

**INFLUENCIA DE ESTRUCTURAS COLINDANTES EN LA CONCEPCIÓN,  
ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN SISTEMA DE MUROS ANCLADOS PARA  
SÓTANO DE UNA EDIFICACIÓN.**



**Universidad  
de Cartagena**

Fundada en 1827

**ENRIQUE DAVID PINEDA BONIVENTO**

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CARTAGENA DE INDIAS D.T. Y C.**

**2018**

**INFLUENCIA DE ESTRUCTURAS COLINDANTES EN LA CONCEPCIÓN,  
ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN SISTEMA DE MUROS ANCLADOS PARA  
SÓTANO DE UNA EDIFICACIÓN.**

**Autor:**

**Enrique David Pineda Bonivento**

**TRABAJO DE GRADO**

**Director:**

**Ing. José Faustino España Moratto**

**Grupo de Investigación:**

**ESCONPAT**

**Línea de Investigación:**

**Seguridad Estructural**

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CARTAGENA DE INDIAS D.T. Y C.**

**2018**



## **AGRADECIMIENTOS**

Primeramente, es preciso dar gracias a Dios por regarme la vida y darme la oportunidad de estar formándome y forjando mi futuro para retribuir más adelante a la comunidad todas las bendiciones recibidas. Por estar escalando un peldaño más que permitirá seguir andando por el sendero de la vida en búsqueda de la felicidad de la mano de la academia.

Segundo, agradecer infinitamente a mis padres, personajes que han luchado desde mi nacimiento para entregarme cada vez mejores condiciones de vida, que han sacrificado tanto para siempre procurar mi bienestar.

Y por último agradecer al Ing. Jairo Alvis Aly quien me acompañó y asesoró en la primera etapa de este trabajo investigativo, por su tiempo y disposición. Así mismo agradecer al actual director de este estudio, el Ing. José Faustino España Moratto y al Ing. Guiliam Barboza por sus directrices y acompañamiento que fueron tan fundamentales para el desarrollo y consecución de este trabajo.



## **TABLA DE CONTENIDO**

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>29</b>
<b>1. MARCO REFERENCIAL .....</b>	<b>34</b>
<b>1.1. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>34</b>
1.1.1. Antecedentes a nivel internacional.....	34
1.1.2. Antecedentes a nivel Nacional y Local .....	40
1.1.3. Limitaciones de los antecedentes .....	43
<b>1.2. MARCO TEORICO .....</b>	<b>43</b>
1.2.1. Generalidades .....	44
1.2.2. Estabilidad de taludes.....	44
1.2.2.1. Factor de seguridad .....	45
1.2.3. Sistema de muros anclados .....	46
1.2.3.1. Clasificación de muros anclados.....	47
1.2.3.2. Anclajes.....	48
1.2.3.2.1. Clasificación de los anclajes .....	49
1.2.3.3. Modos de falla de muros anclados .....	53
1.2.3.3.1. Fallas locales por falta de resistencia del suelo .....	53
1.2.3.3.2. Fallas generales.....	54
1.2.3.3.3. Fallas estructurales.....	55
1.2.3.4. Condiciones de suelos favorables para anclajes en el suelo .....	57
1.2.3.5. Selección de los parámetros de la resistencia al corte del suelo para el diseño. ....	59
1.2.3.6. Estado de la masa de suelo retenida de acuerdo a su condición de equilibrio	



1.2.3.6.1. Presión de tierra activa y pasiva .....	64
1.2.3.6.2. Presión de tierra en reposo.....	69
1.2.3.7. Evaluación de las presiones de tierra para el diseño de muro anclado .....	70
1.2.3.7.1. Diagramas aparentes de presión de tierra de Terzaghi y Peck .....	70
1.2.3.7.2. Diagrama de presión de tierra aparente recomendado para las arenas	72
1.2.3.7.3. Diagrama de presión de tierra aparente recomendado para arcillas fisuradas rígidas a duras .....	74
1.2.3.7.4. Diagrama de presión de tierra aparente recomendado para arcillas blandas a medias.....	77
1.2.3.7.5. Diagramas de carga para perfiles de suelo estratificados .....	79
1.2.3.8. Cargas uniformes de sobrecarga .....	80
1.2.3.9. Requisitos de Espaciado para Anclajes de Tierra .....	81
1.2.3.10. Ángulo de inclinación de los anclajes.....	84
1.2.3.11. Cálculo de cargas de anclaje de tierra a partir de diagramas de presión de tierra aparente.....	85
1.2.3.12. La ubicación de la superficie de falla potencial crítica .....	90
1.2.3.13. Diseño de la longitud libre .....	90
1.2.3.14. Diseño de la longitud de bulbo o longitud de enlace .....	91
1.2.3.14.1. Bulbos de eje recto inyectados a gravedad .....	92
1.2.3.14.2. Bulbos de eje recto inyectados a presión .....	100
1.2.3.15. Estabilidad interna del muro anclado (Método de análisis de cuña deslizante) .....	101
1.2.3.16. Estabilidad externa del muro anclado .....	103
1.2.3.17. Estabilidad interna del muro anclado en condición sísmica .....	109
1.2.3.18. Estabilidad externa del muro anclado en condición sísmica.....	112



1.2.3.19. Estimación de la carga de bloqueo o carga de transferencia.....	114
1.2.3.20. Selección del elemento de acero de pretensado (Barra o cable) .....	115
1.2.3.21. Selección de cabeza de anclaje .....	118
1.2.3.22. Calculo de la placa de apoyo.....	121
1.2.3.23. Capacidad de punzamiento de muro anclado.....	123
1.2.3.24. Proceso constructivo de muro anclado construido por paños y por niveles.	
125	
1.2.3.24.1. Excavación masiva de muro anclado por paños y por niveles .....	127
1.2.3.25. Consideraciones para el diseño estructural del muro anclado. ....	130
1.2.3.26. Esfuerzos laterales en estructuras considerando el suelo como resorte. ...	132
<b>2. OBJETIVOS.....</b>	<b>134</b>
<b>2.1. OBJETIVO GENERAL .....</b>	<b>134</b>
<b>2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS .....</b>	<b>134</b>
<b>3. ALCANCE.....</b>	<b>135</b>
<b>3.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL.....</b>	<b>135</b>
<b>3.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL.....</b>	<b>136</b>
<b>3.3. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL.....</b>	<b>137</b>
<b>3.4. RESULTADOS.....</b>	<b>137</b>
<b>3.5. PRODUCTO FINAL A ENTREGAR Y COMPLEMENTARIOS.....</b>	<b>138</b>
<b>3.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>140</b>
<b>4. METODOLOGÍA .....</b>	<b>142</b>
<b>4.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....</b>	<b>145</b>
4.1.1. Recopilación de información secundaria .....	145
4.1.1.1. Revisión bibliográfica técnica, teórica, de los antecedentes y del estado del arte del marco referencial.....	145



4.1.1.2. Revisión de criterios pertinentes en el Reglamento NSR-10.....	146
4.1.1.3. Consulta virtual de costos de materiales de construcción.....	146
<b>4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO.....</b>	<b>146</b>
<b>4.3. DISEÑO GEOTÉCNICO.....</b>	<b>147</b>
4.3.1. Inserción de datos para diseño geotécnico de muro anclado con colindancia usando DIMA v.1.0 .....	147
4.3.2. Inserción de datos para diseño geotécnico de muro anclado sin colindancia usando DIMA v.1.0. ....	150
<b>4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>151</b>
4.4.1. Construcción de modelos computacionales de muro con colindancia en el software SAP 2000 v.14.2.4. ....	151
4.4.2. Construcción de modelos computacionales de muro sin colindancia en el software SAP 2000 v.14.2.4. ....	168
4.4.3. Análisis y diseño de modelos computacionales de muro con colindancia en el software SAP 2000 v.14.2.4. ....	175
4.4.4. Análisis y diseño de modelos computacionales de muro sin colindancia en el software SAP 2000 v.14.2.4. ....	176
<b>4.5. VERIFICACIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE FALLA (ESTABILIDAD INTERNA) Y ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO (DEFORMACIONES LATERALES, ASENTAMIENTOS) DEL SISTEMA DE MURO PARA CADA ETAPA CONSTRUCTIVA .....</b>	<b>176</b>
4.5.1. Construcción de modelos computacionales de muro anclado con colindancia en el programa MEF (Método de Elementos Finitos) del software GEO5. ....	178
4.5.2. Construcción de modelos computacionales de muro anclado sin colindancia en el programa MEF (Método de Elementos Finitos) del software GEO5. ....	191



4.5.3. Análisis de modelos computacionales de muro anclado con colindancia en el programa MEF (Método de Elementos Finitos) del software GEO5. ....	197
4.5.4. Análisis de modelos computacionales de muro anclado sin colindancia en el programa MEF (Método de Elementos Finitos) del software GEO5. ....	199
<b>4.6. ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO BÁSICO PARA CADA CASO .....</b>	<b>199</b>
4.6.1. Construcción de planos estructurales .....	199
4.6.2. Cálculo de cantidades de obra.....	200
<b>4.7. EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LOS CASOS DE SISTEMAS DE MURO CONTEMPLADOS .....</b>	<b>201</b>
4.7.1. Comparación entre los resultados obtenidos de los casos planteados.....	201
4.7.2. Comparación de los resultados obtenidos de los casos planteados con otras investigaciones.....	201
<b>5. RESULTADOS .....</b>	<b>202</b>
<b>5.1. ANÁLISIS DE INFORMACIÓN SECUNDARIA.....</b>	<b>202</b>
5.1.1. Resultados de revisión bibliográfica técnica, teórica, de los antecedentes y del estado del arte del marco referencial .....	202
5.1.2. Resultados de Revisión de criterios pertinentes en el Reglamento NSR-10... ..	203
<b>5.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO PARA EFECTOS DE DISEÑO GEOTECNICO Y ESTRUCTURAL .....</b>	<b>204</b>
<b>5.3. RESULTADOS DE DISEÑOS FINALES .....</b>	<b>210</b>
<b>5.4. RESULTADOS DE VERIFICACIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE FALLA Y ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.....</b>	<b>213</b>
5.4.1. Resultados de verificación de estados límites de falla en el programa MEF del software GEO5 .....	213
5.4.2. Resultados de verificación de estados límites de servicio en el programa MEF del software GEO5.....	216



<b>5.5. PRESUPUESTO BÁSICO PARA CADA CASO CONTEMPLADO.....</b>	<b>218</b>
5.5.1. Construcción de planos estructurales .....	218
5.5.2. Cálculo de cantidades de obra y Presupuestos básicos. ....	218
<b>5.6. CUADROS COMPARATIVOS DE CASOS DE MUROS ANCLADOS CONTEMPLADOS.....</b>	<b>222</b>
<b>5.7. ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS CON RESULTADOS DE ESTUDIOS ANTERIORES.....</b>	<b>223</b>
<b>6. CONCLUSIONES.....</b>	<b>226</b>
<b>7. LIMITACIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>228</b>
<b>8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>230</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>234</b>



## LISTA DE FIGURAS

**Figura 1.** Malla obtenida por MEF de la excavación A14. Fuente: The displacements of anchored diaphragm walls. Sieminska-Lewandowska. (2005)..... 37

**Figura 2.** Falla de un talud. Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Braja M. Das. (2001). 4ta Edición. Pág 340..... 44

**Figura 3.** Tipos de estructuras ancladas. Fuente: “Deslizamientos: Tecnicas de remediación”. Suarez, J. S.f. Pág 150. .... 48

