \sigma_v \left(\frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} \right) + 2c \left(\sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}} \right)$$

Dónde:

P_a = Presión activa.

P_p = Presión pasiva.

σ_v = Presión vertical del suelo.

φ = Ángulo de fricción del suelo.

c = Cohesión del suelo.

La toba no ejerce presión alguna sobre el muro, debido a que es un estrato rígido.

El empuje que ejerce el suelo del primer estrato sobre el muro es activo, debido a que el suelo ejerce presión sobre el muro y no viceversa.

Para calcular este empuje en condición crítica, se tomaron en cuenta los siguientes parámetros:

- La cohesión es nula, por lo que desaparece el segundo término de las ecuaciones presentadas y el empuje activo se calcula ahora mediante:

$$P_a = \sigma_v * k_a$$

Dónde:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi}{1 + \operatorname{sen}\varphi}$$

- Según lo mencionado en el Capítulo II, en consideraciones generales para pruebas triaxiales, para una construcción sobre una capa de arcilla con abundantes intercalaciones de arena y con un drenaje rápido y eficiente, como es el caso, es recomendable realizar una prueba CD. Para simular la condición crítica esta prueba se realiza con probetas de suelo saturadas. De estas pruebas (Ver Anexo 1) se obtuvo un promedio de $\varphi = 11.96^\circ$

Entonces, obtenemos que para $\varphi = 11.96^\circ$:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}(11.96)}{1 + \operatorname{sen}(11.96)} = \frac{1 - 0.207}{1 + 0.207} = 0.6567$$

Para obtener el empuje lateral que tendrá el suelo sobre el muro, se multiplica el esfuerzo vertical obtenido σ_v por el factor k_a . Las cargas laterales resultantes se muestran en la Tabla 25.

Tabla 25. Esfuerzos actuantes sobre el muro.

Prof. (m)	σ_v (ton/m ²)	σ_a (ton/m ²)
0.3	0.51	0.33
0.6	1.02	0.67
0.9	1.53	1.00
1.2	2.04	1.34
1.5	2.55	1.67
1.8	3.06	2.01
2.1	3.57	2.34
2.4	4.08	2.68
2.7	4.59	3.01
3	5.10	3.35
3.3	5.61	3.69
3.6	6.12	4.02
3.9	6.63	4.35
4	6.80	4.47

VI. ANÁLISIS DE PROPUESTAS

Ahora que ya se conocen las condiciones del suelo de la zona y los esfuerzos que actuarán sobre el muro, podemos hacer un análisis mucho más acertado de las soluciones que se han propuesto previamente.

Empezaremos por descartar la propuesta del Segundo Desnivel, ya que como se observa en el perfil estratigráfico, nos topáramos con basalto, lo cual aumenta mucho el costo del proyecto, además de que reduce el factor seguridad para la estructura en un gran porcentaje, pues las vibraciones provocadas por realizar excavación en basalto podrían causarle daños al Acueducto.

Las otras dos propuestas se analizarán un poco más a fondo, comparando su proceso constructivo, en cuestión de tiempo y costos, además de buscar cual es la solución más segura, es decir, que no cause daños a la estructura de los Arcos.

6.1. Túnel Adyacente

6.1.1 Costo

En la tabla 26 se presenta un breve resumen de los costos principales que conllevaría realizar un proyecto como este.

Tabla 26. Costos de la Propuesta "Túnel Adyacente" en peso mexicano.

Concepto	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo
Excavación y perforación a máquina de material hasta 12 metros de profundidad	m3	9873.96	\$ 2,127.36	\$ 21,005,467.55
Muro de contención de concreto armado de hasta 60 cm de espesor o diámetro.	m2	571.00	\$ 6,605.82	\$ 3,771,925.43
Losa y tabletas para puentes en pasos vehiculares	m2	5000.00	\$ 4,228.34	\$ 21,141,700.00
Suministro, preparación y tendido de subcapas y carpeta asfáltica flexible.	m2	11750.00	\$ 217.19	\$ 2,551,982.50
			Total	\$ 48,470,975.52

6.1.2 Proceso Constructivo

En la Tabla 27 se presenta el proceso constructivo propuesto para esta solución.

Tabla 27. Proceso Constructivo de Propuesta "Tunel Adyacente"

	Actividad	Duración (días)
1	Estudios de ingeniería de tránsito.	5
2	Estudios de mecánica de suelos	27
3	Demolición de banquetas y guarniciones	4
4	Demolición de camellón Calzada de los Arcos.	4
5	Cerrar Calzada de los Arcos.	1
6	Cercado de área de trabajo con malla ciclónica	2
7	Construcción de carriles provisionales en el camellón	30
8	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material A y B	34
9	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material C	34
10	Colado de pilas PP-1 sección 1 en claro intermedio	34
11	Colado de pilas PP-1 sección 2	34
12	Colado de pilas PP-2	34
13	Descabece de pilas hasta 50cm con rompedora neumática	5
14	Construcción de trabe perimetral TP-1	10
15	Construcción de trabe perimetral TP-2	10
16	Construcción de trabe perimetral TP-3	10
17	Paso de Centrales a provisionales 1	3
18	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material A y B	25
19	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material C	25
20	Colado de Pilas P-1 de 55 cm de diámetro	25
21	Perforación con máquina rotatoria de 65 cm en A y B	25
22	Perforación con máquina rotatoria de 65 cm en C	25
23	Colado de Pilas P-2 de 65 cm de diámetro	25
24	Descabece de pilas de 55 cm de diámetro hasta 50 cm de longitud.	5
25	Descabece de pilas de 65 cm de diámetro hasta 50 cm de longitud.	5
26	Construcción de trabe de anclajeTA-1 de 65x80 cm	10
27	Construcción de trabe T-1	10
28	Construcción de trabe T-2	10
29	Construcción de muro estribo	10
30	Excavación de cajón nuevo lateral	25
31	Demolición de pavimento viejo en BBQ	10
32	Corte y traslado de elementos de concreto armado en losas y muros de 60 cm de espesor promedio con hilo diamantado	30

33	Colocación de tabletas de losa prefabricadas	30
34	Colocación de acero e instalaciones ahogadas en losa de compresión.	8
35	Construcción de losa de compresión de 15 cm de espesor.	15
36	Colocación de anclajes	3
37	Paso de Centrales a provisionales 2	3
38	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material A y B	34
39	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material C	34
40	Colado de Pilas P-1 de 55 cm de diámetro	34
41	Perforación con máquina rotatoria de 65 cm en A y B	34
42	Perforación con máquina rotatoria de 65 cm en C	34
43	Colado de Pilas P-2 de 65 cm de diámetro	34
44	Descabece de pilas de 55 cm de diámetro hasta 50 cm de longitud.	5
45	Descabece de pilas de 65 cm de diámetro hasta 50 cm de longitud.	10
46	Construcción de trabe de anclajeTA-1 de 65x80 cm	10
47	Construcción de trabe T-1	10
48	Construcción de trabe T-2	10
49	Construcción de muro estribo	10
50	Excavación de cajón nuevo lateral	25
51	Demolición de pavimento viejo en BBQ	10
52	Corte y traslado de elementos de concreto armado en losas y muros de 60 cm de espesor promedio con hilo diamantado	30
53	Colocación de tabletas de losa prefabricadas	30
54	Colocación de instalaciones ahogadas en losa de compresión.	8
55	Construcción de losa de compresión de 15 cm de espesor.	15
56	Colocación de anclajes	3
57	Colado de piso de concreto de 25 cm de espesor con acabado estampado	16
58	Construcción de banquetas y guarniciones	14
59	Construcción de pavimento en BBQ	35
60	Colocación de señalamientos y semaforización	8
61	Pintura en guarniciones y pavimento	8

En la Figura 82 se muestra el Diagrama de Gantt para el proceso descrito, del cual se puede concluir que el tiempo mínimo para concluir este proyecto sería de 476 días.

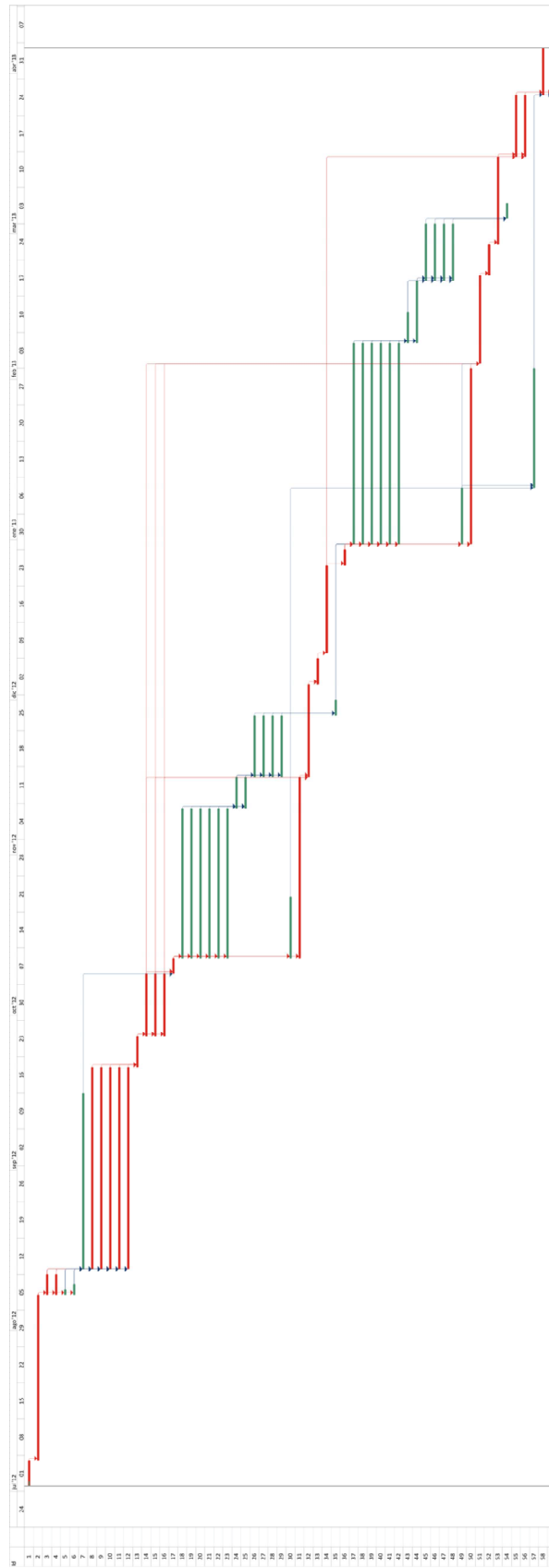


Figura 82. Diagrama de Gantt de proposta "Tunel Adyacente".

6.1.3 Seguridad en la Obra

Se realizó un análisis mediante SAP-2000 para conocer la deflexión que tendría el muro ante las cargas ejercidas por el suelo.

El análisis se realizó en un muro conformado por tres tableros de 1.66 m de largo y 0.38 m de ancho como se muestra en la Figura 83.

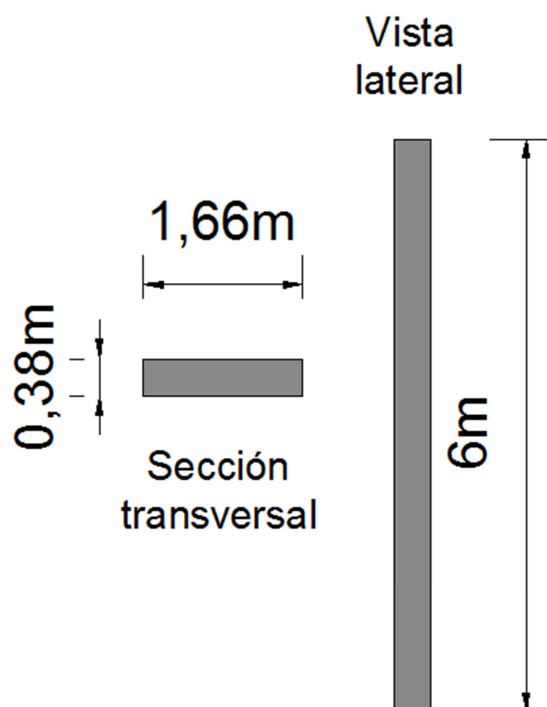


Figura 83. Dimensiones de tablero de muro.

El empuje activo obtenido en el Capítulo V, mostrado en la tabla 25, se convirtió de presión lateral a cargas lineales distribuidas (ton/m), las cuales se muestran en la Figura 84 a 1.2 m, 2.7 m y 4 m respectivamente (siendo 0 m el punto más alto). Estas cargas fueron utilizadas para realizar el análisis de esfuerzos en el muro. En la Figura 85 se observa la deflexión en cm provocada por dichas cargas.

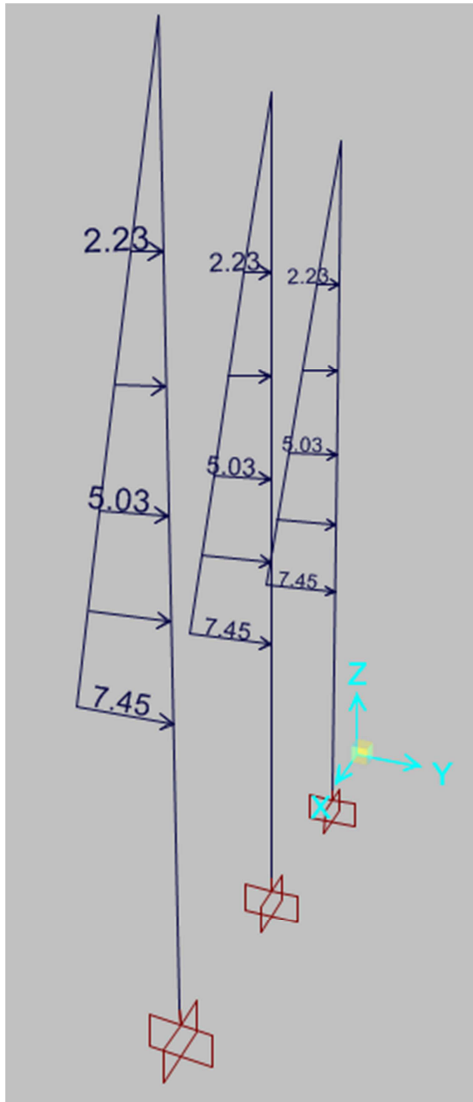


Figura 84. Empuje de tierras ejercido sobre el muro (ton/m).