**Figura 4.** Comparación entre dos soluciones posibles a la construcción de una nueva vialidad. (a) Muro con anclas temporales. (b) Muro con anclas permanentes. Fuente: Manual de construcción geotécnica, A. C. Tomo I. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (2002). Pág. 252. .... 52

**Figura 5.** Principales tipos de anclajes inyectados en tierra (modificado de Littlejohn, 1990, "Ground Anchorage Practice", Design and Performance of Earth Retaining Structures, Publicación Geotécnica Especial No. 25, Reimpreso con permiso de ASCE). Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 7..... 52

**Figura 6.** Modos de falla de sistema de muros anclados. Fuente: Manual de construcción geotécnica, A. C. Tomo I. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (2002). Pág. 265. 56

**Figura 7.** Relación simplificada desplazamiento-esfuerzo drenado para una arcilla dura (modificada de la Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción (CIRIA), 1984). Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 35..... 62

**Figura 8.** Movilización de las presiones horizontales activas y pasivas de Rankine para un muro de contención liso. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 37..... 65



**Figura 9.** Limitación de las presiones horizontales activas y pasivas. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 37..... 65

**Figura 10.** Coeficientes de presión de tierra activa y pasiva (efecto de la inclinación de la pared. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 39. .... 67

**Figura 11.** Coeficientes de presión de tierra activa y pasiva (efecto de la inclinación hacia atrás. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 40. .... 68

**Figura 12.** Envoltentes de presión de tierra aparente de Terzaghi y Peck (desde Terzaghi y Peck, 1967, Soil Mechanics in Engineering Practice, Reimpreso con permiso de John Wiley & Sons, Inc.). Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 50. .... 71

**Figura 13.** Diagrama de presión de tierra aparente recomendado para arenas. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 51..... 73

**Figura 14.** Diagrama de presión de tierra aparente recomendado para arcillas rígidas a duras. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 56. .... 76

**Figura 15.** Requisitos de espaciamiento vertical y horizontal para anclajes de tierra. (a) Sección transversal del muro. (b) Vista en planta de la pared. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 76. .... 83

**Figura 16.** Dimensiones de los paneles que conforman el muro anclado. Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez D, Jaime. (1998). Pág. 525..... 84

**Figura 17.** Ángulo de inclinación adecuado para los anclajes. Fuente: Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador. Figueroa, G. Rodríguez, F. Zelada, E. Trabajo de grado. Universidad del Salvador. (2011). Pág. 102..... 85



**Figura 18.** Cálculo de cargas de anclaje para muros de un solo nivel de anclajes. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 66..... 87

**Figura 19.** Cálculo de cargas de anclaje para muros de dos o más niveles de anclajes. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 67..... 87

**Figura 20.** Longitud libre de anclaje. Fuente: Análisis y diseño de muros anclados de hormigón. Rosero, C. Trabajo de Grado. Universidad Técnica de Ambato. (2015). Pág. 92. .... 91

**Figura 21.** Método de equilibrio de fuerzas para muros anclados (después de FHWA-RD-98-065, 1998). Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 61. .... 103

**Figura 22.** Consideraciones de equilibrio de fuerzas para un sistema de muro anclado con superficie de falla que pasa detrás del anclaje. Fuente: Summary report of research on permanent ground anchors walls, Volume I: Current practice and limiting equilibrium analyses. Federal Highway Administration. Long, et al. (1998). Pág. 62. .... 106

**Figura 23.** Superficies de falla para la evaluación de estabilidad externa. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 108..... 107

**Figura 24.** Definición de los parámetros adimensionales  $X$ ,  $\lambda$  y  $\xi$ . Fuente: Summary report of research on permanent ground anchors walls, Volume I: Current practice and limiting equilibrium analyses. Federal Highway Administration. Long, et al. (1998). Pág. 62..... 109

**Figura 25.** Fuerzas detrás de un muro de gravedad. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 115..... 111

**Figura 26.** Anclaje típico de tensión disponible comercialmente, designado como tipo E: (a) vista del anclaje; (b) presentación esquemática de detalles de anclaje; (c) datos técnicos de las cabezas de anclaje. Fuente: Ground anchors and anchors structures. Xantakhos, P. 1991. Pág. 306-307. .... 119



**Figura 27.** Detalles y datos dimensionales de los anclajes de tensión tipo E. Nota: Todas las dimensiones se dan en milímetros. Fuente: Ground anchors and ancores structures. Xantakhos, P. 1991. Pág. 308. .... 120

**Figura 28.** Esquema placa de apoyo. Fuente: Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador. Figueroa, G. Rodríguez, F. Zelada, E. Trabajo de grado. Universidad del Salvador. (2011). A-3. Pág. 157. .... 121

**Figura 29.** Momento de la placa de apoyo para calcular el espesor. Fuente: Diseño de acero estructural. BOWLES, J. Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores. 1993. Pág. 328. .... 122

**Figura 30.** Sección en punzonamiento del muro anclado. Fuente: Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador. Figueroa, G. Rodríguez, F. Zelada, E. Trabajo de grado. Universidad del Salvador. (2011). A-3. Pág. 159. .... 124

**Figura 31.** Esquema de proceso constructivo de muro anclado excavado por paños y por niveles. Fuente: Lección 19 - Muros de sótano. Técnica constructiva. Impermeabilización y drenaje. Escuela Politécnica de Cuenca - Arquitectura Técnica. S.f. Pág. 19. .... 129

**Figura 32.** Esquema de funcionamiento estructural de los paneles en primera etapa. Fuente: Sistemas de estabilización del terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos - Caso especial de muros anclados. Blanco, A. Ingenieros E.I.R.L. (S.f). .... 130

**Figura 33.** Esquema funcionamiento estructural de paños en segunda etapa. Fuente: Sistemas de estabilización del terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos - Caso especial de muros anclados. Blanco, A. Ingenieros E.I.R.L. (S.f). .... 131

**Figura 34.** Funcionamiento estructural de muro luego de quitado los anclajes. Fuente: Sistemas de estabilización del terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos - Caso especial de muros anclados. Blanco, A. Ingenieros E.I.R.L. (S.f). .... 132

**Figura 35.** Ubicación geográfica de la Ciudad de Cartagena (Colombia). Fuente: Google Maps (2016). .... 136

**Figura 36.** Ubicación geográfica de la Universidad de Cartagena, coordenadas 10°24'06.3"N, 75°30'19.6"W. Fuente: Google Maps (2016). .... 137

**Figura 37.** Metodología empleada para el desarrollo de la presente investigación. Fuente: Propia. .... 144



<b>Figura 38.</b> Características del concreto definidas para todos los modelos estructurales en el software SAP 2000 v.14.2.4. Fuente: Autor. ....	153
<b>Figura 39.</b> Características del acero de refuerzo definidas para todos los modelos estructurales en el software SAP 2000 v.14.2.4. Fuente: Autor. ....	153
<b>Figura 40.</b> Estados de carga definidos en el software SAP 2000 v.14.2.4 para modelos del muro en condición anclada (Aplicada en los dos casos). Fuente: Autor. ....	154
<b>Figura 41.</b> Combinación de carga B.2.4.2 de la NSR-10 definida en el software SAP 2000 v.14.2.4 para modelos del muro en condición anclada (Aplicada en los dos casos). Fuente: Autor. ....	155
<b>Figura 42.</b> Definición de sección transversal del muro en modelos realizados en el software SAP 2000 v.14.2.4 para caso 1. Fuente: Autor. ....	156
<b>Figura 43.</b> Definición de recubrimiento de concreto para las barras de refuerzo en el muro (Aplicado para los dos casos). Fuente: Autor. ....	156
<b>Figura 44.</b> Inserción de valor de módulo de balasto horizontal para primera fila de áreas discretizadas en modelos realizados en el software SAP 2000 v.14.2.4 para caso 1. Fuente: Autor. ....	158
<b>Figura 45.</b> Asignación de carga de anclaje repartida en el área de placa de apoyo, igual para todos los paneles del caso 1. Fuente: Autor. ....	158
<b>Figura 46.</b> Modelo de panel típico para caso 1. Fuente: Autor. ....	159
<b>Figura 47.</b> Modelo SAP 1-1 en representación de la etapa 1. Fuente: Autor. ....	160
<b>Figura 48.</b> Modelo SAP 1-2 en representación de la etapa 2. Fuente: Autor. ....	160
<b>Figura 49.</b> Modelo SAP 1-3 en representación de la etapa 3. Fuente: Autor. ....	161
<b>Figura 50.</b> Modelo SAP 1-4 en representación de la etapa 4. Fuente: Autor. ....	161
<b>Figura 51.</b> Modelo SAP 1-5 en representación de la etapa 5. Fuente: Autor. ....	162
<b>Figura 52.</b> Modelo SAP 1-6 en representación de la etapa 6. Fuente: Autor. ....	162
<b>Figura 53.</b> Modelo SAP 1-7 en representación de la etapa 7. Fuente: Autor. ....	163
<b>Figura 54.</b> Modelo SAP 1-8 en representación de la etapa 8. Fuente: Autor. ....	163
<b>Figura 55.</b> Modelo SAP 1-9 en representación de la etapa 9. Fuente: Autor. ....	164
<b>Figura 56.</b> Modelo SAP 1-10 en representación de la etapa 10. Fuente: Autor. ....	164



<b>Figura 57.</b> Estados de carga definidos en el software SAP 2000 v.14.2.4 para modelos del muro apoyado lateralmente sobre las losas (Aplicada en los dos casos). Fuente: Autor...	165
<b>Figura 58.</b> Combinación de carga B.2.4.2 de la NSR-10 definida en el software SAP 2000 v.14.2.4 para modelos del muro apoyado lateralmente sobre las losas (Aplicada en los dos casos). Fuente: Autor. ....	165
<b>Figura 59.</b> Modelo SAP 1-11 (Muro destensado y apoyado lateralmente sobre losas de entrepiso) en representación de la etapa 11. Fuente: Autor. ....	166
<b>Figura 60.</b> Configuración de empuje de tierra en el software SAP 2000 v.14.2.4 para muro destensado y apoyado lateralmente sobre losas de entrepiso para caso 1. Fuente: Autor.	167
<b>Figura 61.</b> Empuje de tierra asignado al Modelo SAP 1-11. Fuente: Autor. ....	167
<b>Figura 63.</b> Asignación de carga de anclaje repartida en el área de placa de apoyo, igual para todos los paneles del caso 2. Fuente: Autor. ....	169
<b>Figura 64.</b> Modelo de panel típico para caso 2. Fuente: Autor. ....	170
<b>Figura 65.</b> Modelo SAP 2-1 en representación de la etapa 1. Fuente: Autor.....	170
<b>Figura 66.</b> Modelo SAP 2-2 en representación de la etapa 2. Fuente: Autor.....	171
<b>Figura 67.</b> Modelo SAP 2-3 en representación de la etapa 3. Fuente: Autor.....	171
<b>Figura 68.</b> Modelo SAP 2-4 en representación de la etapa 4. Fuente: Autor.....	172
<b>Figura 69.</b> Modelo SAP 2-5 en representación de la etapa 5. Fuente: Autor.....	172
<b>Figura 70.</b> Modelo SAP 2-6 en representación de la etapa 6. Fuente: Autor.....	173
<b>Figura 71.</b> Modelo SAP 2-7 (Muro destensado y apoyado lateralmente sobre losas de entrepiso) en representación de la etapa 7. Fuente: Autor. ....	174
<b>Figura 72.</b> Configuración de empuje de tierra en el software SAP 2000 v.14.2.4 para muro destensado y apoyado lateralmente sobre losas de entrepiso para caso 2. Fuente: Autor.	174
<b>Figura 73.</b> Empuje de tierra asignado al Modelo SAP 2-7. Fuente: Autor. ....	175
<b>Figura 74.</b> Definición de configuración para todos los modelos realizados en el Programa MEF de GEO5. Fuente: Autor. ....	179
<b>Figura 75.</b> Inserción de parámetros geotécnicos del suelo en todos los modelos realizados en el Programa MEF de GEO5. Fuente: Autor. ....	180
<b>Figura 76.</b> Propiedades del tipo de contacto entre el suelo y el muro de concreto asignado para todos los modelos realizados en MEF de GEO5. Fuente: Autor. ....	180



<b>Figura 77.</b> Interfaz y malla de elementos finitos generada para la determinación de dimensión vertical de paño en caso 1. Fuente: Autor. ....	181
<b>Figura 78.</b> Sobrecarga por edificación colindante. Fuente: Autor. ....	182
<b>Figura 79.</b> Modelación de estado inicial del terreno antes de iniciar las excavaciones. Fuente: Autor. ....	183
<b>Figura 80.</b> Modelación para la determinación de dimensión vertical de paño o altura de excavación estable en el caso 1. Fuente: Autor.....	183
<b>Figura 81.</b> Interfaz y malla de elementos finitos generada para el Modelo MEF 1-1. Fuente: Autor. ....	185
<b>Figura 82.</b> Ingreso de datos para modelación de muro en el Modelo MEF 1-1 para recrear la etapa constructiva 2. Fuente: Autor. ....	186
<b>Figura 83.</b> Configuración de características del concreto escogido para el diseño (Aplicado a todos los modelos MEF de los casos 1 y 2). Fuente: Autor. ....	186
<b>Figura 84.</b> Ingreso de datos para modelación de la primera fila de anclajes en el Modelo MEF 1-1 para recrear la etapa constructiva 2. Fuente: Autor. ....	187
<b>Figura 85.</b> Configuración de Modelo MEF 1-1 para recrear etapa constructiva 2. Fuente: Autor. ....	187
<b>Figura 86.</b> Ingreso de datos para modelación de la segunda fila de anclajes en el Modelo MEF 1-2 para recrear la etapa constructiva 3. Fuente: Autor. ....	188
<b>Figura 87.</b> Configuración de Modelo MEF 1-2 para recrear etapa constructiva 3. Fuente: Autor. ....	189
<b>Figura 88.</b> Ingreso de datos para modelación de la tercera fila de anclajes en el Modelo MEF 1-2 para recrear la etapa constructiva 6. Fuente: Autor. ....	190
<b>Figura 89.</b> Configuración de Modelo MEF 1-3 para recrear etapa constructiva 6. Fuente: Autor. ....	190
<b>Figura 90.</b> Modelación de estado inicial del terreno antes de iniciar las excavaciones para el modelo MEF 2-1. Fuente: Autor. ....	192
<b>Figura 91.</b> Configuración del Modelo MEF 2-1 para recrear la etapa constructiva 1. Fuente: Autor. ....	193



<b>Figura 92.</b> Ingreso de datos para modelación de muro en el Modelo MEF 2-1 para recrear la etapa constructiva 2. Fuente: Autor. ....	194
<b>Figura 93.</b> Ingreso de datos para modelación de la primera fila de anclajes en el Modelo MEF 2-1 para recrear la etapa constructiva 2. Fuente: Autor. ....	195
<b>Figura 94.</b> Configuración de Modelo MEF 2-1 para recrear etapa constructiva 2. Fuente: Autor. ....	195
<b>Figura 95.</b> Ingreso de datos para modelación de la segunda fila de anclajes en el Modelo MEF 2-2 para recrear la etapa constructiva 4. Fuente: Autor. ....	196
<b>Figura 96.</b> Configuración de Modelo MEF 2-2 para recrear etapa constructiva 4. Fuente: Autor. ....	197
<b>Figura 97.</b> Características de la Arena arcillosa (SC) según la base de datos del software geotécnico GEO5. Fuente: Autor. ....	205
<b>Figura 98.</b> Parámetros geotécnicos asumidos de acuerdo a los rangos propuestos por el software geotécnico GEO5. Fuente: Autor. ....	205
<b>Figura 99.</b> Verificación de estados límites de falla de etapa constructiva 1 en Caso 1 con 2.8 m de altura de excavación. Fuente: Autor. ....	214
<b>Figura 100.</b> Verificación preliminar de estados límites de servicio en etapa constructiva 2 de Caso 1. Fuente: Autor. ....	215
<b>Figura A-1.</b> Corte transversal del edificio objeto de estudio (Vista derecha). Fuente: Planos arquitectónicos proporcionados por el Ingeniero Civil José España Moratto. ....	235
<b>Figura A-4.</b> Planta tipo para la totalidad de niveles superiores a los sótanos en la edificación objeto de estudio. Fuente: Planos arquitectónicos proporcionados por el Ingeniero Civil José España Moratto. ....	238
<b>Figura B-1.</b> Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva 1 de Caso 1. Fuente: Autor. ....	239
<b>Figura B-2.</b> Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva 2 de Caso 1. Fuente: Autor. ....	239
<b>Figura B-3.</b> Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva 3 de Caso 1. Fuente: Autor. ....	240



**Figura B-4.** Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva final de Caso 1. Fuente: Autor. .... 240

**Figura B-5.** Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva 1 en Caso 2. Fuente: Autor..... 241

**Figura B-6.** Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva 2 en Caso 2. Fuente: Autor..... 241

**Figura B-7.** Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva final en Caso 2. Fuente: Autor. .... 242

**Figura B-8.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 1 de Caso 1. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor. .... 243

**Figura B-9.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 2 de Caso 1. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor. .... 244

**Figura B-10.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 4 de Caso 1. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor. .... 245

**Figura B-11.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 6 de Caso 1. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor. .... 246

**Figura B-12.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 1 de Caso 2. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor. .... 247

**Figura B-13.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 2 de Caso 2. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor. .... 248

**Figura B-14.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 4 de Caso 2. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor. .... 249



**Figura C-1.** Análisis de modelo SAP 1-1. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. Fuente: Autor..... 250

**Figura C-2.** Análisis de modelo SAP 1-2. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 251

**Figura C-3.** Análisis de modelo SAP 1-3. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 251

**Figura C-5.** Análisis de modelo SAP 1-5. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 253

**Figura C-6.** Análisis de modelo SAP 1-6. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 254

**Figura C-7.** Análisis de modelo SAP 1-7. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 255

**Figura C-8.** Análisis de modelo SAP 1-8. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 256

**Figura C-9.** Análisis de modelo SAP 1-9. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área



de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 257

**Figura C-10.** Análisis de modelo SAP 1-10. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 258

**Figura C-11.** Análisis de modelo SAP 1-11. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 259

**Figura C-12.** Análisis de modelo SAP 2-1. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 260

**Figura C-13.** Análisis de modelo SAP 2-2. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 261

**Figura C-14.** Análisis de modelo SAP 2-3. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 262

**Figura C-15.** Análisis de modelo SAP 2-4. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 263

**Figura C-16.** Análisis de modelo SAP 2-5. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 264



**Figura C-17.** Análisis de modelo SAP 2-6. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 265

**Figura C-18.** Análisis de modelo SAP 2-7. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. .... 266



## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Resumen de las envolventes de presión aparente trapecoidales para excavaciones temporales en arcillas rígidas a duras.....	75
<b>Tabla 2.</b> Valores nominales de sobrecargas. ....	81
<b>Tabla 3.</b> Valores presuntivos de transferencia de carga última para el diseño preliminar de anclajes de tierra de diámetro pequeño y eje recto inyectados por gravedad en suelos.....	94
<b>Tabla 4.</b> Valores presuntivos de transferencia de carga última para el diseño preliminar de anclajes en roca. ....	95
<b>Tabla 5.</b> Propiedades de barras de acero de pretensado (ASTM A722) .....	116
<b>Tabla 6.</b> Propiedades de cables de acero de pretensado de 15 mm de diámetro. (ASTM A416, Grado 270 (métric 1860)).....	117
<b>Tabla 7.</b> Relación de orientación entre el tamaño del tendón y el tamaño de la apertura de la trompeta.....	117
<b>Tabla 8.</b> Datos ingresados en DIMA v.1.0 para el diseño geotécnico de muro anclado con edificación colindante de 5 pisos. ....	148
<b>Tabla 9.</b> <i>Valores de Aa y Av para las ciudades capitales de departamento.</i> ....	149
<b>Tabla 10.</b> <i>Factores de seguridad indirectos mínimos.</i> .....	150
<b>Tabla 11.</b> Datos ingresados en DIMA v.1.0 para el diseño geotécnico de muro anclado sin colindancia. ....	151
<b>Tabla 12.</b> Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, $l$ . ....	198
<b>Tabla 13.</b> Factores de seguridad básicos mínimos directos. ....	198
<b>Tabla 14.</b> Precio de materiales necesarios para la construcción de un muro anclado.....	200
<b>Tabla 15.</b> Material bibliográfico utilizado en el desarrollo del estudio .....	202
<b>Tabla 16.</b> Cálculo de módulo de reacción horizontal $K_h$ , para muro de espesor $D = 0.20$ m. ....	208
<b>Tabla 17.</b> Cálculo de módulo de reacción horizontal $K_h$ , para muro de espesor $D = 0.25$ m. ....	209
<b>Tabla 18.</b> Cantidades de obra de muro anclado con edificación colindante. ....	219



<b>Tabla 19.</b> Cantidades de obra de muro anclado sin edificación colindante. ....	220
<b>Tabla 20.</b> Presupuesto básico de muro anclado con edificación colindante. ....	221
<b>Tabla 21.</b> Presupuesto básico de muro anclado sin edificación colindante. ....	221
<b>Tabla 22.</b> Evaluación comparativa de consideraciones técnicas tomadas en cuenta previas al diseño para cada caso. ....	222
<b>Tabla 23.</b> Evaluación comparativa de resultados de diseños finales para cada caso. ....	223



## LISTA DE GRAFICAS

<b>Gráfica 1.</b> Valor de KA basado en la envolvente de Terzaghi y Peck y el método de Henkel. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 59. ....	79
<b>Gráfica 2.</b> Variación de $\alpha$ con la cohesión no drenada de la arcilla. Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Braja M. Das. (2001). 4ta Edición. Pág 519.....	98
<b>Gráfica 3.</b> Relación entre $\phi$ y la relación $\tau_{ult}/UCS$ (Despues de Littlejohn, 1979). Fuente: Anclajes en suelo. Monroy, R. Trabajo de Grado. Universidad Nacional Autónoma de México. (2007). Pág. 61.....	100
<b>Gráfica 4.</b> Efectos de los coeficientes sísmicos y el ángulo de fricción sobre el coeficiente de presión activa sísmica. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 115.....	112
<b>Gráfica 5.</b> Variación de la inclinación de la superficie de falla con respecto al coeficiente de aceleracion horizontal. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 118.....	114
<b>Gráfica 6.</b> Coeficiente de la variación horizontal de la subrasante. Fuente: Introducción a la mecánica de suelos. Covo, A. (2003). Pág. 239.....	133
<b>Gráfica 7.</b> Dimensión vertical de panel para cada caso. Fuente: Autor. ....	210
<b>Gráfica 8.</b> Número de anclajes en muro para cada caso. Fuente: Autor. ....	211
<b>Gráfica 9.</b> Carga de anclaje de diseño para cada caso. Fuente: Autor. ....	211
<b>Gráfica 10.</b> Longitud de bulbo en anclajes para cada caso. Fuente: Autor.....	212
<b>Gráfica 11.</b> Espesor de muro para cada caso. Fuente: Autor. ....	213
<b>Gráfica 12.</b> Factor de seguridad por etapas para cada caso. Fuente: Autor .....	215
<b>Gráfica 13.</b> Desplazamiento lateral máximo del muro por etapas para cada caso. Fuente: Autor. ....	217
<b>Gráfica 14.</b> Asentamiento diferencial sobre estructura colindante en Caso 1. ....	217



## **RESUMEN**

Para la consecución de obras en espacios subterráneos es necesario la realización de estructuras de contención, como lo son los muros de contención con anclajes, que además en la mayoría de los casos tienen colindancia con estructuras, lo cual se constituye una condición crítica para el diseño y construcción de los mismos. De acuerdo a esto en la presente investigación se buscó determinar la influencia de estructuras colindantes en la concepción, análisis y diseño de un sistema de muros anclados para sótano de una edificación, esto mediante un análisis comparativo entre el diseño un sistema de muro anclado con edificación colindante presente (Caso 1) y uno sin presencia de esta (Caso 2), ambos para el sótano del edificio “GALILEA”.