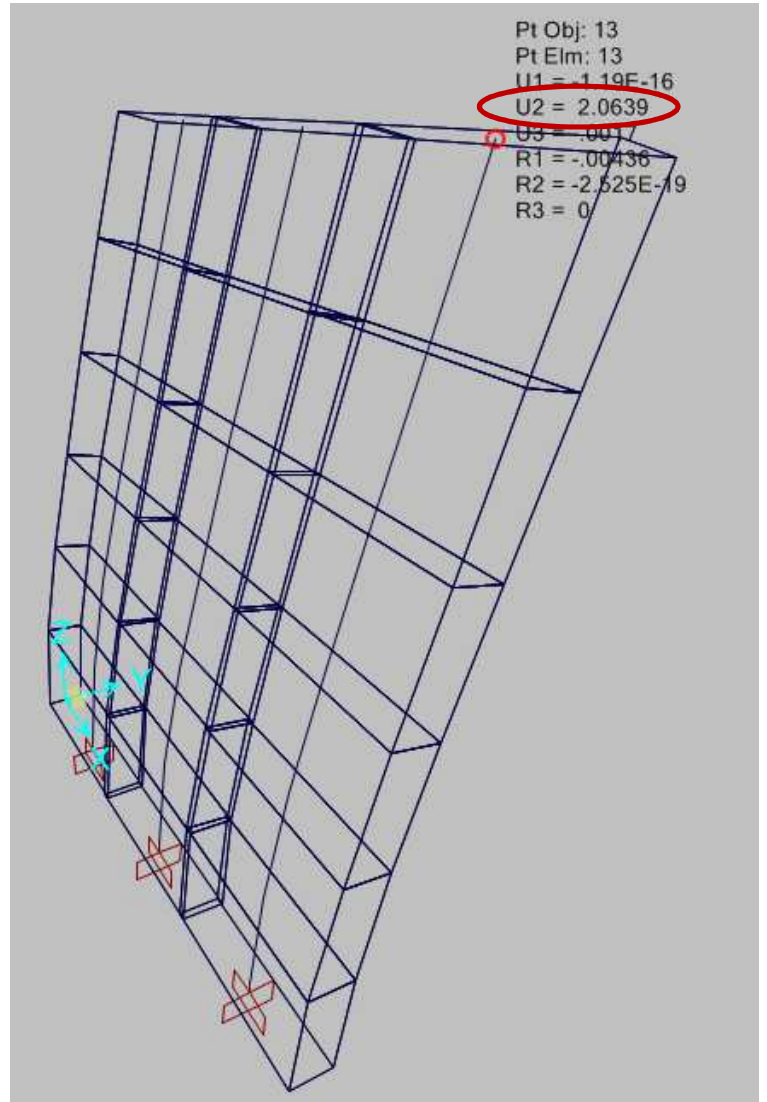


Figura 85. Deflexión del muro en cm.

En la Figura 86 se observan los diagramas de cortante (ton) y momento (ton-cm) en el muro así como la deflexión máxima (cm), la cual se da en la parte superior del muro. En la Figura 87 se muestra la deflexión a 2 m sobre el nivel de desplante, que es el punto donde inicia el empuje de tierras; la deflexión en ese punto será igual al desplazamiento que tendrá la zapata en su esquina inferior (asentamiento).

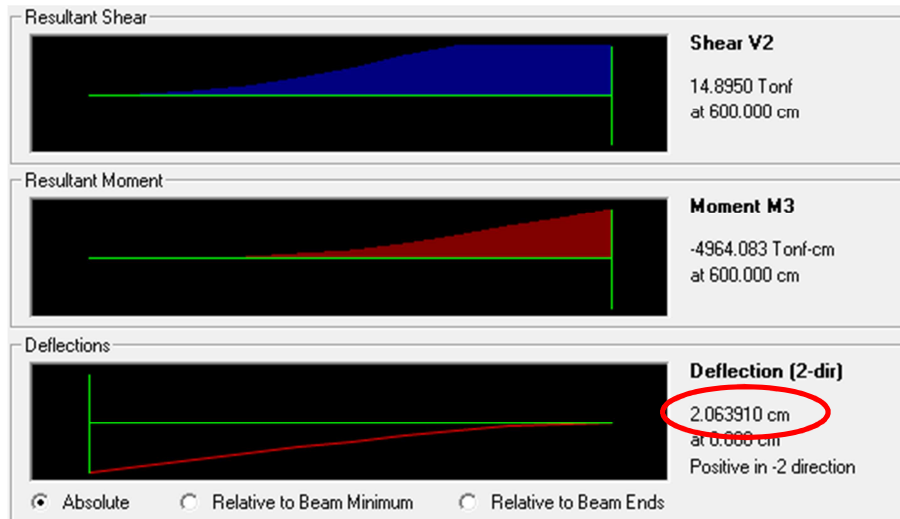


Figura 86. Diagramas de cortante, momento y deflexión máxima del muro.

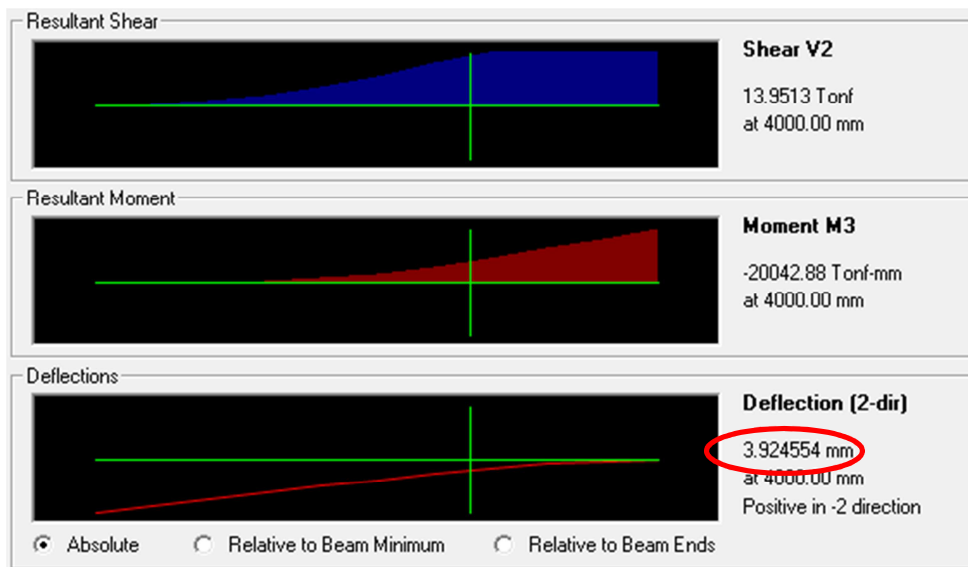


Figura 87. Deflexión en el muro a dos metros de la altura de desplante de la zapata (mm).

De este análisis resulta que al utilizar esta propuesta como la solución a llevar a cabo, se daría un asentamiento de 3.9 mm en un lado de la cimentación de una de las pilastras.

6.2. Solución de Ampliación a tres carriles mediante Pantalla de Pilotes.

6.2.1 Costo

En la tabla 28 se presenta un breve resumen de los costos principales que conllevaría realizar un proyecto como este.

Tabla 28. Costos de la Propuesta de "Ampliación mediante Pantalla de Pilotes" en peso mexicano.

Concepto	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo
Excavación y perforación a máquina de material hasta 12 metros de profundidad	m3	3198.82	\$ 2,127.36	\$ 6,805,021.00
Muro de contención de concreto armado de hasta 60 cm de espesor o diámetro.	m2	704.00	\$ 6,605.82	\$ 4,650,500.00
Losa y tabletas para puentes en pasos vehiculares	m2	900.00	\$ 4,228.34	\$ 3,805,504.21
Suministro, preparación y tendido de subcapas y carpeta asfáltica flexible.	m2	18,465.00	\$ 217.19	\$ 4,010,339.00
			Total	\$ 19,271,364.21

6.2.2 Proceso Constructivo

En la Tabla 29 se presenta el proceso constructivo planteado para esta solución.

Tabla 29. Proceso Constructivo para Propuesta de Ampliación por Pilotes.

	Actividad	Duración (días)
1	Estudios de ingeniería de tránsito.	5
2	Estudios de mecánica de suelos.	27
3	Demolición de banquetas y guarniciones	4
4	Demolición de camellón Calzada de los Arcos.	4
5	Cerrar Calzada de los Arcos.	1
6	Cercado de área de trabajo con malla ciclónica	2
7	Construcción de carriles provisionales en el camellón	30
8	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material A y B	34

9	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material C	34
10	Colado de pilas PP-1 sección 1 en claro intermedio	34
11	Colado de pilas PP-1 sección 2	34
12	Colado de pilas PP-2	34
13	Descabece de pilas hasta 50cm con rompedora neumática	5
14	Construcción de trabe perimetral TP-1	10
15	Construcción de trabe perimetral TP-2	10
16	Construcción de trabe perimetral TP-3	10
17	Paso de Centrales a provisionales 1	3
18	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material A y B	25
19	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material C	25
20	Colado de Pilas P-1 de 55 cm de diámetro	25
21	Perforación con máquina rotatoria de 65 cm en A y B	25
22	Perforación con máquina rotatoria de 65 cm en C	25
23	Colado de Pilas P-2 de 65 cm de diámetro	25
24	Descabece de pilas de 55 cm de diámetro hasta 50 cm de longitud.	5
25	Descabece de pilas de 65 cm de diámetro hasta 50 cm de longitud.	5
26	Construcción de trabe de anclajeTA-1 de 65x80 cm	10
27	Construcción de trabe T-1	10
28	Construcción de trabe T-2	10
29	Construcción de muro estribo	10
30	Demolición de pavimento viejo en BBQ	10
31	Corte y traslado de elementos de concreto armado en losas y muros de 60 cm de espesor promedio con hilo diamantado	30
32	Colocación de tabletas de losa prefabricadas	15
33	Colocación de acero e instalaciones ahogadas en losa de compresión.	5
34	Construcción de losa de compresión de 15 cm de espesor.	15
35	Colocación de anclajes	3
36	Paso de Centrales a provisionales 2	3
37	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material A y B	34
38	Perforación con máquina rotatoria de 55 cm de diámetro en material C	34
39	Colado de Pilas P-1 de 55 cm de diámetro	34
40	Perforación con máquina rotatoria de 65 cm en A y B	34
41	Perforación con máquina rotatoria de 65 cm en C	34
42	Colado de Pilas P-2 de 65 cm de diámetro	34
43	Descabece de pilas de 55 cm de diámetro hasta 50 cm de longitud.	5
44	Descabece de pilas de 65 cm de diámetro hasta 50 cm de longitud.	10
45	Construcción de trabe de anclajeTA-1 de 65x80 cm	10
46	Construcción de trabe T-1	10
47	Construcción de trabe T-2	10

48	Construcción de muro estribo	10
49	Demolición de pavimento viejo en BBQ	10
50	Corte y traslado de elementos de concreto armado en losas y muros de 60 cm de espesor promedio con hilo diamantado	30
51	Colocación de tabletas de losa prefabricadas	15
52	Colocación de instalaciones ahogadas en losa de compresión.	5
53	Construcción de losa de compresión de 15 cm de espesor.	15
54	Colocación de anclajes	3
55	Colado de piso de concreto de 25 cm de espesor con acabado estampado	10
56	Construcción de banquetas y guarniciones	10
57	Construcción de pavimento en BBQ	20
58	Colocación de señalamientos y semaforización	8
59	Pintura en guarniciones y pavimento	8

En la Figura 88 se muestra el Diagrama de Gantt para el proceso descrito, del cual se puede concluir que el tiempo mínimo para concluir este proyecto sería de 277 días.

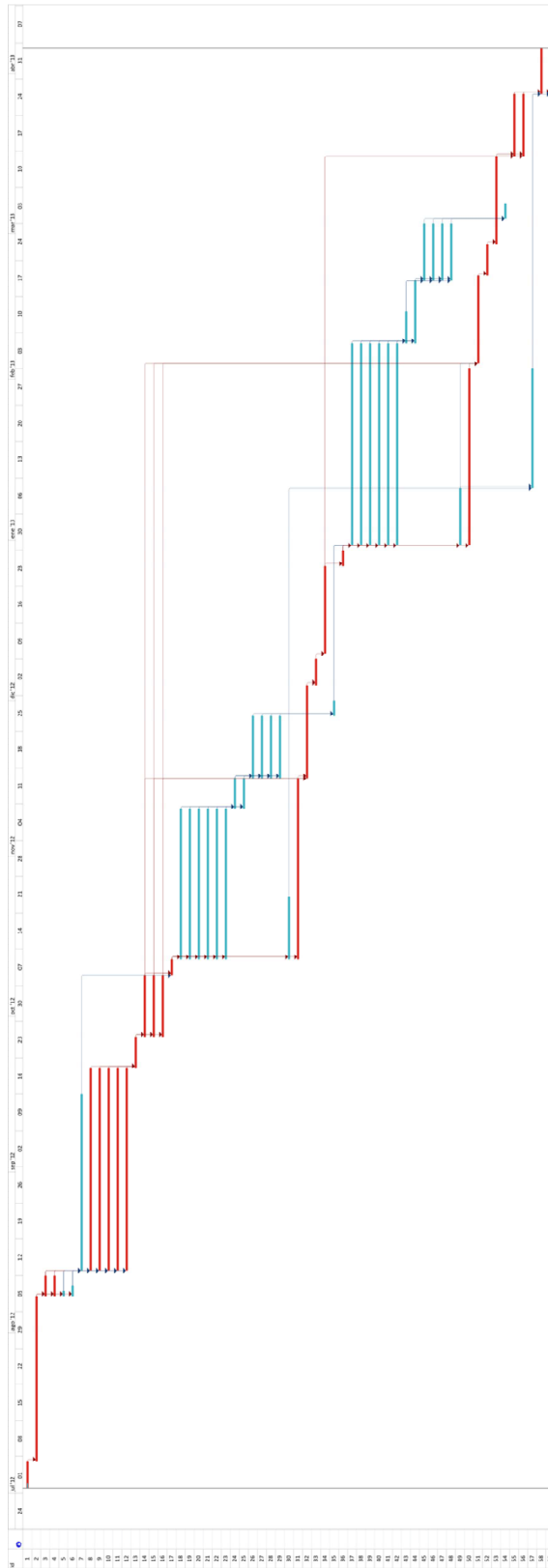


Figura 88. Diagrama de Gantt para propuesta "Ampliación mediante Pantalla de Pilotes"

6.2.3 Seguridad en la obra

Para el tipo de muro "Pilotes" se consideran los pilotes colados en sitio, ya que por las condiciones del terreno sería peligroso utilizar pilotes hincados, pues las vibraciones al colocarlos en los estratos de toba y basalto podrían causar daños significativos en la estructura de mampostería

Se propone entonces un sistema de pilotes colados en sitio conformado por diez pilotes en la parte frontal, parte en que colindan la zapata y la carretera, dos pilotes de cada lado y otros tres en la parte de atrás, unidos por un anillo de concreto en la parte superior como se muestra en las Figuras 89 y 90.