Por lo anterior en los laboratorios de sistemas del Campus Piedra Bolívar de la Universidad de Cartagena se desarrolló primeramente una hoja de cálculo en Excel (DIMA v.1.0) para el desarrollo de los diseños geotécnicos, y así mismo se construyeron los modelos para los diseños estructurales en el software SAP 2000 v.14.2.4 y los modelos para las verificaciones de estados límites de falla y de servicio en el programa MEF del paquete de software GEO5 para cada caso.

En términos generales se obtuvo que para el caso 1 fue necesaria una separación de 1 m entre la excavación y la edificación colindante mientras que para el caso 2 no fue necesaria separación alguna, el número de anclajes necesarios para el caso 1 supero en 8 unidades al número de anclajes necesarios en el caso 2, la longitud de bulbos para el caso 2 fue superior en 1 m a la longitud de bulbo para el caso 1, el desplazamiento lateral máximo en el caso 1 fue alrededor de 2 veces menor que el presentado en el caso 1, los asentamientos diferenciales sobre la estructura colindante en el caso 1 no sobrepasaron los límites estipulados en el NSR-10 y finalmente el costo total para el caso 1 fue superior en 8,040,687.34 (42%) con respecto al caso 2. De acuerdo a esto, se pudo concluir que la presencia de una estructura colindante al sistema de muros anclados construidos por paneles o paños influyó directamente en la condición de empujes con la cual se debió



diseñar y en las limitaciones para las dimensiones del paño asumidas para el diseño; además influyó en el aumento del número total de anclajes, de la fuerza de anclaje de diseño, del espesor de muro y del costo final por concepto de cantidades de obra; del mismo modo influyó en la disminución de la longitud de bulbo necesaria, todo lo anterior con respecto a los resultados de diseño del sistema de muros anclados sin edificación colindante para las mismas condiciones geotécnicas y geométricas del proyecto.



## ABSTRACT

For the accomplishment of works in underground spaces is necessary the realization of structures of containment, as they are it the walls of contention with anchors, that in addition in the majority of the cases they have border with structures, which constitutes a critical condition for the design and construction of them. According to this, in the present investigation we sought to determine the influence of adjacent structures in the conception, analysis and design of a system of anchored walls for the basement of a building, this by means of a comparative analysis between the design of a wall system anchored with a building adjoining present (Case 1) and one without presence of this (Case 2), both for the basement of the building "GALILEA".

Therefore, in the system laboratories of the Campus Piedra Bolívar of the University of Cartagena, an Excel spreadsheet (DIMA v.1.0) was first developed for the development of the geotechnical designs, and also the models for the designs were built structural aspects in SAP 2000 v.14.2.4 software and the models for the verification of fault and service limit states in the MEF program of the GEO5 software package for each case.

In general terms it was obtained that for case 1 a separation of 1 m between the excavation and the adjacent building was necessary, while for case 2 no separation was necessary, the number of anchors needed for case 1 exceeded 8 units number of anchors required in case 2, the length of bulbs for case 2 was greater than 1 m for the length of bulb for case 1, the maximum lateral displacement for case 1 was about 2 times smaller than that presented in case 1, the differential settlements on the adjoining structure in case 1 did not exceed the limits stipulated in the NSR-10 and finally the total cost for case 1 was higher by \$ 8,040,687.34 (42%) with respect to case 2. According to to this, it was possible to conclude that the presence of a structure adjoining the system of anchored walls built by panels or cloths directly influenced the condition of thrust with which it had to be designed and in the adjustments for the cloth dimensions assumed for the design; it also influenced the increase in the total number of anchors, the design anchoring force, the thickness of the wall and the final cost for the concept of work quantities; in the same way it influenced in the reduction



of the length of necessary bulb, all the previous thing with regard to the results of design of the system of anchored walls without adjacent edification for the same geotechnical and geometric conditions of the project.



## INTRODUCCIÓN

El sector de la construcción, es uno de los sectores que más aporta al PIB de la nación. Puede esto constatarse claramente poniendo por medio las afirmaciones hechas por el Ministro de Hacienda de nuestro país, Mauricio Cárdenas; el cual mencionó a finales del año 2015 que en el primer trimestre del año en curso el Gobierno estimaba el crecimiento de este indicador en una cifra alrededor del 3%, siendo este impulsado por el sector de la industria y en gran medida también por el sector de la construcción. (Portafolio, 2016)

Este sector lógicamente se ha convertido en destino de grandes inversionistas, que desde luego desde cualquier perspectiva que se observe, están en búsqueda siempre de las mayores utilidades y rentabilidades posibles producto de la construcción. Esto ha influido particularmente en un aspecto de la concepción de los grandes proyectos de construcción que se vienen llevando a cabo, y es que desde hace ya varios años en las grandes ciudades, para obtener más espacios de uso en edificios y obras de gran magnitud, se proyectan sótanos o subsuelos que muchas veces llegan hasta 20 metros de profundidad. Son éstas las soluciones ante los elevados costes de terrenos y la necesidad de obtener mayor superficie.

Para la consecución de estos espacios subterráneos es necesario la realización de estructuras de contención que permiten contrarrestar los empujes de tierra producidos a raíz de la extracción de las grandes masas de tierra. A estos efectos, se trata de conseguir muros de contención del menor espesor posible conservando una buena calidad y que ofrezcan seguridad y buen diseño. Una de las alternativas para estos muros de contención son los anclajes, los cuales son elementos constructivos que ayudan a mantener la estabilidad, ya que estos muros de contención de tan delgado espesor en relación a la profundidad excavada, reciben importantes empujes de la tierra y también los efectos producidos por el agua, de modo que este recurso les permite reforzar y asegurar su estabilidad. (Construmatica, s.f.)



Dada la ubicación en espacio subterráneo de este tipo de estructuras, estas deben ser seguras y estables tanto para la edificación como tal, como para las estructuras vecinas, si hay presencia de estas. Para ello de acuerdo a las características propias de dicho sistema, el anclaje que se utiliza para sostener el muro debe trabajar a tracción adecuadamente y además asegurar que realiza su función con seguridad, para lo cual se deben estudiar correctamente distintos parámetros de dicho dispositivo, tales como las características mecánicas del terreno que atraviesa, la lechada de inyección utilizada, así como el acero usado en los tirantes del anclaje. (Álvarez, 2013)

Resulta indispensable el estudio preciso de las condiciones y características del terreno, puesto que la tracción que soportan los tirantes de estos anclajes se da por la fricción generada entre estos y el suelo. Es decir, que lógicamente el suelo es el que finalmente da soporte al correcto funcionamiento de este sistema de contención. Y en presencia de estructuras que colinden con el proyecto en curso, como ocurre generalmente en la práctica, el suelo sobre el que está asentado dicha edificación vecina será el mismo que dará soporte al mecanismo de contención, puesto que los tirantes están colocados lateralmente a los muros.

Por ello, y en relación con esta condición en particular, surge la necesidad de ampliar el rango de conocimientos técnicos que permitan poseer las aptitudes suficientes para llevar a cabo una obra de estas características o especificaciones, de modo que se constituya en un proyecto seguro, estable técnica y económicamente, útil y funcional.

En cuanto al desarrollo académico ligado a la temática mencionada anteriormente y en una similitud bastante cercana con el enfoque de la investigación presente, está por ejemplo el estudio *“Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones”* llevado a cabo por Cabellos (2012) en la ciudad de Lima, Perú; en el cual se desarrolló un análisis comparativo entre dos procedimientos usados para la estabilización de taludes, uno corresponde al uso de calzaduras y el otro al de muros anclados. Para el desarrollo del estudio en cuestión, se usaron dos proyectos ejecutados en la ciudad de Lima, básicamente edificios



multifamiliares ubicados en el distrito de Miraflores, que cuentan uno con dos y el otro con tres sótanos y medio, ambas fueron construidas bajo los mismos procedimientos, teniendo un porcentaje de anillos del sótano construidos en calzadura y otro porcentaje de anillos del sótano construidos en muros de anclaje.

Así mismo, y en relación directa con la temática de la influencia de edificaciones colindantes en estructuras de contención de muros anclados, Sieminska-Lewandowska en el 2005 propone en su estudio *“The displacements of anchored diaphragm walls”* la toma de mediciones de los desplazamientos de los muros pantalla de dos grandes estaciones de metro de Varsovia, mediante monitoreos constantes con el fin de obtener los valores de desplazamiento horizontal máximo relativo de los muros pantalla, así como la evaluación y modelación del valor real de los parámetros de suelos en base a los resultados de las mediciones. La motivación de esta investigación fue la influencia de las obras de ingeniería en edificios en las cercanías de las excavaciones profundas sobre estas dos estaciones de metro (A13-Centrum y A14- Swietokrzyska) puesto que estas fueron construidas en el centro de la ciudad, en condiciones geotécnicas complejas, y en un área de residencia de densidad de construcción alta. En el curso de la construcción de las dos estaciones, se midieron los desplazamientos de paredes de la excavación de profundidad y las zonas adyacentes. El seguimiento y análisis continuo de los resultados de las mediciones permitieron que los inversionistas y contratistas pudieran controlar permanentemente la estabilidad de los muros, así como supervisar las pruebas de resistencia y fiabilidad de las anclas de tierra asegurando que su capacidad estuviera de acuerdo con la de diseño.

Como resultado de este proceso, Sieminska-Lewandowska obtuvo que los desplazamientos horizontales reales máximos de un muro pantalla anclada aparecen en la parte superior de la pared, y que en la sección de excavación más profunda su valor no exceda de 0,2% de  $H_w$  (la mayor profundidad de la excavación). La forma de los desplazamientos tiene un carácter similar al de un voladizo, lo que significa que disminuyen con la profundidad. De acuerdo a esto se pudo concluir que los muros anclados fueron diseñados adecuadamente y los anclajes garantizaban su estabilidad para lograr la capacidad requerida.



De acuerdo a esto y en aras de profundización en la temática de muros de contención, el desarrollo de este proyecto se enfocó en el diseño y análisis de muros anclados en sótanos para edificaciones teniendo en cuenta la condición de la existencia de estructuras colindantes al sitio de construcción del mismo, así como también las consideraciones de sismo-resistencia contenidas dentro de la normativa nacional NSR-10, evitando así daños futuros a la edificación vecina que conlleven a vulnerar la seguridad de los habitantes de esta y que además se incurra en gastos no presupuestados para subsanar las afectaciones y el detrimento de esta, incrementando el costo del proyecto y disminuyendo así la rentabilidad del mismo.

La presente investigación es útil y de gran importancia para la comunidad de profesionales en la ingeniería civil dado que hace un aporte al conocimiento de este sistema de contención tan eficiente e innovador, además que aporta consideraciones importantes a tener presentes en la condición de estructuras existentes que colinden con estos, lo cual ocurre frecuentemente en la práctica puesto que generalmente estos proyectos se llevan a cabo dentro de zonas urbanas. Este aporte cobraría fuerza en el ámbito local, dado que en la ciudad de Cartagena existen restricciones de altura para la construcción de obras nuevas en zonas urbanas y de patrimonio histórico y cultural, así como reglamentación de parqueaderos mínimos de acuerdo al área construida y al número de habitantes, por lo que cada vez más se hace necesaria y eficaz el uso del subsuelo para sortear estas condiciones. (DECRETO No. 0977: “Por medio del cual se adopta el Plan de Ordenamiento Territorial del Distrito Turístico y Cultural de Cartagena de Indias”, 2001)

Para la materialización de los objetivos planteados, la modelación, diseño estructural y análisis comparativo a nivel técnico, legal y económico para los casos de muros anclados con y sin presencia de estructuras colindantes, se llevará a cabo en los laboratorios de sistemas dentro de las instalaciones de la Universidad de Cartagena en el Campus Piedra Bolívar, situada en la Ciudad de Cartagena de Indias (Colombia).

Adicionalmente y en relación a la complejidad que enmarca el diseño geotécnico de este tipo de estructuras y lo dispendioso que puede llegar a ser, se planteó como un objetivo anexo el conformar con todo el marco teórico consultado y consignado una guía realmente



útil y eficiente para los estudiantes del pregrado de Ingeniería Civil, especialmente los pertenecientes a la Universidad de Cartagena, que más adelante deseen desarrollar su trabajo de grado o bien proyectos de investigación en relación al tema de muros anclados en sótanos, puesto que en la actualidad en la biblioteca del Programa de Ingeniería Civil de la Universidad de Cartagena no existen otros trabajos de grado relacionados con esta temática de manera específica.

El desarrollo del proyecto en mención se relacionó con el área de estructuras y se enmarcó dentro de la línea de investigación que posee el grupo de la universidad de Cartagena ESCONPAT, esto es posible ya que, el enfoque principal de la investigación es estructural, y además también se realizaron evaluaciones de estabilidad y verificaciones de desplazamientos de la estructura, por lo que guarda estrecha relación con la línea de investigación de Seguridad Estructural adscrita a este grupo de investigación.

Con los objetivos planteados, el diseño de los muros anclados en las condiciones de presencia y ausencia de estructuras colindantes y la determinación de las consideraciones de diseño iniciales de acuerdo a dichas condiciones y la comparación de los resultados de diseños finales se buscó responder el interrogante ¿Cuál es la influencia de estructuras colindantes en la concepción, análisis y diseño de un sistema de muros anclados para sótanos en edificaciones?

Cabe anotar que en el inicio del presente proyecto, en la conformación de la propuesta de grado, se contó con el apoyo y asesoría del ingeniero estructural Jairo Alvis Alí, un profesional de gran experiencia en el tema. Debido a quebrantos de salud no pudo seguir colaborando en las directrices de la investigación planteada, por lo que para la consolidación de los resultados finales se tuvo el apoyo del Ingeniero Civil José Faustino España Morato, siendo este además quien finaliza como el director de este estudio académico. Del mismo modo se recibió gran ayuda y asesoría por parte del Ingeniero y MSc. Guillam Barboza en toda la parte de diseño geotécnico que se contempló dentro de los objetivos.



## **1. MARCO REFERENCIAL**

### **1.1. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE**

El avance en los sistemas de contención de empuje de tierras, así como lo es en todos los campos del conocimiento va de la mano del tiempo y se ve ampliamente reflejado en la historia. El desarrollo de nuevas teorías y planteamientos sobre las que se basan nuevas técnicas de construcción y diseño de estructuras surgen generalmente como búsqueda de solución a situaciones específicas, optimización de procesos o simplemente innovaciones en búsqueda de enfoques distintos a los paradigmas que rigen en el momento. Por tal motivo, es necesario establecer el progreso y desarrollo reciente de investigaciones relacionadas con la construcción y diseño de muros anclados como sistema de contención, y de esta manera determinar qué tan provechosa y pertinente es la investigación que se enmarca dentro del presente proyecto.

#### **1.1.1. Antecedentes a nivel internacional**

Dentro de los desarrollos más actuales acerca de la temática de los muros anclados como sistema de contención y su diseño se encuentra la investigación realizada por Rosero C. sobre el año 2015 en la ciudad de Ambato-Ecuador, titulada *“Análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos”*. Esta investigación tuvo como propósito desarrollar un documento técnico en el cual se presentaron las características, análisis, procedimiento de cálculo, diseño, y verificación de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos para estructuras que poseen edificaciones adyacentes.



Para ello el autor desarrolló una hoja de cálculo que permitiera una mejor apreciación y practicidad del análisis, diseño y aplicación de muros anclados en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos, además de proporcionar a la comunidad estudiantil de una herramienta más accesible en comparación con los programas computacionales de diseño, debido a lo costosas que son las licencias de uso. Alternativamente se usó el módulo de diseño de muros pantalla del conjunto de soluciones geotécnicas GEO5, que es un programa de análisis, diseño y cálculo de estructuras de contención. En esta aplicación se ingresaron los datos calculados con el programa CMA v1.0 de acuerdo a las consideraciones técnicas tomadas como ejemplo, para comparar así resultados de tensiones en los anclajes y verificar si el talud es estable. De acuerdo a esto se pudo observar que existía una semejanza bastante cercana en relación a la carga que se produce en cada anclaje, aunque el software especializado GEO5 arrojó resultados más bajos, aludiéndose esto posiblemente a que el software no permite añadir la sobrecarga de estructuras aledañas mientras que el cálculo con la aplicación propia CMA v1.0 si lo permite. Junto con esto, también se tiene que dicho programa desarrolla el diseño por medio de algoritmos de programaciones más avanzadas y fundamentadas en análisis de elementos finitos que optimizan las posibilidades de cálculo. Del mismo modo Rosero estableció que la estabilidad del talud era aceptable con los datos que había ingresado al programa GEO5, lo que demuestra que se ha hecho un buen proceso de cálculo dentro del programa CMA v1.0

Las limitaciones de este estudio claramente están en que primeramente para el análisis y diseño del sistema de muros anclados no se pudo ingresar los datos correspondientes a la sobrecarga por la presencia de alguna estructura adyacente en el software GEO5, por lo que los resultados tuvieron una variación considerable. Por otro lado, no mencionan ninguna consideración en cuanto al retiro con respecto a los límites del lote, y en relación con la longitud de los anclajes.

Por su parte, Cecconi, Pane and Vecchietti S. en un intento por desarrollar el diseño de un sistema de contención de este tipo desde otro enfoque, desarrollan en el 2008 la investigación *“The DDBD Method In The A-Seismic Design of Anchored Diaphragm Walls”*, la cual basa su estudio en el procedimiento de diseño conocido como el método de



diseño directo en base al desplazamiento (DDBD por sus siglas en ingles), aplicado a pantallas diafragma ancladas, el cual se ha desarrollado en ingeniería estructural en los últimos diez años en el intento de mitigar algunas deficiencias en los métodos actuales de diseño basados en la fuerza solamente. El enfoque de diseño de ingeniería sísmica relacionado con el método del desplazamiento resulta ser muy útil y capaz de proporcionar mejoras en la fiabilidad del diseño al comparar directamente la respuesta computacional del sistema, así como también observando el comportamiento estructural esperado.

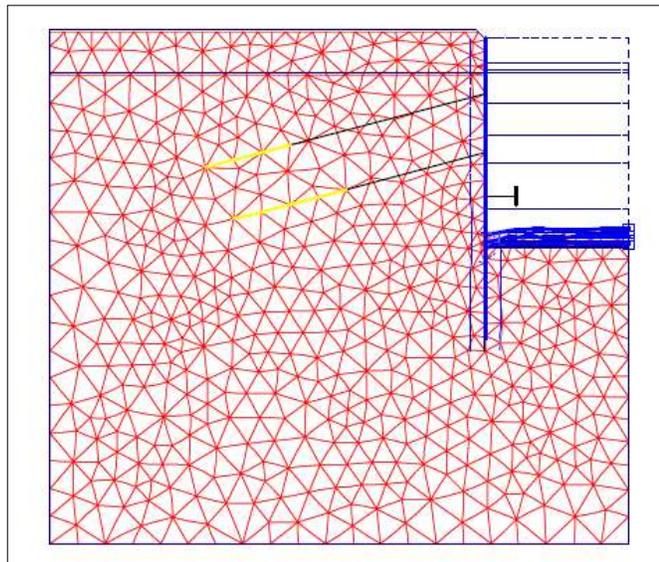
Como punto de partida, haciendo uso del método DDBD la estructura anclada se modeló como un equivalente a un sistema elástico de un solo grado de libertad. El proceso de diseño se desarrolló por el supuesto de que el comportamiento dinámico del sistema de un grado de libertad equivalente se caracteriza por su respuesta máxima de desplazamiento, en lugar de sus propiedades elásticas iniciales. De acuerdo a lo que se plantearon encontraron que por ejemplo en lo relacionado con los valores de factor de seguridad, el valor elegido de la longitud de empotramiento ( $d = 2 \text{ m}$ ) conduce a valores de FS ligeramente por encima de la unidad ( $FS = 1,0 \text{ a } 1,1$ ), a condición de que los desplazamientos máximos tolerables fueran del orden de 8 - 10 cm. Así mismo pudieron concluir que desplazamientos más pequeños llevan a empujes de dinámicos de tierra mucho más grandes y los valores de FS por debajo de la unidad, por lo que requeriría mayores valores de longitud de empotramiento.

Las limitantes de este estudio se encuentran en el hecho de que el diseño, y por lo tanto las consideraciones de sismicidad se tomaron de acuerdo al método directo de diseño basado en los desplazamientos (DDBD) distintos a lo contemplado por el convencional método pseudoestático basado en los estados limites (aplicado por la NSR-10).