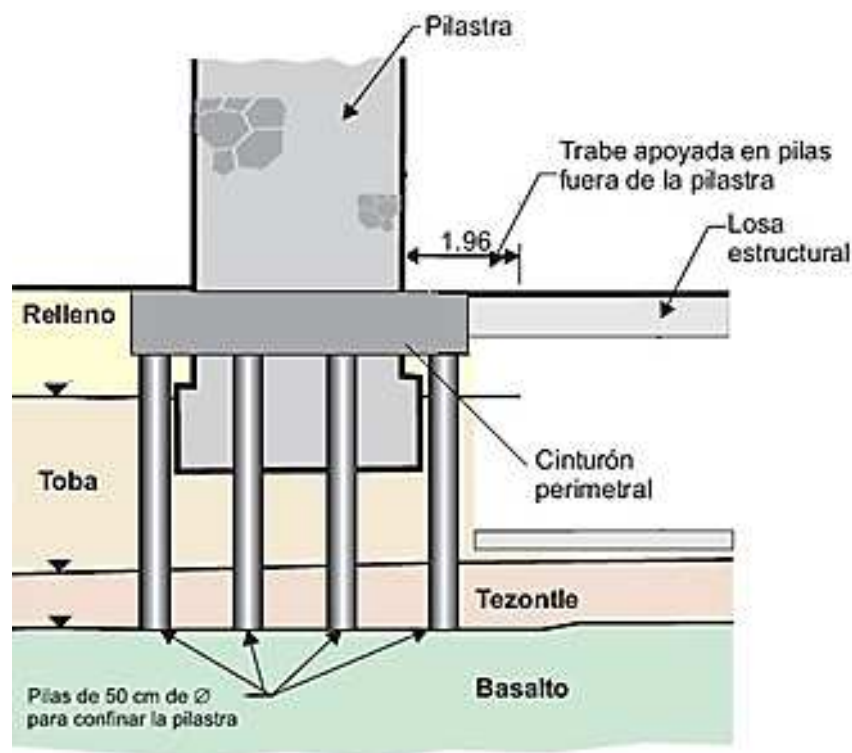


Figura 89. Sistema de Pilotes para confinamiento de zapata (Santoyo, et al., 2012)

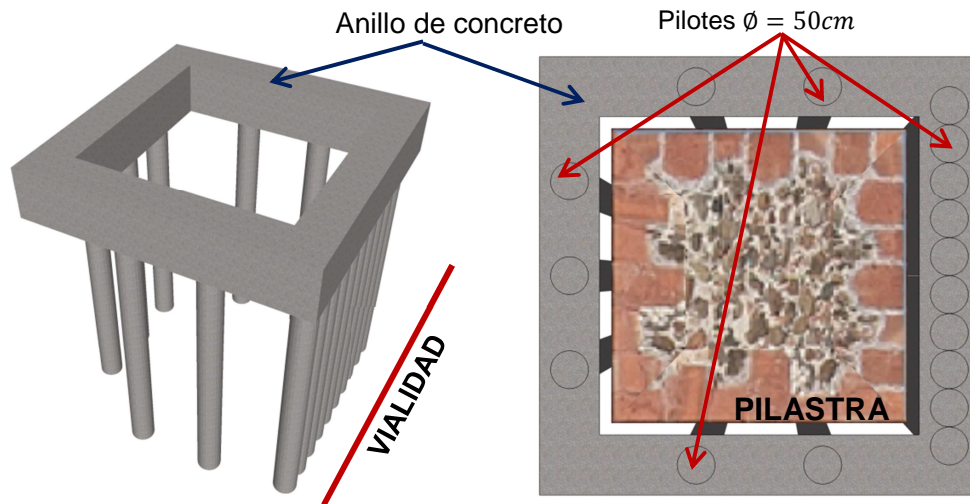


Figura 90. Sistema de pilotes para confinamiento de la zapata.

Se realizó el mismo análisis para conocer el comportamiento del sistema bajo el empuje del suelo. Al igual que en el caso anterior, la presión lateral se convirtió a carga lineal distribuida (ton/m). Estas cargas únicamente se aplicaron sobre la pantalla frontal conformada por diez pilotes, ya que los pilotes ubicados en los laterales y en la parte posterior no reciben empuje por parte del suelo, pues su función es completar el sistema de confinamiento de la pilastra (Figura 91). La deflexión causada por estas cargas se muestra en la Figura 92 (cm).

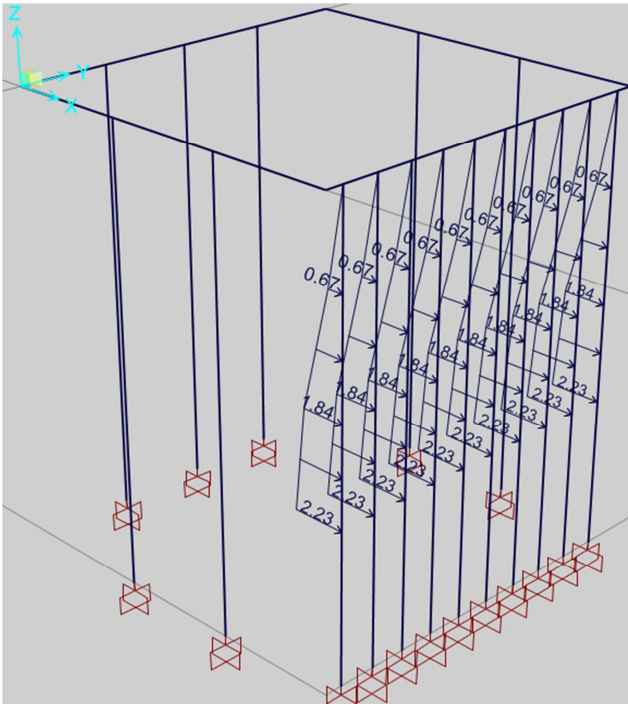


Figura 91. Empuje de tierras ejercido en el sistema de pilotes (ton/m).

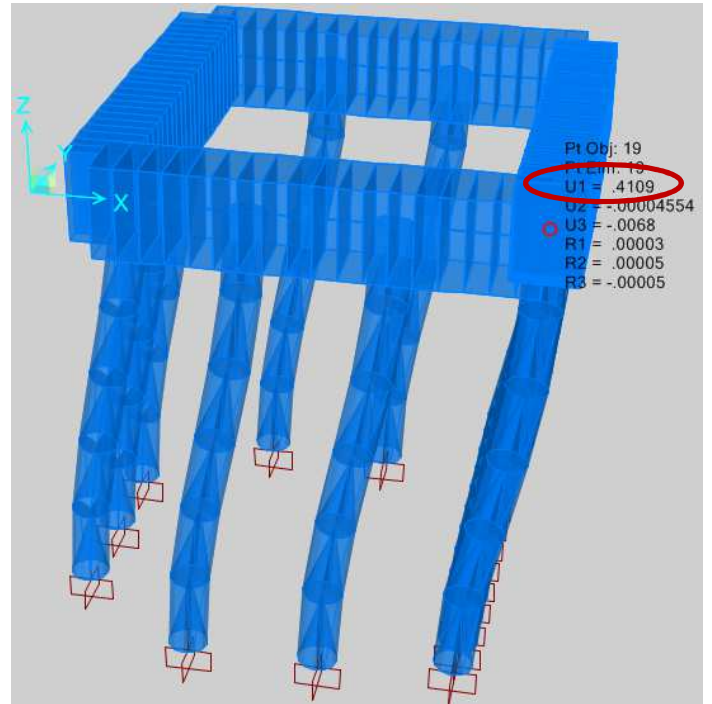


Figura 92. Deflexión en sistema de pilotes en cm.

Los diagramas de cortante (ton) y momento (ton-mm) de cada pilote, así como la deflexión máxima, la cual se da en la parte superior del pilote, se muestran en la Figura 93. En la Figura 94 se muestra la deflexión a 2 m sobre el nivel de desplante, que es la deflexión que será igual al desplazamiento que tendrá la zapata en su esquina inferior (asentamiento).

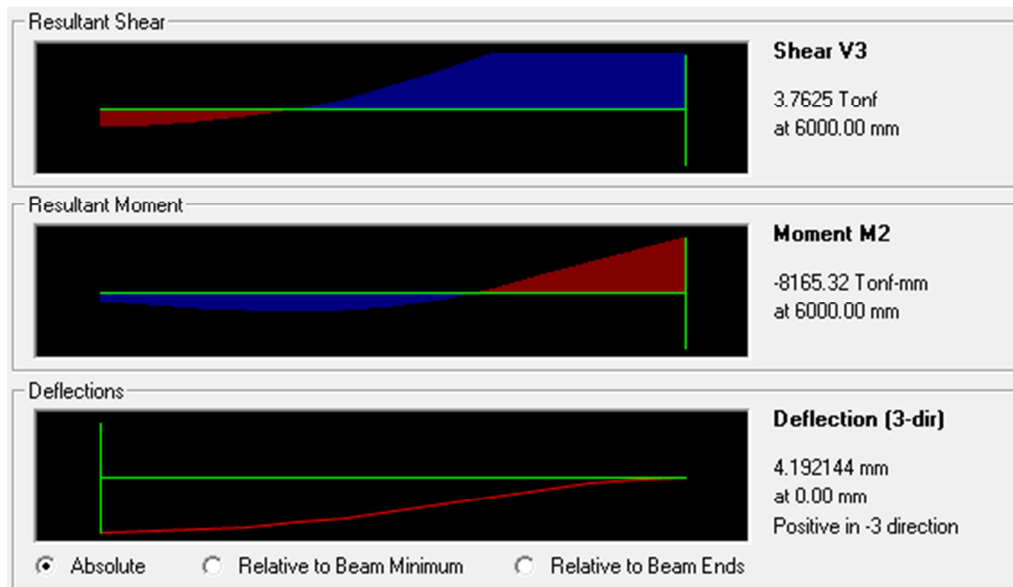


Figura 93. Diagramas de cortante, momento y deflexión máxima del sistema.

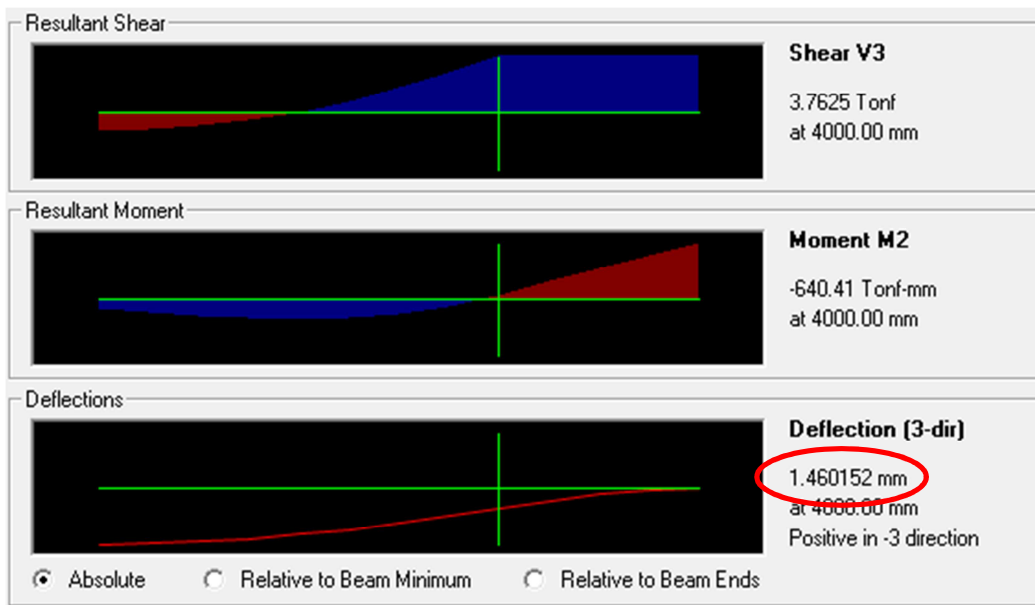


Figura 94. Deflexión en el sistema a dos metros de la altura de desplante de la zapata (mm).

Se observa que este sistema tiene una deflexión menor a la del muro conformado por tableros, siendo esta de cuatro milímetros en la parte superior y provocando a la pilastra un asentamiento de 1.4 mm.

6.3. Comparación de Propuestas

Después de realizar el estudio geotécnico en la zona del problema, una de las propuestas planteadas (Segundo Desnivel) se volvió inviable, debido a que los afloramientos de basalto están a una profundidad muy cercana al nivel de calle actual en algunas zonas. Por lo tanto, se realizó un análisis más a fondo solamente de las otras dos propuestas restantes.

Los resultados se muestran en la Tabla 30.

Tabla 30. Comparación de propuestas.

	“Túnel Adyacente”	“Ampliación por Sistema de Pilotes”
Costo	\$ 48,470,975.52	\$ 19,271,364.21
Tiempo de Construcción*	476 días	277 días
Asentamiento Provocado	4 mm	1.4 mm

Ventajas	Existen variantes de esta propuesta que podrían hacer más eficiente la solución, además de que se pueden proyectar hasta 4 carriles.	Es una solución práctica, rápida y sencilla. No se esperan grandes complicaciones en este proyecto.
Desventajas	Para llevarse a cabo tendrían que desviarse todos los vehículos que transitan por la zona, ya que exige el cierre de los laterales, haciendo un poco problemática su realización.	No se puede proyectar un carril extra a futuro.