Así mismo, y en relación directa con la temática de la influencia de edificaciones colindantes en estructuras de contención de muros anclados, Sieminska-Lewandowska en el 2005 propone en su estudio *“The displacements of anchored diaphragm walls”* la toma de mediciones de los desplazamientos de los muros pantalla de dos grandes estaciones de metro de Varsovia, mediante monitoreos constantes con el fin de obtener los valores de



desplazamiento horizontal máximo relativo de los muros pantalla, así como la evaluación y modelación del valor real de los parámetros de suelos en base a los resultados de las mediciones (Figura 1). La motivación de esta investigación fue la influencia de las obras de ingeniería en edificios en las cercanías de las excavaciones profundas sobre estas dos estaciones de metro (A13-Centrum y A14- Swietokrzyska) puesto que estas fueron construidas en el centro de la ciudad, en condiciones geotécnicas complejas, y en un área de residencia de densidad de construcción alta. La profundidad de las excavaciones para ambas estaciones fueron de 17,5 m y 14,5 m, respectivamente. En el curso de la construcción de las dos estaciones, se midieron los desplazamientos de paredes de la excavación de profundidad y las zonas adyacentes. El método de mediciones fue diseñado de una manera tal como para obtener una imagen completa de los desplazamientos de las paredes de la excavación en un período de observación (19 meses). El seguimiento y análisis continuo de los resultados de las mediciones permitieron que los inversionistas y contratistas pudieran controlar permanentemente la estabilidad de los muros, así como supervisar las pruebas de resistencia y fiabilidad de las anclas de tierra asegurando que su capacidad estuviera de acuerdo con la de diseño.



**Figura 1.** Malla obtenida por MEF de la excavación A14. Fuente: The displacements of anchored diaphragm walls. Sieminska-Lewandowska. (2005).



Como resultado de este proceso, Sieminska-Lewandowska obtuvo que los desplazamientos horizontales reales máximos de un muro pantalla anclada aparecen en la parte superior de la pared, y que en la sección de excavación más profunda su valor no exceda de 0,2% de  $H_w$  (la mayor profundidad de la excavación). La forma de los desplazamientos tiene un carácter similar al de un voladizo, lo que significa que disminuyen con la profundidad. De acuerdo a esto se pudo concluir que los muros anclados fueron diseñados adecuadamente y los anclajes garantizaban su estabilidad para lograr la capacidad requerida.

Esta investigación está limitada puesto que es solo un análisis de desplazamientos, y solo toca el aspecto de diseño, pero en cuanto a los parámetros del suelo para verificar que concuerden con los previstos sin enfocarse en el diseño estructural de los muros anclados como tal.

Para la comodidad de los compradores y los usuarios, existe una creciente demanda para la construcción de sótanos en las proximidades de los túneles existentes. Para garantizar la seguridad y la capacidad de servicio de los túneles existentes, se han realizado muchos análisis numéricos para investigar la interacción sótano-túnel. Sin embargo, la mayoría de los estudios previos han simplificado la interacción compleja como un problema de deformación plana y a menudo han pasado por alto los efectos de la trayectoria del estrés y la dependencia de la tensión en la rigidez del suelo. En este estudio se realizó un estudio paramétrico numérico tridimensional para explorar la compleja interacción en arena seca utilizando un modelo de suelo hipoplástico avanzado. La validez del modelo de suelo y los parámetros del suelo se calibran y se verifican mediante los resultados de la prueba de centrifugación. Los parámetros considerados en las respuestas del túnel por la excavación subyacente del subsuelo incluyen la geometría de la excavación, la densidad de la arena, la tuesura del túnel y la rigidez de la junta. Se observa que la interacción sótano-túnel en el centro del sótano alcanza una condición de deformación plana cuando la longitud de excavación a lo largo de la dirección longitudinal del túnel es mayor que  $9 H_e$  (profundidad de excavación final). Tanto el levantamiento como la tensión de tracción transversal del túnel exceden el límite de movimiento permisible y la tensión de fisuración cuando la



longitud de excavación es mayor que 5 He y la anchura de excavación es más ancha que 2 He. En un área de excavación determinada, el lado más largo del sótano debe ser perpendicular al

Dirección longitudinal del túnel para reducir los efectos adversos inducidos por la excavación en el túnel existente. Debido a que un suelo más suelto tiene menor rigidez alrededor del túnel, el túnel se eleva y la tensión en el centro del sótano se incrementa hasta 90% y 80%, respectivamente, cuando la densidad relativa de arena disminuye de 90% a 30%. Al aumentar la rigidez del túnel 100 veces, el esfuerzo de túnel máximo inducido y la tensión de tracción se reducen hasta en un 75% y 85%, respectivamente. Esto significa que el endurecimiento de un túnel puede ser una manera efectiva de aliviar los efectos adversos inducidos por la excavación en el túnel existente. La tensión del túnel inducida y la deformación por tracción en el centro del sótano son insensibles a la presencia de la unión del túnel a menos que la rigidez de la articulación sea inferior al 30% de la rigidez del revestimiento

Por otro lado, y en una relación bastante estrecha con el enfoque de la investigación presente, está el estudio *“Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones”* llevado a cabo por Cabellos (2012) en la ciudad de Lima, Perú; en el cual se desarrolló un análisis comparativo entre dos procedimientos usados para la estabilización de taludes, uno corresponde al uso de calzaduras y el otro al de muros anclados. Para el desarrollo del estudio en cuestión, se usaron dos proyectos ejecutados en la ciudad de Lima, básicamente edificios multifamiliares ubicados en el distrito de Miraflores, que cuentan uno con dos y el otro con tres sótanos y medio, ambas fueron sido construidas bajo los mismos procedimientos, teniendo un porcentaje de anillos del sótano construidos en calzadura y otro porcentaje de anillos del sótano construidos en muros de anclaje.

Este análisis incluyó el comparativo del tiempo de ejecución de las dos obras, así como también el análisis económico para los cuales se usaron los rendimientos y análisis de precios unitarios de la empresa EDIFICA, empresa ejecutora de ambas obras, con la



finalidad de llegar a valores reales económicamente y poder hacer una mejor comparación. Del mismo modo como parte del estudio se hizo un análisis de seguridad, evaluando los principales peligros involucrados en cada procedimiento y se realizó un análisis sobre el impacto causado en las viviendas aledañas; por un lado, el impacto durante la construcción y por el otro, un impacto futuro.

De acuerdo a estos objetivos planteados por el autor, se pudo apreciar que a medida que aumentan los anillos o el número de sótanos, el ahorro en tiempo de ejecución disminuye si se utilizan muros anclados. Según el estudio realizado si se decide utilizar calzaduras en el caso de dos pisos de sótano se tomará 16% más de tiempo que empleando el otro método y para el caso de 3.5 sótanos el resultado se eleva a 33%. En el aspecto económico según el análisis, resultó más barato emplear muros anclados y con mayor diferencia a partir del tercer sótano. Para el caso de dos sótanos el procedimiento de calzaduras es 14% más caro que el de muros anclados y para el caso de 3.5 sótanos este valor se eleva hasta 41% de ahorro. Por otro lado, como procedimiento, emplear calzaduras resulta ser más riesgoso para la ocurrencia de accidentes conforme sea más profundo. Sin embargo, el procedimiento de muros anclados también presenta cierto riesgo, ya que al tener dentro de sus etapas el movimiento de tierras y el uso de maquinaria pesada podría generar accidentes de igual magnitud. Finalmente, en el tema de los vecinos se tiene que las molestias son parecidas en ambos casos, ya sea por el polvo, el ruido o las fisuras.

Esta investigación se ve limitada porque las condiciones o datos de entrada para los cuales se determinaron el diseño no son especificados dado que ya los datos de diseño y construcción fueron proporcionados, y por lo tanto no se muestra de manera clara como fue tomada en cuenta la sobrecarga por las estructuras vecinas.

### **1.1.2. Antecedentes a nivel Nacional y Local**

Con respecto a la actualidad del desarrollo de investigaciones acerca de la implementación de muros anclados a nivel nacional, se encuentra el estudio *“Valoración de diferentes opciones para estabilización del talud ubicado en el k8 +600 en la vía doble calzada*



*Bucaramanga-Cúcuta”* llevado a cabo por Caballero, J. en el año 2014. El objetivo de esta investigación fue analizar el talud ubicado en el Km 8 + 600 vía a Cúcuta, proponer tres métodos de estabilización y seleccionar cual era la más favorable desde el punto de vista técnico e ingenieril. Para tal fin, el autor recopiló información perteneciente al sitio, por medio de las empresas que están encargadas de la ampliación de la vía Bucaramanga-Cúcuta, para así caracterizar de forma detallada el talud. Dentro de las opciones a analizar y comparar se propusieron y se modelaron tres diferentes alternativas de estabilización, teniendo entre dichas opciones muro de contención, anclajes y terraceo.

En la modelación de alternativas se utilizó el software Slide en su versión de evaluación, empleando los distintos métodos de análisis de estabilidad de Bishop, Janbu, Spencer y el pseudoestático; permitiendo esto analizar y observar los factores de seguridad arrojado por cada uno de ellos, y así finalmente determinar la viabilidad a la hora de proponer las obras.

De acuerdo a esto, se obtuvo como resultado que el método de estabilización del muro de contención a diferencia de las otras dos alternativas no era estable y no cumplía con la normatividad vigente, debido a que en los resultados de las modelaciones se obtuvo un resultado de factor de seguridad promedio para la condición estática de 0.962 y para la condición dinámica de 0.551; para que esta alternativa fuera viable hubiera sido necesario construir un muro que cuente con dimensiones superiores a las planteadas inicialmente, lo que implicaba que la alternativa elevara sus costos de construcción. Finalmente, a partir de las modelaciones en SLIDE de cada una de las alternativas evaluadas, utilizando los métodos de análisis de factor de seguridad de Janbu, Bishop, Spencer y pseudoestático; y a partir de los resultados obtenidos se estableció que la pantalla anclada con pernos era la alternativa más viable frente, a pesar de que junto con la alternativa de terraceo cumplían las dos con los criterios de estabilidad y la normatividad vigente, pero la primera requiere de una menor intervención y movimiento de tierras.

La limitante de esta investigación radica en que el estudio se hizo en un talud no vertical, y que además no posee en sus variables la sobrecarga en la parte superior del talud por motivos de estructuras presentes.



Análogamente, y en mucha relación con el aspecto de daño a tercero por obras nuevas Duque, J. (2013) concretó la investigación *“Estimación del riesgo de daño debido a vibraciones producidas por maquinaria pesada cerca de viviendas”* en donde presentó un análisis de la estimación del riesgo de daño debido a las vibraciones producidas por maquinaria pesada que trabaja en zonas urbanas cerca de viviendas, permitiendo comprender la incidencia de la distancia de la fuente (o maquinaria) a la vivienda. Y de esta manera poder valorar los posibles riesgos a los que se verá sometida la edificación de acuerdo a los estándares internacionales.

Como resultado de un análisis de la influencia de la distancia como factor influyente, se determinó que, para la población muestreada, bajo las condiciones geotécnicas presentes, una distancia de control para tres viviendas estudiadas puede limitarse a no menos de 16 m. En este sentido, y generalizando para la zona en estudio, no sería necesaria la realización de actas de vecindad en un radio de influencia mayor. De acuerdo a los datos obtenidos, para el caso específico en estudio, mostraron que los niveles de vibración producidos por la maquinaria utilizada están por debajo de las normas de referencia para dos de las tres viviendas muestreadas, mientras que, en la restante, pese a sobrepasar los límites de dichas normas, en la verificación final se constató que no hubo daño a la misma. De otro lado, la valoración de los niveles de percepción humana arrojó que para todos los casos se presenta molestia para los habitantes, en algunos en niveles de intolerancia.

Paralelamente a modo de conclusión el autor plantea que teniendo presente que el valor promedio de realizar un acta de vecindad con base en los requerimiento normalmente exigidos por las entidades contratantes es cercano a los COP\$40.000 y que la relación de incremento de la densidad de viviendas con el incremento del radio de acción es de orden exponencial, una valoración económica detallada de la relación costo beneficio puede permitir que en un proyecto de construcción como en el que se realizaron en este estudio, sea más rentable la realización de un estudio que permita establecer el límite de acción para los equipos, soportando técnicamente el área de acción para efectos de vibración, que realizar de manera indiscriminada actas de vecindad.



El anterior proyecto está claramente limitado al ser un estudio de estimación de daño por vibración de maquinaria de construcción y no por la realización de obras de contención como lo son los muros anclados.

Por otro lado, en el ámbito local no se encuentra información disponible acerca de desarrollo académico en relación al sistema de contención de muros anclados en sótanos de edificaciones. Del mismo modo tampoco se encontró algún proyecto investigativo similar al que se enfoca la presente investigación llevados a cabo dentro de la Universidad de Cartagena.

Evidentemente en la ciudad existen obras en donde se viene aplicando este tipo de estructura, pero lastimosamente no ha sido posible acceder a la información técnica y detallada de algún proyecto de estos en particular.

### **1.1.3. Limitaciones de los antecedentes**

De acuerdo a lo mencionado anteriormente es posible observar que a nivel internacional la temática de los muros anclados y los aspectos concernientes a ello han sido foco de estudio de distintas investigaciones, encontrando así satisfactoriamente, antecedentes que respalden la pertinencia de enfocar esfuerzos para el desarrollo de la temática planteada en la presente investigación.

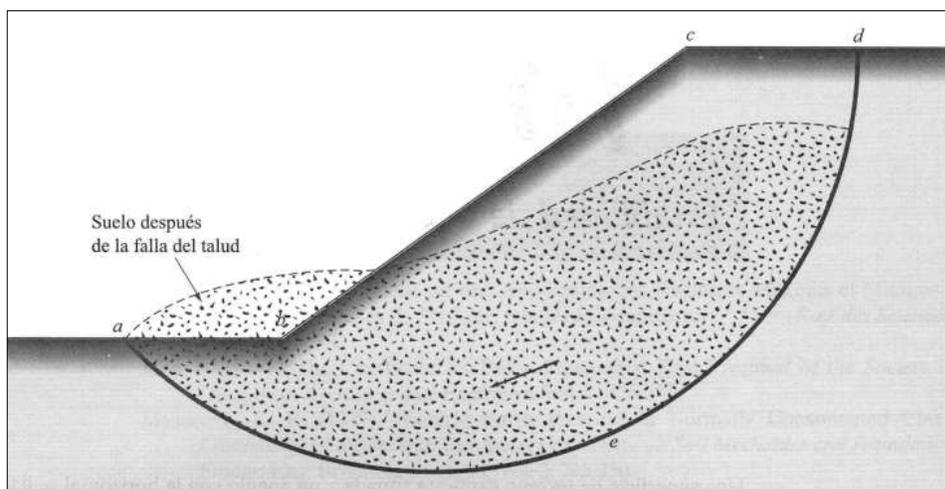
Por su parte a nivel nacional y local, la profundización de la investigación ha sido poca. El desarrollo académico del presente proyecto se justifica en que pocos de los antecedentes dirigen la atención a la influencia de las estructuras colindantes en el diseño y análisis de un sistema de muros anclados para sótanos en edificaciones, determinando específicamente las consideraciones técnicas que son relevantes para el mismo

## **1.2. MARCO TEORICO**



### 1.2.1. Generalidades

Un talud, ya sea natural o construido, es una superficie de terreno expuesta que está situada a un ángulo con la horizontal de un terreno en relación a otro. Cuando el terreno no es horizontal, una componente de la gravedad ocasionará que el suelo se mueva hacia abajo, y si dicha componente es suficientemente grande ocurrirá la falla del talud, es decir la masa de suelo de la zona *abcdea* se deslizará como se muestra en la figura 2. (Braja M, 2001)



**Figura 2.** Falla de un talud. Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Braja M. Das. (2001). 4ta Edición. Pág 340.

El ingeniero civil debe efectuar cálculos para verificar la seguridad y estabilidad de los taludes, lo que implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con resistencia cortante del suelo, lo cual no es tarea fácil, ya que se deben evaluar varias variables para tomar en cuenta el tipo de solución que se debe adoptar. (Rosero, 2015)

### 1.2.2. Estabilidad de taludes

En muchos casos los ingenieros civiles tienen que efectuar cálculos para verificar la seguridad de taludes naturales, taludes de excavaciones y de terraplenes compactados. Este



proceso, llamado análisis de la estabilidad de taludes, implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con la resistencia cortante del suelo.

El análisis de la estabilidad de un talud no es tarea fácil. La evaluación de variables tales como la estratificación del suelo y sus parámetros de resistencia cortante resulta una tarea formidable. La infiltración a través del talud y la selección de una superficie de deslizamiento potencial se agregan a la complejidad del problema. (Braja M, 2001)

### **1.2.2.1. Factor de seguridad**

La tarea del ingeniero encargado de analizar la estabilidad de un talud es determinar el factor de seguridad. En general, el factor de seguridad se define como:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (1)$$

Donde  $FS_s$  = factor de seguridad con respecto a la resistencia

$\tau_f$  = resistencia cortante promedio del suelo

$\tau_d$  = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de Falla

La resistencia cortante de un suelo consta de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se expresa como:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \varphi \quad (2)$$

Donde  $c$  = cohesión

$\varphi$  = ángulo de fricción drenada

$\sigma'$  = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

De manera similar también escribimos

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \varphi_d \quad (3)$$



Donde  $c_d$  y  $\varphi_d$  son, respectivamente, la cohesión efectiva y el ángulo de fricción que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla. Sustituyendo las ecuaciones (2) y (3) en la ecuación (1), obtenemos

$$FS_s = \frac{c + \sigma' \tan \varphi}{c_d + \sigma' \tan \varphi_d} \quad (4)$$

Podemos ahora introducir algunos otros aspectos del factor de seguridad, es decir el factor de seguridad con respecto a la cohesión  $FS_c$ , y el factor de seguridad con respecto a la fricción  $FS_\varphi$  se definen como sigue:

$$FS_c = \frac{c}{c_d} \quad (5)$$

y

$$FS_\varphi = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_d} \quad (6)$$

Cuando se comparan las ecuaciones (4), (5) y (6), vemos que cuando  $FS_c$  se vuelve igual a  $FS_\varphi$  ese es el factor de seguridad con respecto a la resistencia. O si

$$\frac{c}{c_d} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_d} \quad (7)$$

podemos escribir

$$FS_s = FS_c = FS_\varphi \quad (8)$$

Cuando  $FS_s$  es igual a 1, el talud está en un estado de falla inminente. Generalmente, un valor de 1.5 para el factor de seguridad con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable. (Braja M, 2001)

### **1.2.3. Sistema de muros anclados**

Los muros anclados son utilizados para la construcción de muros de retención o para asegurar cortes en excavaciones. Los anclajes generalmente son usados para proporcionar una precarga de los sistemas estructurales aplicando tensión por medio de sistemas hidráulicos al tendón del anclaje, que puede ser tanto barras como cables de acero de alta



resistencia. El cable o barra entonces será enlazado al suelo o roca por medio de una lechada cemento. La precarga aplicada servirá entonces para limitar el desplazamiento de la estructura, esto con el fin de evitar asentamiento que puedan ocasionar el daño en estructuras existentes o la falla de un corte generado ya sea por una excavación. Los anclajes varían en su longitud dependiendo tanto de la estratigrafía del sitio y sus condiciones geológicas, como la geometría y cargas a las que se ven sometido, por lo que los anclajes pueden ser de típicamente de 30 ton a 60 ton.

Los anclajes permanentes incorporan una variedad de sistemas de la protección contra la corrosión que son determinados por las condiciones específicas del sitio de trabajo, al presupuesto y a la duración de la obra.

Como se mencionó anteriormente los anclajes empiezan a trabajar en el momento que son sometidos a la precarga, sin la necesidad de que se deba dar un desplazamiento en el elemento a estabilizar. Por lo que su función en sitios donde el talud se encuentra en colindancia con estructuras existentes es muy efectiva, ya que evita el daño de las estructuras por asentamientos. (Geofortis, s.f.)

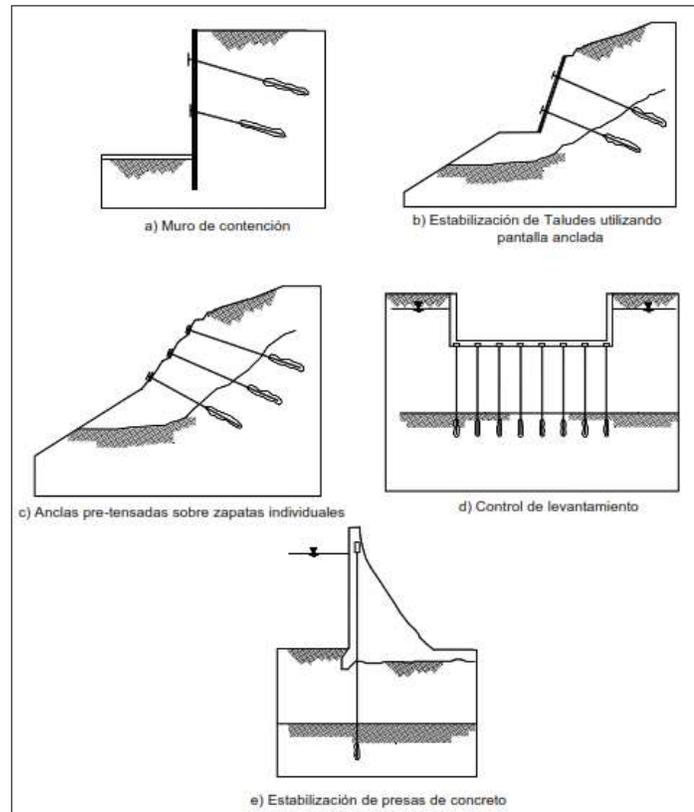
### **1.2.3.1. Clasificación de muros anclados**

Los muros anclados son estructuras de gravedad, semigravedad o pantallas; que se sostienen mediante anclas pretensadas con bulbos profundos (Figura 3). Los muros anclados pueden ser de varios tipos:

- ✓ *Muros de gravedad o semigravedad:* Las estructuras de gravedad son muros de concreto armado, a los cuales se les adicionan anclas pre-tensadas a varios niveles de altura.
- ✓ *Pantallas:* Son pantallas delgadas de concreto armado, las cuales se pueden construir utilizando concreto proyectado o fundidas en el sitio. A las pantallas de concreto se les colocan hileras de anclas a varios niveles. Las pantallas también pueden ser preexcavadas utilizando el sistema de “slurry wall”.