El tiempo de construcción está indicado en días naturales, contando el domingo como día no laborable.

Basado en el análisis realizado, se determinó que la solución que mejor se adapta a las necesidades de la zona es la "Ampliación a tres carriles mediante Sistema de Pilotes", ya que es la más económica, rápida y segura para la estructura en cuestión.

VII. RESULTADOS

7.1. Efectos en la Estructura.

Para reiterar que la propuesta elegida ha sido la mejor, se realiza un análisis de esfuerzos mediante SAP-2000 en la estructura de arcos de mampostería, aplicando los asentamientos obtenidos del análisis al sistema de pilotes.

La Figura 95 muestra la distribución de esfuerzos que tiene la estructura utilizando como carga únicamente el peso propio de ésta.

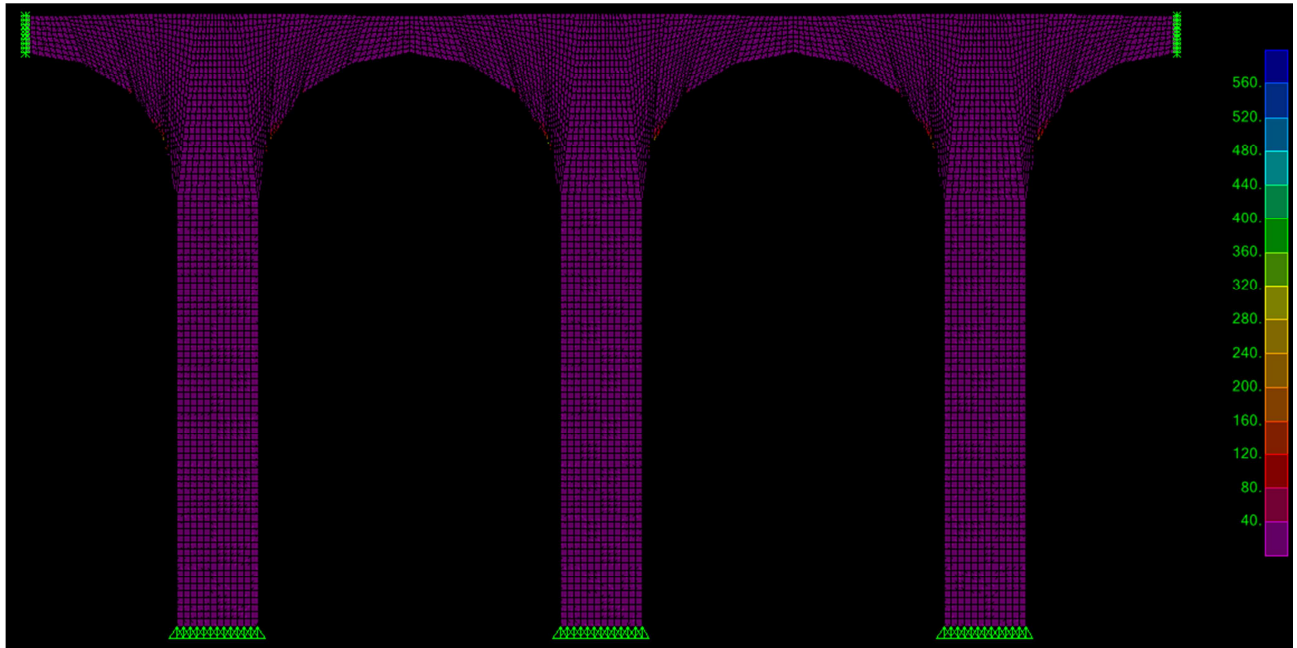


Figura 95. Distribución de esfuerzos provocada por el peso propio de la estructura

Se observa que no se presentan grandes esfuerzos en la estructura, ya que la mayoría son del orden de 40 kg/cm^2 , aumentando en la zona interna del arco, en donde se presentan esfuerzos de entre 80 y 120 kg/cm^2 . El esfuerzo más grande encontrado es de 383.6 kg/cm^2 y se presenta en la parte inferior de la unión de la pilastra y el arco (Figura 96).

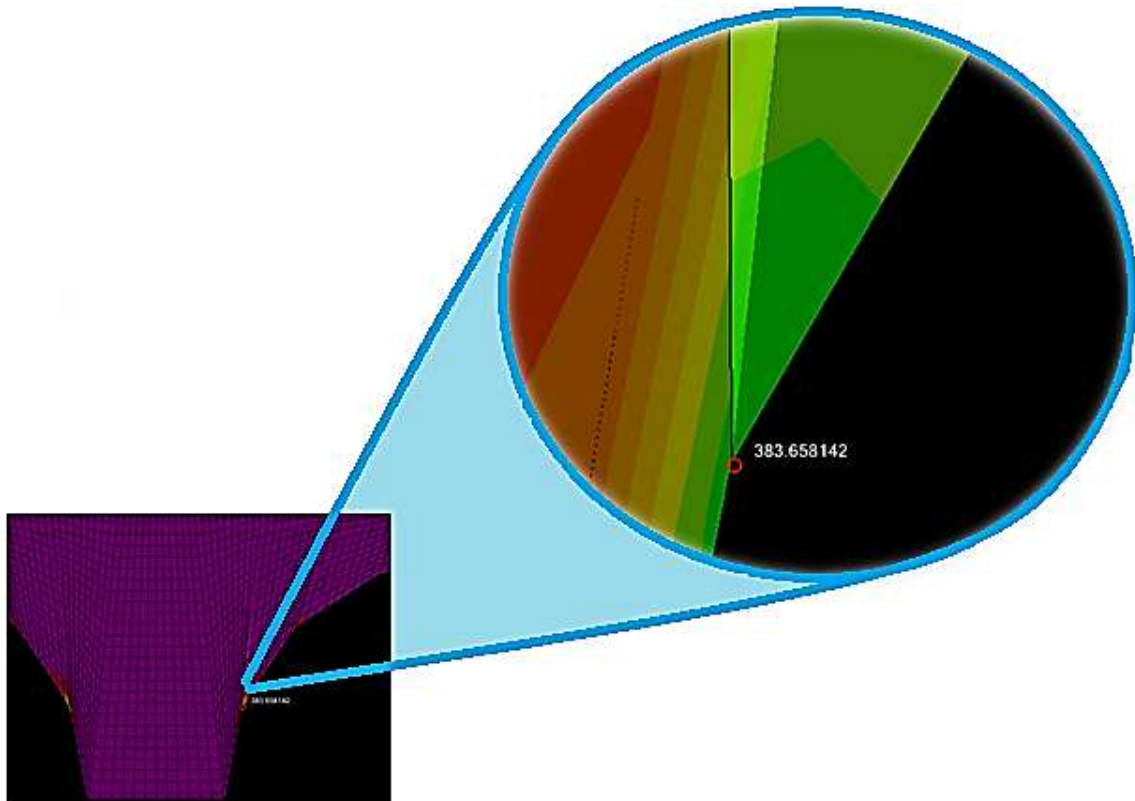


Figura 96. Esfuerzo máximo provocado por el peso propio de la estructura de mampostería.

En la Figura 97 se muestra la distribución de esfuerzos que tendrá la estructura después de aplicar el asentamiento.

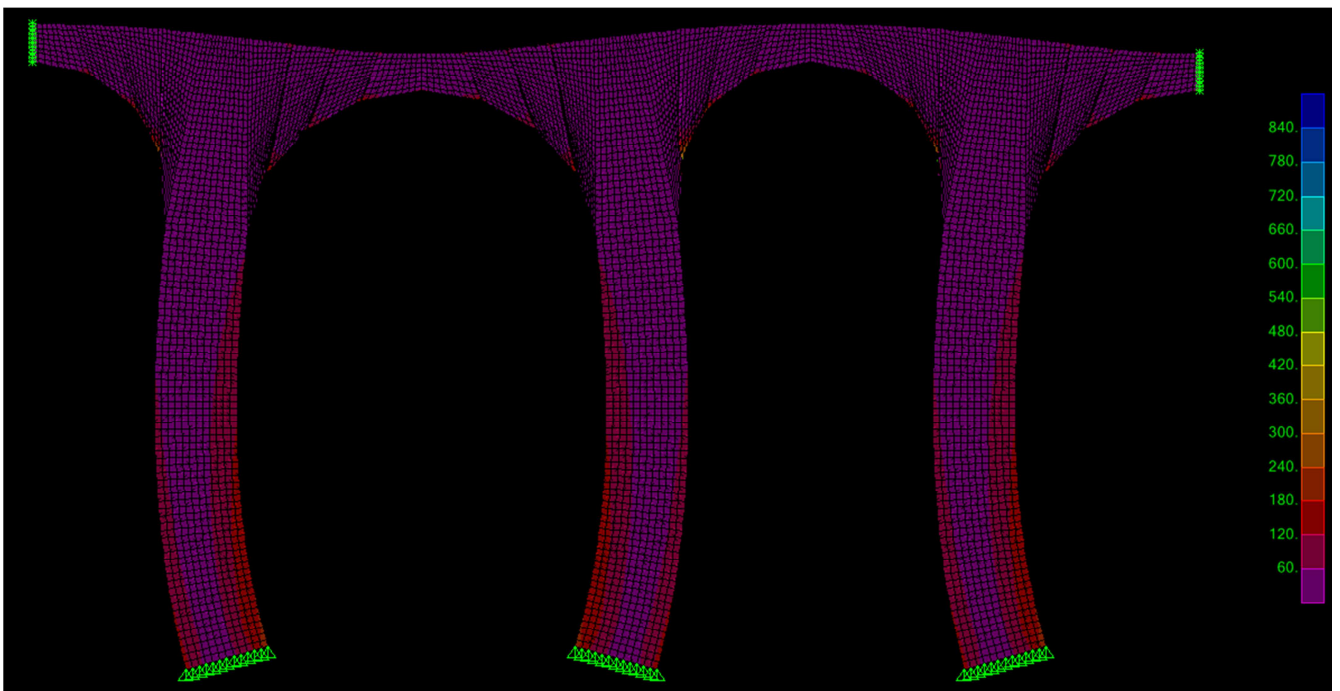


Figura 97. Distribución de esfuerzos después de aplicar el asentamiento.

Se observan esfuerzos de entre 120 y 180 kg/cm² en las laterales de la pilastra y parte inferior del arco; el esfuerzo máximo se encuentra en la parte inferior de la unión de la pilastra y el arco y es de 529.28 kg/cm² (Figura 98).

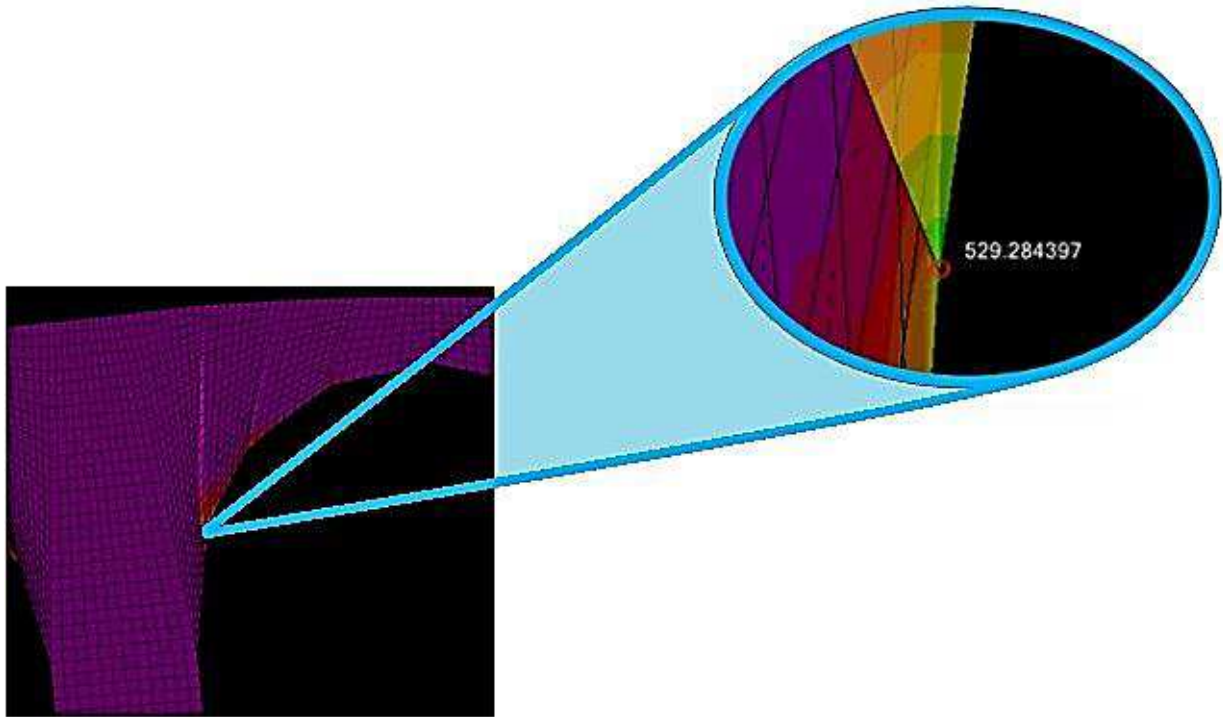


Figura 98. Esfuerzo máximo provocado por el asentamiento aplicado.

Al aumentar de esta forma los esfuerzos producidos en la estructura, se pueden producir grietas en esas zonas, por lo que se recomienda utilizar un refuerzo durante el periodo de construcción y dar constante mantenimiento después de terminado el proyecto.

7.2. Seguimiento de Obra

Se realizó un seguimiento de obra para corroborar que la solución planteada era la óptima, así como para conocer las medidas preventivas que se tomaron y qué problemas se dieron durante la ejecución del proyecto.

7.2.1 Medidas Preventivas

Para prevenir cualquier daño a la estructura de los Arcos, se tomaron varias medidas y utilizaron varios recursos (Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas del Estado de Querétaro, 2012). A continuación se nombran algunos:

- I. *Estructura de Seguridad del Acueducto*: Consistía en una estructura temporal colocada en la parte alta del acueducto que, por medio de cables de acero, suspendía un apoyo en el que descansaba el arco (Figura 99).



Figura 99. Estructura de Seguridad del Acueducto.

- II. *Monitoreo de los Arcos*: Por medio de sensores con tecnología de punta e instrumentación (Figuras 100, 101 y 102) se llevó a cabo un monitoreo de forma continua, preventiva y anticipada para evitar riesgos en el acueducto.



Figura 100. Inclinometro.



Figura 101. Acelerometro.

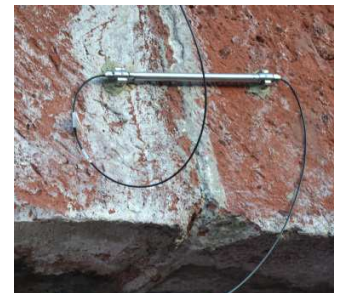


Figura 102. Extensometro.

7.2.2 Problemas Presentados

- La roca sana se encontró a menor profundidad que la esperada. Esto provocó que algunas de las pilas tuvieran menor longitud que la de proyecto, ya que era muy difícil para las máquinas perforar el basalto y se descomponían.
- Al perforar en zonas con roca fracturada se encontraron boleos de gran tamaño y cuando la máquina perforadora se encuentra con estos boleos desvía su trayectoria, por lo que la perforación no sirve para colocar el armado, para solucionarlo se llena el hueco con concreto fluido y se vuelve a perforar hasta lograr que el hueco quede recto.
- En caso de que la perforación quede un poco desviada, esto se arregla rebajando el concreto, siempre y cuando no se rebaje acero pues esto podría causar daño estructural al elemento.
- Problemas en colado de pilas.
 - a) Al momento de colar las pilas se dieron problemas como que las ollas de concreto tuvieran que ser rechazadas debido a que no cumplían los requerimientos, lo que provocaba un retraso en las actividades.
 - b) Otro problema fue que los tubos tremie quedaran ahogados a la hora de colar, ya que no podían ser retirados, teniéndolos que dejar ahí.
- Problemas en demolición del puente.
 - a) Debido a que las vibraciones provocadas por demolición con riper y bola son muy grandes y afectarían a la estructura de mampostería, se tuvo que recurrir a demoler el puente con ayuda de una cortadora de hilo de diamante, separando el puente en tabletas que luego serían retiradas por una grúa. Se presentaron varios problemas con dicha cortadora, ya que se reventó el hilo de diamante en varias ocasiones, además de que el transformador que le brindaba la energía para trabajar se quemó; la cortadora estuvo inhabilitada durante dos semanas debido a estas situaciones.
 - b) La grúa utilizada para mover las tabletas de lugar tuvo que ser remplazada ya que no fue capaz de levantarlas.

- Drenaje antiguo
 - a) En la zona donde se realizó la obra existen muchas tuberías de drenaje antiguo, del cual no existen planos, por lo que se tuvieron que realizar exploraciones mediante trincheras, y cada vez que se encontraba un tubo era necesario verificar si estaba en uso o no.
 - b) Se encontró una tubería muy cercana a la carpeta, por lo que se realizó un encofrado para evitar la falla de la carpeta, pues la presencia del tubo en esa zona podría causar un decremento en la resistencia del terreno.
- Alertas rojas por vibraciones.
 - a) La instrumentación implementada para proteger la estructura de mampostería de vibraciones altas que le causarían daños lanzo en varias ocasiones alertas rojas, que eran causante de detener la obra para verificar que la estructura no estaba en peligro. Estas alertas fueron provocadas por:
 - Demolición de parapetos con riper.
 - Golpes a elementos de acero que se encontraban conectados a la zona de los Arcos.
 - Demolición de muro de contención de mampostería
 - Compactación de terraplén con rodillo en carriles temporales.

VIII. CONCLUSIONES

Tras realizar un análisis previo al problema de tránsito en la intersección de Avenida Los Arcos y Boulevard Bernardo Quintana, se plantearon tres soluciones aparentemente viables según la complejidad del problema y su respectiva complicación a resolver:

- Segundo Desnivel: consiste en excavar lo suficiente para poder construir dos niveles subterráneos, uno debajo del otro, los cuales contendrían los tres carriles. Para este muro de contención se considera pantalla de pilotes.
- Túnel Adicional Adyacente: implica excavar debajo de los carriles laterales un nuevo túnel, separado del desnivel original por la pilastra y su respectiva contención con pantalla de tableros de concreto.
- Ampliación de Cajón Existente Mediante Pantallas de Pilotes: propone extender el espacio libre disponible en el desnivel original para que puedan caber los tres carriles necesarios, teniendo especial cuidado en la contención de las pilastras, que, en este caso se utilizarían sistemas de pilotes confinantes.

Para determinar el mejor tipo de muro a utilizar fue necesario un estudio geotécnico. Éste sirvió para conocer las cargas a las que estaría sometido dicho muro y su posible comportamiento. Posteriormente, se definió el efecto de la estructura ante el asentamiento causado por la deflexión generada en el muro, utilizando las propiedades del suelo contenido, así como el comportamiento que éste presenta ante la carga ejercida por la estructura.

El perfil estratigráfico obtenido mostró un dato muy significativo: el afloramiento de la roca dura (basalto) se encontró a aproximadamente 6 metros en su punto más alto, lo que permitió descartar fácilmente la primera propuesta: "Segundo Desnivel". Se descartó esta posibilidad debido a que la perforación necesaria para construir los dos desniveles recaía directamente en el basalto, una roca muy dura, en la cual es muy difícil realizarse. Las maneras usuales de excavar en este material de manera eficiente provocan grandes costos y sobre todo vibraciones muy altas, que son peligrosas para la estructura del Acueducto. El costo final utilizando esta solución, era de \$110,100,355.28 M.N.

La factibilidad de los otros dos proyectos propuestos tuvo como parámetros el tiempo de construcción y que resolviera la estabilidad de la estructura de manera económica y segura.

La propuesta llamada “Túnel Adicional Adyacente” tiene un costo de \$98,182,087.89 M.N. con un tiempo de ejecución de obra de 476 días naturales y un asentamiento de 3.924 mm; mientras que la propuesta “Ampliación a Tres Carriles Mediante Pantalla de Pilotes” tuvo un costo total de \$68,982,476.58 M.N. con un tiempo de ejecución de 277 días naturales y un asentamiento de 1.46 mm. Ambas consideran sólo el domingo como día no laborable.

Los resultados finales nos determinan que el caso de “Ampliación a Tres Carriles” da mayor estabilidad al emblema de la ciudad. El uso de un sistema de pilotes que confina la cimentación de la pilastra combina funcionalidad y seguridad, pues permite mantener circulación vial en la zona, representa un menor tiempo de construcción y, por lo tanto, un menor costo; por otro lado, el sistema de pilotes minimiza la deflexión del muro y los daños estructurales en la mampostería.

Es importante mencionar que en el análisis de deflexión realizado al sistema de pilotes no se tomaron en cuenta los elementos que soportan la losa estructural, ubicados al frente de la pantalla. Estos elementos significan una restricción de movimiento al sistema, lo cual provocaría un decremento en la deflexión y por lo tanto una mejora en la seguridad de la estructura.

Se puede asegurar que la propuesta elegida da solución al problema de tránsito en la zona, ya que la ampliación del cajón a tres carriles genera un cambio en el nivel de servicio de “D” a “C”, pasando de un tramo carretero con flujo inestable, velocidad reducida y embotellamiento en la zona a un tramo con flujo estable y algunos embotellamientos poco consistentes con velocidad reducida pero continua. Se sabe que el nivel de servicio no es el mejor para un tramo carretero de este tipo, pues le correspondería el nivel “B”, un flujo libre con vehículos adicionales ocasionales y libertad de maniobra, pero tomando en cuenta las condiciones del terreno y, que el proyecto entra en conflicto con un monumento histórico de tal magnitud, se puede concluir que el nivel obtenido es el aceptable.

El principal conflicto de este caso de estudio implica la adecuación de infraestructura moderna que intersecta con un monumento histórico. Para poder lograrlo, los estudios geotécnicos (mecánica de suelos y de rocas) directos e indirectos fueron vitales y proporcionaron todos los datos que se utilizaron posteriormente para definir una solución óptima y viable. Cuando se calcula un muro de contención se toman en cuenta los empujes activos y pasivos que pueden ocurrir, tanto por el empuje de tierras, como por edificaciones contiguas que también ejercen

presiones adicionales. Al tener una construcción colindante, se debe tener extremo cuidado, más si es un monumento histórico, ya que generalmente, son estructuras masivas de mampostería no flexibles que, con asentamientos diferenciales, pueden tener graves afectaciones e incluso colapso.

En este caso en particular, aunque la zapata se desplanta sobre estrato rocoso, es totalmente necesario el correcto cálculo de un muro de contención, debido a que el índice de calidad de roca del estrato de desplante es de 11%, el cual es muy malo. Si el muro llegara a fallar o sufrir mayores desplazamientos y en una situación crítica, el estrato de toba se saturara, podría ocurrir colapso de éste y dañar permanentemente la estructura.

IX. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Barrera-Bucio, M., & Garnica-Anguas, P. (2002). *Introducción a la Mecánica de Suelos No Saturados en Vías Terrestres*. Sanfandila, Querétaro, México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes; Instituto Mexicano del Transporte.
2. Barros-Peña, J. (1983). *Muros de Contención*. España: Ediciones CEAC, S.A.
3. Bowles, J. E. (1992). *Engineering Properties of Soils*. Singapur: McGraw-Hill International.
4. Cal y Mayor, R., & Cárdenas, J. (2007). *Ingeniería de Tránsito*. México: Alfaomega.
5. Campos-Sigüenza, A., & Vásquez-Huamaní, O. (1992). Ensayo de Penetración Estándar (SPT). *Seminario-Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica* (págs. 5-7, 14-15). Lima: CISMID-FIC-UNI.
6. Cañizal-Berini, J., & Sagaseta-Millán, C. (2010). *Apuntes de Geotecnia I*. España: Universidad de Cantabria.
7. Carmona, M. (2012). *Planificación Urbana Lima y Callao. ¿Cómo Queremos Movernos Planificando la Movilidad? Planificando la Movilidad en Lima y Callao*. Lima.
8. Deere, D. (1989). Rock Quality Designation (R.Q.D.) after 20 years. *US Army Corps of Engineers*.
9. Deménegui-Colina, A. (2011). *Apuntes de la Clase de Mecánica de Suelos II*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
10. Duque-Escobar, G., & Escobar-Potes, C. (2002). *Mecánica de los Suelos*. Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
11. Fuentes, M. (06 de Febrero de 2012). Falta de Cultura Ciudadana Provoca Congestionamiento Vehicular en La Paz. *El Diario Nacional*.
12. Houston, S. L., & Wray, W. K. (1993). *Unsaturated Soils: Geotechnical Special Publication No. 39*. Dallas, Texas, United States of America: American Society of Civil Engineers.
13. Ingeniería de Control S.A. de C.V. (2012). *Estudios Complementarios para la Exploración de la Cimentación en la Ampliación del Paso Inferior Los Arcos, Santiago de Querétaro, Qro.* Corregidora: ICESA.
14. Juárez-Badillo, E., & Rico-Rodríguez, A. (2005). *Mecánica de Suelos Tomo 1: Fundamentos de la Mecánica de Suelos* (Segunda ed.). Ciudad de México: Limusa.
15. Juárez-Badillo, E., & Rico-Rodríguez, A. (2007). *Mecánica de Suelos Tomo 2: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. México: Limusa.

16. Leoni, A. (1987). *Apuntes de Resistencia al Corte*. La Plata, Buenos Aires, Argentina: Universidad Nacional de La Plata.
17. Levi, E. (1982). *Mecánica del Medio Continuo*. México: Limusa.
18. Little, A. L. (1969). *The Engineering Classification of Residual Tropical Soils*. Mexico City, Mexico: Proc. 7th. International Conference of Soil Mechanics Foundations.
19. Look, B. (2007). *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. Londres, Reino Unido: Taylor & Francis.
20. López-Lara, T., & Paz-Cruz, R. (2010). *Manual de Laboratorio para Geotécnia II*. México: Universidad Autónoma de Querétaro.
21. Lucero-Pardo, F., Pachacama-Caiza, E., & Rodríguez Montero, W. (2012). *Análisis y Diseño de Muros de Contención*. Quito, Ecuador: Universidad Central del Ecuador.
22. Mireles, V. (2012). *Modelado Estructural de Los Arcos en la Ciudad de Querétaro, Qro.* Querétaro: Ingeniería de Control S.A. de C.V.
23. Morúa-Vásquez, L. (2002). *Estudio Geotécnico de la Mina El Taymuco Municipio de Álamos Sonora*. Universidad de Sonora. Hermosillo: Universidad de Sonora. División de Ingeniería.
24. Osuna-Coronado, F. (Agosto de 2010). Ponencia: El Acueducto Queretano y su Vialidad. *Universidad Autónoma de Querétaro*.
25. Osuna-Coronado, F. (Abril de 2011). Pasos a Desnivel en Los Arcos de Querétaro 1970-1971. *Arquitectura y Nuevo Urbanismo*(9), 9-13.
26. Pérez-García, A. (2012). *Apuntes de Cimentaciones*. Querétaro: Universidad Autónoma de Querétaro.
27. Puzrin, A., Alonso, E., & Pinyol, N. (2010). *Geomechanics of Failures*. Inglaterra: Springer.
28. Reimbert, A., & Reimbert, M. (1968). *Muros de Contención: Tratado teórico y práctico*. (J. M. Palomar Llovet, Trad.) Barcelona, España: Editores Técnicos Asociados, S.A.
29. Reimbert, A., & Reimbert, M. (1976). *Muros de Contención: Macizos de anclaje, Tablestacados y Muros Pantalla*. Barcelona, España: Editores Técnicos Asociados, S.A.
30. Santoyo, E., & Contreras, R. (s.f.). *Acueducto de la Ciudad de Querétaro: Descripción de las Intervenciones a esta Obra del Siglo XVIII*. Recuperado el 29 de Diciembre de 2012, de TGC Geotécnia: <http://www.tgc.com.mx/articulos/ACUEDUCTOQ.pdf>
31. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (11 de Diciembre de 2003). *Granulometría de Materiales Compactables para Terracerías*. Recuperado el 18 de

- Febrero de 2012, de Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales: Suelos y Materiales para Terracerías: <http://normas.imt.mx/normativa/M-MMP-1-06-03.pdf>
32. Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas del Estado de Querétaro. (2012). *Proyecto Gran Paso Acueducto*. Recuperado el 23 de Noviembre de 2012, de Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas: www.queretaro.gob.mx
 33. Secretaría de Obras y Servicios del D. F. (s.f.). *Características del Proyecto*. Recuperado el 15 de Febrero de 2013, de Proyecto Metro del Distrito Federal: <http://www.proyectometro.df.gob.mx/caracteristicas.php>
 34. Somohano Martínez, L. (2010). *Querétaro en el Tiempo* (Primera edición ed., Vol. I). Querétaro, Querétaro, México: Fondo Editorial de Querétaro.
 35. Suárez Salazar, C. (2002). *Costo y Tiempo en Edificación*. Ciudad de México: Limusa.
 36. Universidad de Castilla - La Mancha. (2011). *Muros de Contención*. Escuela de Ingeniería. Universidad de Castilla - La Mancha.
 37. Universidad Tecnológica Nacional. (2007). *Geotecnia: Resistencia al Corte*. Facultad Regional de Santa Fe. Buenos Aires: Universidad Tecnológica Nacional.
 38. Valencia-Vallejo, D., & Castillo de la Rosa, C. (2008). *Geología*. Universidad Autónoma de Querétaro.
 39. Vázquez-Mellado Zolezzi, J. (2009). *El Nuevo Santiago de Querétaro: Problemas y Soluciones de la Metrópolis*. Querétaro, Querétaro, México: Qropolis.
 40. Vázquez-Mellado, J. (2009). *El Nuevo Santiago de Querétaro: Problemas y Soluciones de la Metrópolis*. Querétaro, Querétaro, México: Qropolis.
 41. Veolia Transportation. (13 de Octubre de 2011). *A Cost-Effective Solution for Urban Congestion*. Obtenido de Veolia Transportation: www.veoliatransportation.com/transit/bus-rapid-transit
 42. Veolia Transportation. (s.f.). *Better Mode Integration. Better Movility*. Recuperado el 13 de Octubre de 2011, de Veolia Transportation: www.veoliatransportation.com/vision-for-cities/mode-integration
 43. Veolia Transportation. (s.f.). *Transportation's Key Role*. Recuperado el 13 de Octubre de 2011, de Veolia Transportation: www.veoliatransportation.com/vision-for-cities/smart-development
 44. Villarino-Otero, A. (2010). *Breve Resumen de la Ingeniería Civil*. España: Escuela Politécnica Superior de Ávila.
 45. Zepeda-Garrido, J. (2004). *Mecánica de Suelos No Saturados*. Santiago de Querétaro, Querétaro, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

ANEXOS

Contenido

A. PRUEBAS DE LABORATORIO.....	156
A.1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO (PCA-2).....	156
A.2. PERFIL ESTRATIGRÁFICO (SPT-3).....	157
A.3. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE.....	158
A.4. PRUEBAS TRIAXIALES.....	164

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA A-1. GRANULOMETRÍA Y LIMITES DEL SUELO (INGENIERÍA DE CONTROL, 2012).	156
TABLA A-2. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y PROPIEDADES DEL SUELO (INGENIERÍA DE CONTROL, 2012).	157
TABLA A-3. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE EN CONDICIÓN SATURADA.....	158
TABLA A-4. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE EN CONDICIÓN SATURADA.....	159
TABLA A-5. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE EN CONDICIÓN SATURADA.....	159
TABLA A-6. RESULTADOS DE PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE EN CONDICIÓN SATURADA.	160
TABLA A-7. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE EN CONDICIÓN NATURAL.	161
TABLA A-8. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE EN CONDICIÓN NATURAL.	162
TABLA A-9. RESULTADOS DE PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE EN CONDICIÓN NATURAL.....	162
TABLA A-10. ENSAYE TRIAXIAL CD CON ESFUERZO CONFINANTE DE 0.5 KG/CM ²	164
TABLA A-11. ENSAYE TRIAXIAL CD CON ESFUERZO CONFINANTE DE 1 KG/CM ²	165
TABLA A-12. ENSAYE TRIAXIAL CD CON ESFUERZO CONFINANTE DE 0.5 KG/CM ²	166
TABLA A-13. RESULTADOS DE PRUEBA TRIAXIAL CD.	166
TABLA A-14. PRUEBA TRIAXIAL CD CON ESFUERZO CONFINANTE DE 0.5 KG/CM ²	168
TABLA A-15. PRUEBA TRIAXIAL CD CON ESFUERZO CONFINANTE DE 1 KG/CM ²	169
TABLA A-16. PRUEBA TRIAXIAL CD CON ESFUERZO CONFINANTE DE 1.5 KG/CM ²	170
TABLA A-17. RESULTADOS DE PRUEBA TRIAXIAL CD.	170

Índice de Figuras

FIGURA A-1. GRÁFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DE PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE EN CONDICIÓN SATURADA.	160
FIGURA A-2. GRÁFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DE PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE EN CONDICIÓN NATURAL.	163
FIGURA A-3. GRÁFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN UNITARIA DE PRUEBA CD.	167
FIGURA A-4. CÍRCULOS DE MOHR OBTENIDOS MEDIANTE PRUEBA CD.	167
FIGURA A-5. GRÁFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN UNITARIA DE PRUEBA CD.	171
FIGURA A-6. CÍRCULOS DE MOHR OBTENIDOS MEDIANTE PRUEBA CD.	171

A. PRUEBAS DE LABORATORIO

A.1. Perfil Estratigráfico (PCA-2)

Tabla A-1. Granulometría y Límites del suelo (Ingeniería de Control, 2012).

Prof. m	Descripción	SUCS	Ss ---	G %	A %	F %	γ_m t/m ³	Humedades %				
								w	LL	LP	IP	CL
0.00 0.20 0.40	Arena arcillosa color gris con material de desecho	SC		11	51	38	1.65	36.6	34	23	11	4.4
0.60 0.80 1.00	Arena arcillosa color gris con grava y boleos de 20 cm diam	SC		31	38	31	1.73	25.1	39	24	15	5.7
1.20	Arena limosa (tepetate) color café claro con grava	SM		37	43	20	1.68	35.9				
1.40 1.70 1.90	Arcilla inorgánica de baja compresibilidad, color café, con grava	CL		26	32	42	1.62	26.0				
2.10 2.30		CL		18	33	49	1.69	34.9	47	27	20	7.9
2.50 2.70 2.80	Arena arcillosa color café oscuro	SC		1	61	38	1.75	36.1	30	22	8.3	3.3
3.00 3.20 3.30	Arcilla inorgánica de baja compresibilidad, color café claro, con arena	CL		2	33	65	1.74	42.4	44	26	18	7.1
3.50 3.60	Grava empacada en arena arcillosa	GC		59	31	10	1.71	12.2	35	23	12	4.6
3.70 3.90 4.10 4.30	Roca Volcánica Toba						1.88					
4.50 4.70 4.90 5.10 5.30 5.50 5.70 5.90	P.M.E.											

SIMBOLOGÍA	
N.A.F. Nivel de Aguas freáticas.	G: Grava.
Ss: Densidad de sólidos.	A: Arena.
SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.	F: Finos.
P.M.E Profundidad máxima de exploración.	CL: Contracción lineal
w: Humedad natural del suelo.	LP: Límite Plástico.
LL: Límite Líquido.	IP: Índice Plástico.

A.2. Perfil Estratigráfico (SPT-3)

Tabla A-2. Prueba de Penetración Estándar y Propiedades del suelo (Ingeniería de Control, 2012).

Prof. m	Descripción	Simbol.	SUCS	Ss ---	G %	A %	F %	γ_m t/m ³	No. de golpes							Humedades %													
									10	20	30	40	50	15	30	15	w	LL	LP	IP	CL								
0.00	Arena arcillosa con material de relleno		SC		14	52	34	1.62							2	10	7	36.6											
0.40																	4	12	6	20.8	38	25	13	5.7					
0.60																		2	7	12	32.9								
1.00																		3	6	3	35.0								
1.20																													
1.60					11	53	36	1.69																					
1.80																													
2.20					13	49	38	1.65																					
2.40																													
2.60	Arena limosa con grava		SM		22	55	23	1.76							7	50/15	50/0	31.1	33	25	8.3	2.9							
2.70																													
3.10	Boleos con toba							2.31																					
3.50																													
3.90																													
4.20																													
4.60	Roca volcánica, toba intemperizada, con boleos de tezontle. Se uso broca de diamante diámetro NQ para su perforación debido a la dureza del estrato							2.27																					
5.00																													
5.40																													
5.80																													
6.00																													
6.40	Roca volcánica, basalto, lajeado y fracturado. Resistencia a la compresión simple mayor que 500 kg/cm ² .							2.36																					
6.80																													
7.20																													
7.60																													
8.00																													
8.40																													
8.80																													
9.20																													
9.60																													
10.00																													
10.40	P.M.E.																												
10.80																													
11.20																													
11.60																													

SIMBOLOGIA

N.A.F. Nivel de Aguas freáticas.

Ss: Densidad de sólidos.

SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

P.M.E. Profundidad máxima de exploración

G: Grava.

A: Arena.

F: Finos.

CL: Contracción lineal

w: Humedad natural del suelo.

LL: Límite Líquido.

LP: Límite Plástico.

IP: Índice Plástico.

A.3. Prueba de Compresión Simple

Tabla A-3. Prueba de compresión simple en condición saturada.

Probeta #1 (Saturada)						
L (mm)	A (mm)	H (mm)				
52.00	51.70	76.60				
A (cm ²)	26.88					
V (cm ³)	205.93144					
Wm (gr)	410.1					
Ws (gr)	404.1					
Ym (g/cm ³)	1.99					

Carga	Lectura	δ	δ/L	Ac	Ac	σ_{desv}
(ton)	micr.	p/g	(%)	(cm ²)	(m ²)	(ton/m ²)
0	0	0.000	0.00	26.88	0.0026884	0.00
0.2	30	0.030	0.99	27.15	0.0027154	73.65
0.4	35	0.035	1.16	27.20	0.0027200	147.06
0.6	38	0.038	1.26	27.23	0.0027227	220.37
0.8	50	0.050	1.66	27.34	0.0027337	292.64
1	53	0.053	1.76	27.36	0.0027365	365.43
1.2	58	0.058	1.92	27.41	0.0027411	437.78
1.4	61	0.061	2.02	27.44	0.0027439	510.22
1.55	68	0.068	2.25	27.50	0.0027504	563.55

Tabla A-4. Prueba de compresión simple en condición saturada.

Probeta #3 (Saturada)						
L (mm)	A (mm)	H (mm)				
57.20	53.80	83.55				
A (cm ²)	30.77					
V (cm ³)	257.113428					
Wm (gr)	520.1					
Ws (gr)	516					
Ym (g/cm ³)	2.02					

Carga	Lectura	δ	δ/L	Ac	Ac	σ_{desv}
(ton)	micr.	p/g	(%)	(cm ²)	m ²	(ton/m ²)
0	0	0.1	0	30.77	0.003077	0
0.2	4	0.004	0.12	30.81	0.003081	64.91
0.4	14	0.014	0.43	30.94	0.003094	129.27
0.6	20	0.02	0.61	31.13	0.003113	192.72
0.8	27	0.027	0.82	31.39	0.003138	254.86
1	38	0.038	1.16	31.76	0.003175	314.89
1.2	47	0.047	1.43	32.22	0.00322169	372.475308
1.4	50	0.05	1.52	32.71	0.00327142	427.949089

Tabla A-5. Prueba de compresión simple en condición saturada.

Probeta #5 (Saturada)						
L (mm)	A (mm)	H (mm)				
56.60	53.10	83.00				
A (cm ²)	30.05					
V (cm ³)	249.45					
Wm (gr)	492.6					
Ws (gr)	481					
Ym (g/cm ³)	1.97					

Carga	Lectura	δ	δ/L	Ac	Ac	σ_{desv}
ton	micr.	p/g	(%)	(cm ²)	m ²	(ton/m ²)
0	0	0	0	30.05	0.003005	0
0.2	4	0.004	0.1224	30.09	0.003009	66.46
0.4	12	0.012	0.3672	30.16	0.003016	132.60
0.6	23	0.023	0.7038	30.26	0.003026	198.23
0.8	32	0.032	0.9792	30.35	0.003035	263.57
0.8	61	0.061	1.8667	30.62	0.003062	261.21

Tabla A-6. Resultados de prueba de compresión simple en condición saturada.

Probetas en condición saturada (crítica)			
Probeta	γ_m (g/cm ³)	σ_{desv} ton/m ²	c (ton/m ²)
1	1.99	563.55	281.78
3	2.17	427.94	213.97
5	1.97	263.57	131.79
Promedio		418.35	209.18

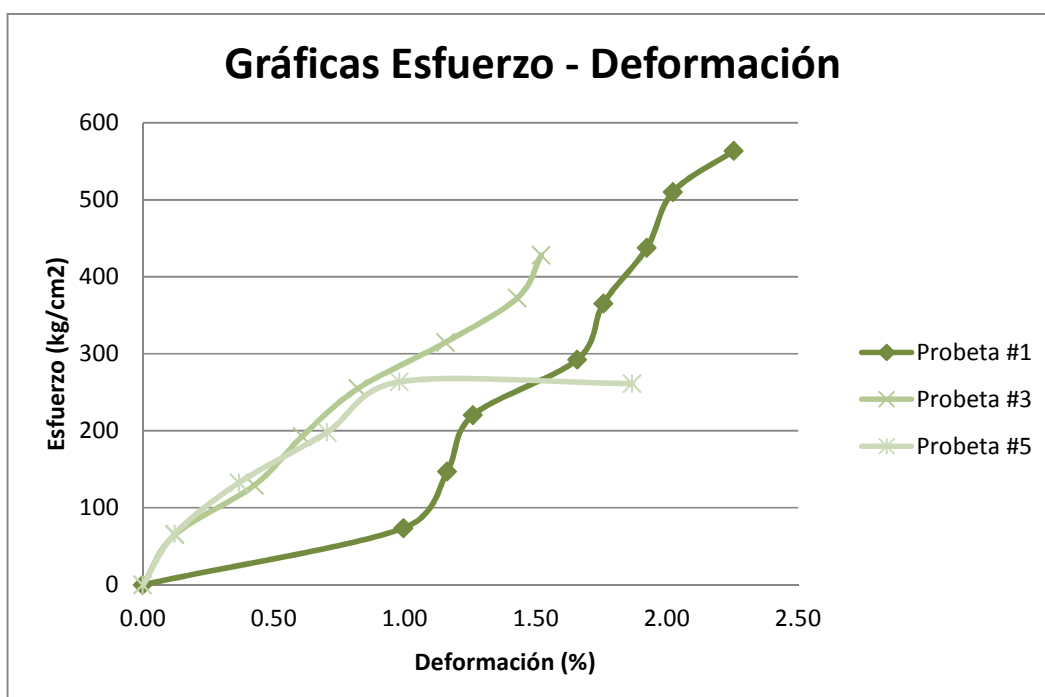


Figura A-1. Gráfica Esfuerzo - Deformación de prueba de compresión simple en condición saturada.

Tabla A-7. Prueba de compresión simple en condición natural.

Probeta #2 (Seca)		
L (mm)	A (mm)	H (mm)
55.90	51.90	87.70
A (cm ²)	29.01	
V (cm ³)	254.436117	
Wm (gr)	551.9	
Ws (gr)	546	
γm (g/cm ³)	2.17	

Carga	Lectura	δ	δ/L	Ac	Ac	σdesv
(ton)	micr.	p/g	(%)	(cm ²)	(m ²)	ton/m ²
0	0	0.000	0	29.01	0.0029012	0.00
0.2	3	0.003	0.09	29.04	0.0029037	68.88
0.4	7	0.007	0.20	29.07	0.0029071	137.59
0.6	10	0.010	0.29	29.10	0.0029096	206.21
0.8	14	0.014	0.41	29.13	0.0029130	274.63
1	22	0.022	0.64	29.20	0.0029198	342.49
1.1	25	0.025	0.72	29.22	0.0029223	376.41
1.4	25	0.025	0.72	29.22	0.0029223	479.06
1.6	25	0.025	0.72	29.22	0.0029223	547.50
1.8	28	0.028	0.81	29.25	0.0029249	615.40
2	29	0.029	0.84	29.26	0.0029257	683.58
2.2	31	0.031	0.90	29.27	0.0029274	751.50
2.2	40	0.040	1.16	29.35	0.0029352	749.52
2.2	60	0.060	1.74	29.53	0.0029525	745.13

Tabla A-8. Prueba de compresión simple en condición natural.

Probeta #4 (Seca)						
L (mm)	A (mm)	H (mm)				
55.00	49.50	86.50				
A (cm ²)	27.23					
V (cm ³)	235.49625					
Wm (gr)	509.9					
Ws (gr)	500					
γ_m (g/cm ³)	2.17					

Carga (ton)	Lectura micr.	δ plg	δ/L (%)	Ac (cm ²)	Ac (m ²)	σ_{desv} (ton/m ²)
0	0.00	0.000	0.00	27.23	0.002723	0.00
0.2	6.00	0.006	0.18	27.27	0.002727	73.33
0.4	13.00	0.013	0.38	27.38	0.002738	146.11
0.6	18.00	0.018	0.53	27.52	0.002752	218.00
0.8	23.00	0.023	0.68	27.71	0.002771	288.70
1	32.00	0.032	0.94	27.97	0.002797	357.49
1.2	43.00	0.043	1.26	28.33	0.002833	423.57
1.4	43.00	0.043	1.26	28.69	0.002869	487.92
1.6	51.00	0.051	1.50	29.13	0.002913	549.28
1.8	58.00	0.058	1.70	29.63	0.002963	607.41
2	61.00	0.061	1.79	30.17	0.003017	662.81
2.2	62.00	0.062	1.82	30.73	0.003073	715.82
2.4	70.00	0.070	2.06	31.38	0.003138	764.84
2.4	82.00	0.082	2.41	32.15	0.003215	746.43

Tabla A-9. Resultados de prueba de compresión simple en condición natural.

Probetas en condición seca (natural)			
Probeta	γ_m (g/cm ³)	σ_{desv} ton/m ²	c (ton/m ²)
2	2.17	751.5	375.75
4	2.02	764.84	382.42
c_{prom}		758.17	379.085

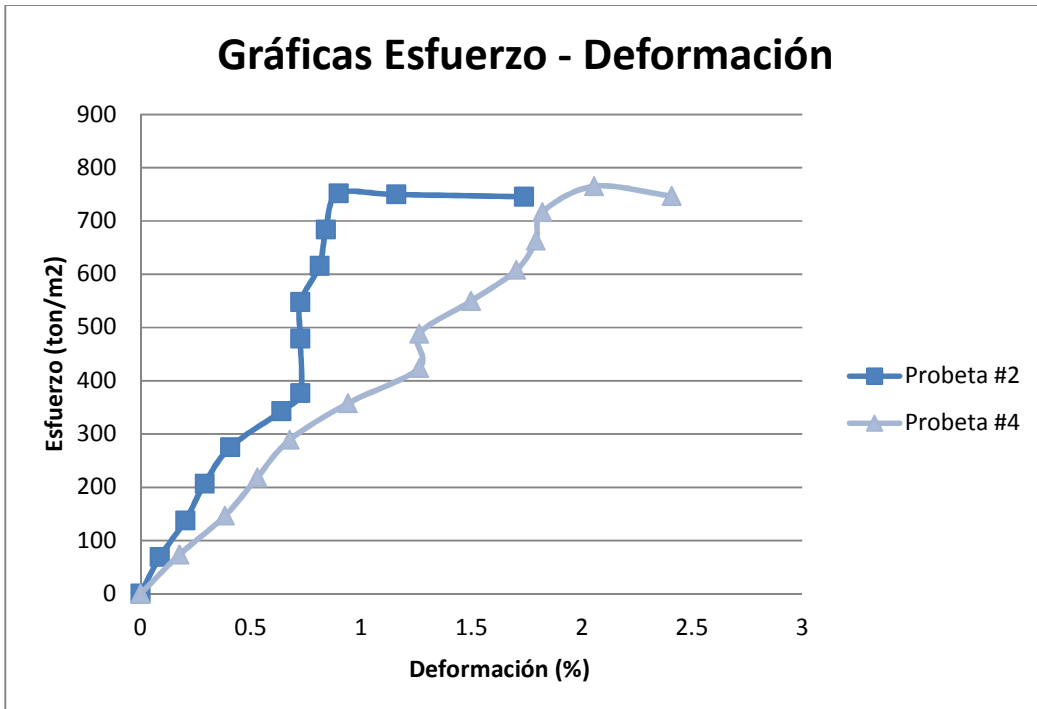


Figura A-2. Gráfica Esfuerzo - Deformación de prueba de compresión simple en condición natural.

A.4. Pruebas Triaxiales

Tabla A-10. Ensayo triaxial CD con esfuerzo confinante de 0.5 kg/cm².

ENSAYE TRIAXIAL									
CONSOLIDADO - DRENADO (SATURADO)									
Obra:	LOS ARCOS								
Localización:	QUERÉTARO								
Muestra:	2	Prof.					3	m	
σ₃=	0.50 Kg/cm²								
Diam. Sup.	5.00	cm		Área	19.635		cm ²		
Diam. Med.	5.00	cm		Altura	8.380		cm		
Diam. Inf.	5.00	cm		Volumen	164.541		cm ³		
Diam.	5.00	cm							
Humedad			Relaciones volumétricas						
No. tara	108		Ss	2.570		Wi	285.000 gr		
W tara	119.360	gr	Vs	73.700	cm ³	gm	1732.088 kg/m ³		
Wt + mh	276.810	gr	Vw	95.591	cm ³	gd	1151.132 kg/m ³		
Wt + ms	224.000	gr	Va	-4.750	cm ³	Gw	105.229 %		
Ww	52.810	gr	Vv	90.841					
Ws	104.640	gr	e	1.233					
W	50.468	%							
Tiempo min	Lect. carga Kg	Carga Kg	Lect. mic. mm	Def. mm	Def. Unit. %	1-Def. U.	A. corr. cm ²	σdesv Kg/cm ²	
0	0	0.000	0.00	0.000	0.000	1.000	19.64	0.000	
1	17	3.468	0.02	0.016	0.019	1.000	19.64	0.177	
2	29	5.916	0.04	0.042	0.050	0.999	19.64	0.301	
3	43	8.772	0.06	0.064	0.076	0.999	19.65	0.446	
4	60	12.240	0.08	0.080	0.095	0.999	19.65	0.623	
5	77	15.708	0.10	0.096	0.115	0.999	19.66	0.799	
6	95	19.380	0.11	0.110	0.131	0.999	19.66	0.986	
7	111	22.644	0.13	0.128	0.153	0.998	19.67	1.151	
8	129	26.316	0.14	0.142	0.169	0.998	19.67	1.338	
9	155	31.620	0.19	0.190	0.227	0.998	19.68	1.607	
10	160	32.640	0.28	0.280	0.334	0.997	19.70	1.657	
11	140	28.560	0.42	0.420	0.501	0.995	19.73	1.447	

Tabla A-11. Ensaye triaxial CD con esfuerzo confinante de 1 kg/cm².

σ₃=			1.00 Kg/cm²					
Diam. Sup.	5.00	cm	Área	19.635	cm ²			
Diam. Med.	5.00	cm	Altura	8.380	cm			
Diam Inf.	5.00	cm	Volumen	164.541	cm ³			
Diam.	5.00	cm						
Humedad			Relaciones volumétricas					
No. tara	108		Ss	2.570		Wi	280.000	gr
W tara	119.360	gr	Vs	73.099	cm ³	gm	1701.700	kg/m ³
Wt + mh	276.810	gr	Vw	92.136	cm ³	gd	1141.744	kg/m ³
Wt + ms	225.000	gr	Va	-0.693	cm ³	Gw	100.758	%
Ww	51.810	gr	Vv	91.442				
Ws	105.640	gr	e	1.251				
W	49.044	%						
Tiempo min	Lect. carga Kg	Carga Kg	Lect. mic. mm	Def. mm	Def. Unit. %	1-Def. U.	A. corr. cm²	σ_{desv} Kg/cm²
0	0	0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	19.64	0.000
1	18	3.67	0.01	0.014	0.017	1.000	19.64	0.187
2	35	7.14	0.03	0.030	0.036	1.000	19.64	0.364
3	56	11.42	0.04	0.038	0.045	1.000	19.64	0.582
4	81	16.52	0.04	0.038	0.045	1.000	19.64	0.841
5	107	21.83	0.04	0.036	0.043	1.000	19.64	1.111
6	133	27.13	0.03	0.034	0.041	1.000	19.64	1.381
7	157	32.03	0.04	0.036	0.043	1.000	19.64	1.630
8	176	35.90	0.05	0.048	0.057	0.999	19.65	1.828
9	187	38.15	0.13	0.126	0.150	0.998	19.66	1.940
10	189	38.56	0.22	0.222	0.265	0.997	19.69	1.958
11	185	37.74	0.33	0.330	0.394	0.996	19.71	1.915

Tabla A-12. Ensayo triaxial CD con esfuerzo confinante de 0.5 kg/cm².

σ₃=		1.50 Kg/cm²						
Diam. Sup.	5.00	cm	Área	19.635	cm ²			
Diam. Med.	5.00	cm	Altura	8.380	cm			
Diam Inf.	5.00	cm	Volumen	164.541	cm ³			
Diam.	5.00	cm						
Humedad			Relaciones volumétricas					
No. tara	108		Ss	2.570		Wi	275.000	gr
W tara	119.360	gr	Vs	69.755	cm ³	gm	1671.313	kg/m ³
Wt + mh	276.810	gr	Vw	95.730	cm ³	gd	1089.511	kg/m ³
Wt + ms	222.000	gr	Va	-0.944	cm ³	Gw	100.996	%
Ww	54.810	gr	Vv	94.787				
Ws	102.640	gr	e	1.359				
W	53.400	%						
Tiempo min	Lect. carga Kg	Carga Kg	Lect. mic. mm	Def. mm	Def. Unit. %	1-Def. U.	A. corr. cm²	σdesv kg/cm²
0	0	0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	19.64	0.000
1	22	4.49	0.01	0.006	0.007	1.000	19.64	0.229
2	40	8.16	0.02	0.020	0.024	1.000	19.64	0.415
3	67	13.67	0.02	0.016	0.019	1.000	19.64	0.696
4	92	18.77	0.02	0.016	0.019	1.000	19.64	0.956
5	117	23.87	0.02	0.016	0.019	1.000	19.64	1.215
6	144	29.38	0.01	0.012	0.014	1.000	19.64	1.496
7	171	34.88	0.01	0.008	0.010	1.000	19.64	1.776
8	192	39.17	0.02	0.016	0.019	1.000	19.64	1.994
9	206	42.02	0.09	0.088	0.105	0.999	19.66	2.138
10	205	41.82	0.19	0.190	0.227	0.998	19.68	2.125

Tabla A-13. Resultados de prueba triaxial CD.

Ensaye	σ₃ kg/cm²	σ₁-σ₃ kg/cm²
1	0.500	1.607
2	1.000	1.958
3	1.500	2.138
c(kg/cm²)	0.551	
φ grados	12.181	

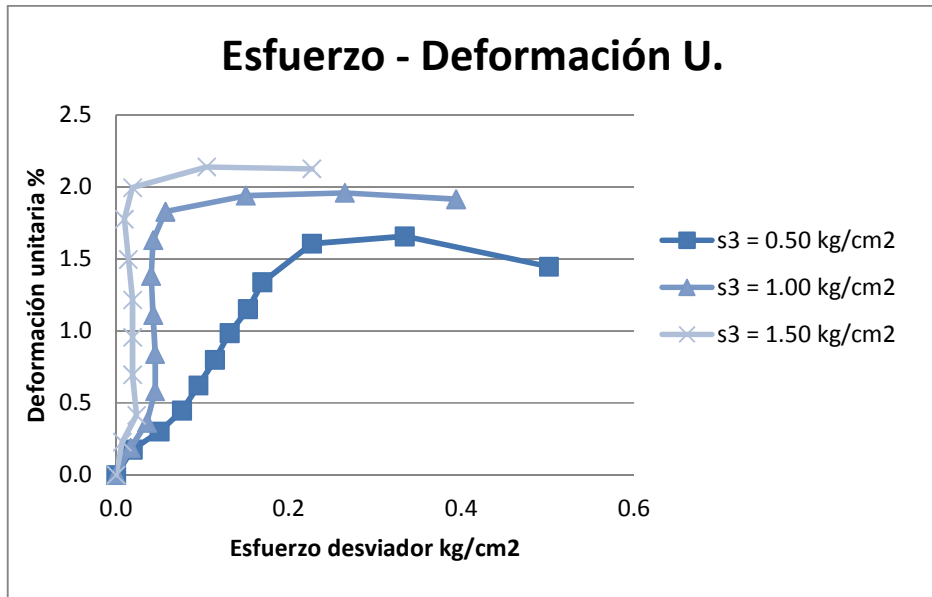


Figura A-3. Gráfica Esfuerzo - Deformación Unitaria de prueba CD.

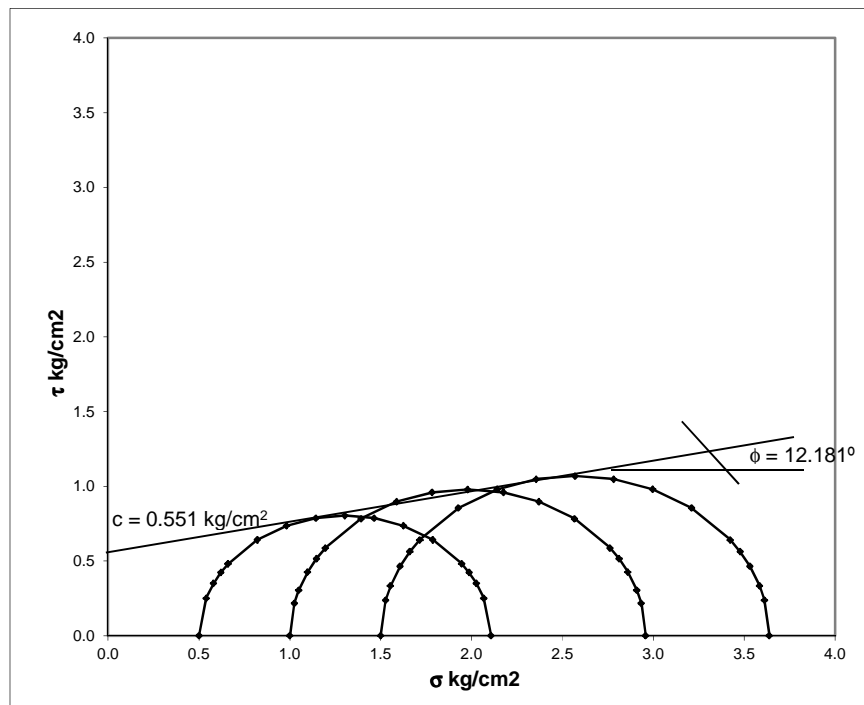


Figura A-4. Círculos de Mohr obtenidos mediante prueba CD.

Tabla A-14. Prueba Triaxial CD con esfuerzo confinante de 0.5 kg/cm².

ENSAYE TRIAXIAL								
CONSOLIDADO - DRENADO (SATURADA)								
Obra:	LOS ARCOS							
Localización:	QUERETARO							
PCA	3	Prof.		3.00 m				
σ₃=		0.50 Kg/cm²						
Diam. Sup.	3.42	cm		Área	6.216 cm ²			
Diam. Med.	2.50	cm		Altura	8.560 cm			
Diam. Inf.	3.46	cm		Volumen	53.212 cm ³			
Diam.	2.81	cm						
Humedad			Relaciones volumétricas					
No. tara	144							
W tara	119.250	gr	S _s	2.640		W _i	100.000	gr
Wt + mh	273.850	gr	V _s	26.645	cm ³	gm	1879.286	kg/m ³
Wt + ms	228.000	gr	V _w	29.657	cm ³	gd	1321.943	kg/m ³
Ww	45.850	gr	V _a	-3.090	cm ³	Gw	111.633	%
Ws	108.750	gr	V _v	26.567				
W	42.161	%	e	0.997				
Tiempo min	Lect. carga Kg	Carga Kg	Lect. mic. mm	Def. mm	Def. Unit. %	1-Def. U.	A. corr. cm ²	σ _{desv} Kg/cm ²
0	0	0.00	0.000	0.000	0.000	1.000	6.22	0.000
1	3	1.27	0.094	0.094	0.110	0.999	6.22	0.204
2	5	2.12	0.190	0.190	0.222	0.998	6.23	0.339
3	7	2.96	0.386	0.386	0.451	0.995	6.24	0.474
4	9	3.81	0.582	0.582	0.680	0.993	6.26	0.608
5	11	4.44	0.779	0.779	0.910	0.991	6.27	0.708
6	12	5.08	0.976	0.976	1.140	0.989	6.29	0.807
7	14	5.71	1.173	1.173	1.370	0.986	6.30	0.906
8	13	5.50	1.374	1.374	1.605	0.984	6.32	0.870

Tabla A-15. Prueba Triaxial CD con esfuerzo confinante de 1 kg/cm².

σ₃=			1.00 Kg/cm²					
Diam. Sup.	3.50	cm	Área	7.467	cm ²			
Diam. Med.	3.00	cm	Altura	8.600	cm			
Diam Inf.	3.00	cm	Volumen	64.214	cm ³			
Diam	3.08							
Humedad			Relaciones volumétricas					
No. tara	1009							
W tara	118.530	gr	Ss	2.640		Wi	115.000	gr
Wt + mh	285.950	gr	Vs	29.784	cm ³	gm	1790.884	kg/m ³
Wt + ms	233.000	gr	Vw	36.371	cm ³	gd	1224.481	kg/m ³
Ww	52.950	gr	Va	-1.941	cm ³	Gw	105.637	%
Ws	114.470	gr	Vv	34.430				
W	46.257	%	e	1.156				
Tiempo min	Lect. carga Kg	Carga Kg	Lect. mic. mm	Def. mm	Def. Unit. %	1-Def. U.	A. corr. cm²	σ_{desv} kg/cm²
0	0	0.00	0.000	0.000	0.000	1.000	7.47	0.000
1	4	1.69	0.092	0.092	0.107	0.999	7.47	0.226
2	7	2.75	0.187	0.187	0.217	0.998	7.48	0.367
3	9	3.81	0.382	0.382	0.444	0.996	7.50	0.508
4	12	5.08	0.576	0.576	0.670	0.993	7.52	0.675
5	14	5.92	0.772	0.772	0.898	0.991	7.53	0.786
6	16	6.77	0.968	0.968	1.126	0.989	7.55	0.896
7	17	7.19	1.166	1.166	1.356	0.986	7.57	0.950
8	18	7.61	1.364	1.364	1.586	0.984	7.59	1.004
9	19	8.04	1.562	1.562	1.816	0.982	7.60	1.057
10	18	7.61	1.764	1.764	2.051	0.979	7.62	0.999

Tabla A-16. Prueba Triaxial CD con esfuerzo confinante de 1.5 kg/cm².

$\sigma_3 =$		1.50 kg/cm ²						
Diam. Sup.	3.00	cm	Área	6.305	cm ²			
Diam. Med.	2.75	cm	Altura	8.400	cm			
Diam Inf.	3.00	cm	Volumen	52.962	cm ³			
Diam	2.83							
Humedad			Relaciones volumétricas					
No. tara	6		Ss	2.640		Wi	95.000	gr
W tara	120.730	gr	Vs	24.040	cm ³	gm	1793.734	kg/m ³
Wt + mh	270.820	gr	Vw	31.534	cm ³	gd	1198.332	kg/m ³
Wt + ms	221.000	gr	Va	-2.612	cm ³	Gw	109.031	%
Ww	49.820	gr	Vv	28.922				
Ws	100.270	gr	e	1.203				
W	49.686	%						
Tiempo min	Lect. carga Kg	Carga Kg	Lect. mic. mm	Def. mm	Def. Unit. %	1-Def. U.	A. corr. cm ²	σ_{desv} Kg/cm ²
0	0	0.00	0.000	0.000	0.000	1.000	6.31	0.000
1	6	2.54	0.088	0.088	0.105	0.999	6.31	0.402
2	10	4.23	0.180	0.180	0.214	0.998	6.32	0.669
3	13	5.29	0.375	0.375	0.446	0.996	6.33	0.835
4	15	6.13	0.571	0.571	0.680	0.993	6.35	0.966
5	16	6.77	0.768	0.768	0.914	0.991	6.36	1.064
6	18	7.40	0.965	0.965	1.149	0.989	6.38	1.161
7	19	7.83	1.163	1.163	1.385	0.986	6.39	1.224
8	20	8.25	1.361	1.361	1.620	0.984	6.41	1.287
9	21	8.67	1.559	1.559	1.856	0.981	6.42	1.350
10	22	9.09	1.757	1.757	2.092	0.979	6.44	1.412
11	20	8.46	1.960	1.960	2.333	0.977	6.46	1.310

Tabla A-17. Resultados de prueba triaxial CD.

Ensaye	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
1	0.500	0.906
2	1.000	1.057
3	1.500	1.412
c(kg/cm²)	0.249	
σ_{grados}	11.756	

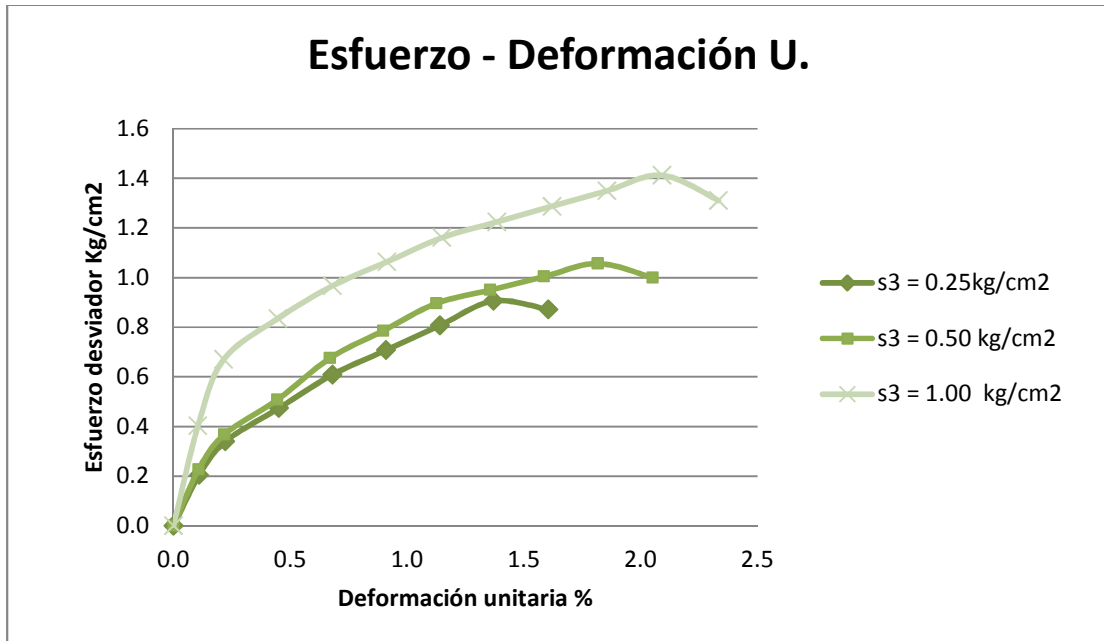


Figura A-5. Gráfica Esfuerzo - Deformación Unitaria de prueba CD.

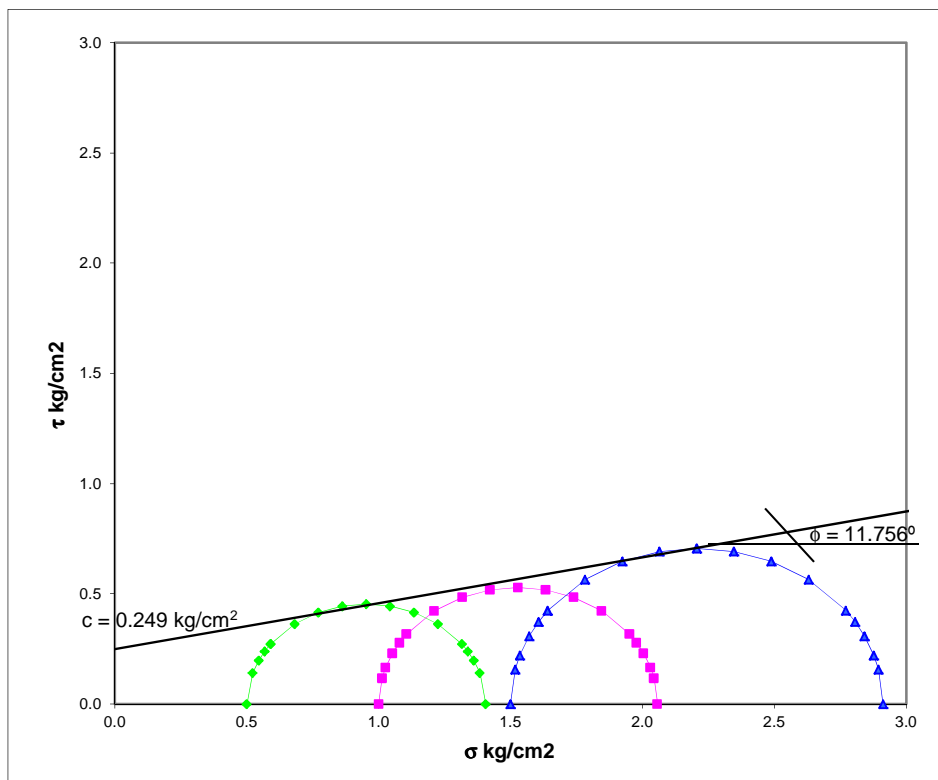


Figura A-6. Círculos de Mohr obtenidos mediante prueba CD.