- ✓ *Tablestacas*: Estructuras delgadas enterradas, metálicas o de concreto armado, ancladas en su parte superior. Una variante del sistema son los pilotes tangentes/secantes. (Suarez, s.f)



**Figura 3.** Tipos de estructuras ancladas. Fuente: “Deslizamientos: Técnicas de remediación”. Suarez, J. S.f. Pág 150.

### 1.2.3.2. Anclajes

La definición oficial internacional es la propuesta por Littlejohn (1990): “Un anclaje es una instalación que es capaz de transmitir una carga de tensión a un manto de soporte a profundidad”. En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones, generalmente de acero, dentro de perforaciones realizadas con taladro, se inyectan con un cemento, y luego se tensionan. Las anclas para estabilizar deslizamientos pueden ser hincadas o perforadas. Generalmente se coloca sobre la cara de un muro o sobre un elemento de concreto en el



talud, una carga de tensión a través de un cable de acero anclado a un bulbo cementado a profundidad dentro del talud. Los anclajes pretensados incrementan los esfuerzos normales sobre la superficie de falla real o potencial y así aumentan las fuerzas resistentes al incrementar la resistencia a la fricción, a lo largo de esa superficie. (Suarez, s.f)

#### 1.2.3.2.1. Clasificación de los anclajes

Los anclajes se pueden clasificar ya sea por su forma de trabajar o por el tiempo de servicio para el cual estén diseñados; según su forma de trabajar se puede distinguir tres tipos de anclajes:

- ✓ *Anclajes Pasivos:* Son aquellos que entran en acción por sí solo, al aparecer la fuerza exterior y gracias a la cabeza del mismo se opone al movimiento del terreno o la estructura. Este tipo de anclaje debe ser muy rígido si se quiere limitar la magnitud del movimiento, llegando en casos extremos, a ejecutar verdaderos pilotes a tracción. Su orientación debe establecerse en función del movimiento relativo que pueda esperarse entre la cabeza y la zona de anclaje para evitar la aparición de esfuerzos anormales.
- ✓ *Anclaje Activo:* Es aquel que una vez instalado se pretensa la armadura hasta llegar a su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la estructura o placa de apoyo de la cabeza. Cuando actúa la carga exterior, se produce la descompresión del terreno, pero apenas se mueve la cabeza del anclaje en tanto no se rebase el esfuerzo de pretensado, por lo que no varía sensiblemente la tensión en el tirante.
- ✓ *Anclajes Mixtos:* Es un intermedio entre las dos situaciones anteriores, la armadura se pretensa con una carga inferior a la admisible, quedando una parte de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno. (Albarracin, 2012)

Y según su duración de funcionamiento, se clasifican en:



- ✓ *Anclajes temporales.* Se utilizan para estabilizar taludes o cortes verticales en excavaciones que después se cierran o bien que después se sostienen con otras estructuras de carácter permanente. En el caso de excavaciones para cimentaciones de edificios, el anclaje ofrece una solución en donde las deformaciones del corte son, en general, menores que las que se obtienen con troqueles o puntales. La vida útil de un ancla temporal es de algunos meses, cuando mucho un par de años.
- ✓ *Anclajes permanentes.* La permanencia de un sistema de anclaje debe garantizarse protegiendo los elementos degradables (aceros y morteros o lechadas de inyección) contra el ataque de agentes agresivos. En algunos proyectos su permanencia depende de las previsiones que se tomen para darles mantenimiento, incluido en este rubro la posibilidad de ajustar las cargas de tensión en las anclas. (Sociedad Mexicana de mecánica de suelos, A. C, 2002)

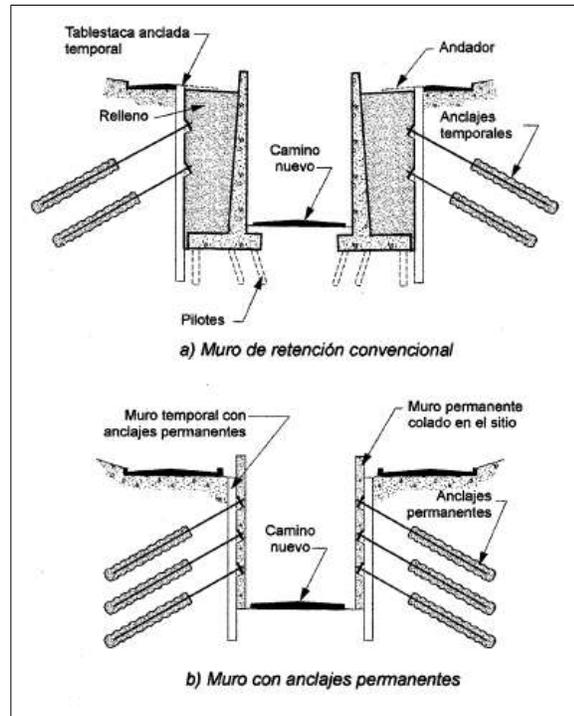
También puede hacerse una clasificación de los anclajes de acuerdo al sistema de inyección del “grout” o lechada que conformara luego el bulbo del mismo. En relación a esto existen cuatro tipos principales de anclajes de tierra:

- ✓ *Tipo A - Anclajes de tierra de eje recto inyectados por gravedad:* Los anclajes de tierra de eje recto inyectados por gravedad se instalan típicamente en rocas y depósitos de tierra cohesivos muy duros a rígidos usando ya sea métodos de taladrado rotatorio o métodos de barrena de vástago hueco. Se usan los métodos Tremie (desplazamiento por gravedad) para inyectar la lechada en una perforación de eje recto. El pozo de perforación puede ser encajonado o no dependiendo de la estabilidad del pozo. La resistencia del anclaje al arrastre depende de la resistencia al cizallamiento que se moviliza en la interface de lechada / tierra.
- ✓ *Tipo B - Anclajes a tierra de eje recto inyectados a presión:* Los anclajes de tierra de eje recto e inyectados a presión son más adecuados para suelos granulares gruesos y rocas fisuradas débiles. Este tipo de anclaje también se utiliza en suelos sin cohesión de grano fino. Con este tipo de anclaje, la lechada se inyecta en la zona de enlace bajo presiones mayores de 0,35 MPa. El hueco se perfora típicamente usando una barrena de vástago hueco o usando técnicas rotatorias con tripas de

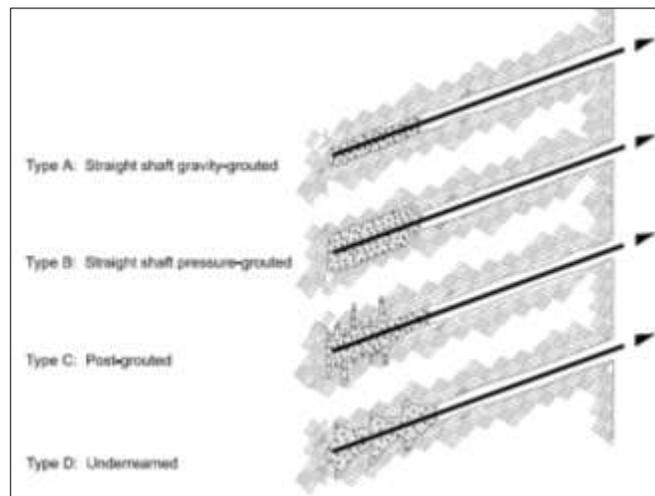


perforación. A medida que se retira la barrena o la carcasa, la lechada se inyecta en el orificio a presión hasta que se llene la longitud total del enlace de anclaje. Este procedimiento de inyección aumenta la resistencia al arrancamiento con respecto a los métodos de rejuntado de trémie mediante: (1) el aumento de la tensión normal (es decir, la presión de confinamiento) sobre el bulbo de mortero resultante de la compactación del material circundante localmente alrededor del bulbo de mortero; y (2) el aumento el diámetro efectivo del bulbo de lechada.

- ✓ *Tipo C - Anclas de tierra reinyectadas:* Las anclas de tierra reinyectadas utilizan inyecciones múltiples retardadas de lechada para agrandar el cuerpo del bulbo de los anclajes de tierra de eje recto inyectados por gravedad. Cada inyección se separa por uno o dos días. La reinyección se lleva a cabo a través de un tubo sellado instalado con el tendón. El tubo está equipado con válvulas de retención en la zona de enlace. Las válvulas de retención permiten inyectar una lechada adicional a alta presión en la lechada inicial que se ha fijado. La lechada de alta presión fractura la lechada inicial y porciones de esta salen hacia fuera en el suelo lo que agranda el cuerpo del bulbo. Se utilizan dos tipos fundamentales de anclas reinyectadas. Un sistema utiliza un empaquetador para aislar cada válvula. El otro sistema bombea la lechada hacia abajo del tubo posterior a la lechada sin controlar qué válvulas se abren.
- ✓ *Tipo D - Anclajes acampanados:* Las anclas acampanadas se componen de perforaciones trituradas que incluyen una serie de campanas de ampliación. Este tipo de ancla puede utilizarse en depósitos cohesivos firmes a duros. Además de la resistencia a través de la cizalladura lateral, como lo es el principal mecanismo de transferencia de carga para otros anclajes, la resistencia también puede movilizarse a través del cojinete final. Se debe tener cuidado de formar y limpiar las campanas. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



**Figura 4.** Comparación entre dos soluciones posibles a la construcción de una nueva vialidad. (a) Muro con anclas temporales. (b) Muro con anclas permanentes. Fuente: Manual de construcción geotécnica, A. C. Tomo I. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (2002). Pág. 252.



**Figura 5.** Principales tipos de anclajes inyectados en tierra (modificado de Littlejohn, 1990, "Ground Anchorage Practice", Design and Performance of Earth Retaining Structures, Publicación Geotécnica Especial No. 25, Reimpreso con permiso de ASCE). Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 7.



### 1.2.3.3. Modos de falla de muros anclados

Un muro de anclajes se verá expuesto a distintos modos de falla que dependen de las características propias del sistema mismo, así como las del medio adyacente. De esta forma se considera que se pueden presentar los siguientes tipos de falla. (Rosero, 2015)

#### 1.2.3.3.1. Fallas locales por falta de resistencia del suelo

Las fallas locales por falta de resistencia del suelo pueden ser de los siguientes tipos:

- ✓ *Falla rotacional del elemento de retención hacia la excavación antes de la instalación del ancla:* Falla que ocurre cuando la primera etapa de excavación no se planea adecuadamente, es decir, cuando la profundidad del corte es mayor que la mínima necesaria para conservar su estabilidad. También se presenta cuando se deja abierta una excavación, sin las fuerzas estabilizadoras de anclaje, por periodos de tiempo suficientes para que ocurra una redistribución de presiones de poro que desestabilice a toda la excavación o bien para que se generen deformaciones diferidas (creep) en la masa de suelo no retenida.
- ✓ *Falla en la masa de suelo:* Es la falla resultante de la aplicación de fuerzas excesivas en el ancla o tendón como las que ocurren durante un deslizamiento y no a la que resulta por fuerzas externas. Este tipo de falla se presenta en anclas de poca profundidad y se caracteriza por el levantamiento del suelo frente al ancla. Eventualmente se forma una superficie de falla frente al ancla hasta que se moviliza la resistencia pasiva del suelo. En general, para fines prácticos, este tipo de falla no es un factor que suela ser importante en anclas colocadas a más de unos 4 a 5 m de profundidad.
- ✓ *Falla por extracción del bulbo:* Falla que ocurre cuando se excede la resistencia friccionante en la interfaz entre el bulbo inyectado y el suelo adyacente. En anclas acampanadas, esta resistencia se moviliza en el perímetro del área aumentada por la campana. En un suelo uniforme, la resistencia se moviliza progresivamente conforme se aplican las cargas, dependiendo de las elongaciones que sufra el



tendón, una vez que los esfuerzos que resultan de estas elongaciones llegan al extremo del ancla, puede excederse la resistencia friccionante en la interfaz suelo-mortero o suelo-lechada.

- ✓ *Falla rotacional del elemento de retención por falta de resistencia pasiva:* Para muchos sistemas de retención anclados, la estabilidad requiere de la movilización de la resistencia pasiva del suelo localizado frente al empotramiento. En general debe revisarse que ocurran las condiciones para que se movilice esta resistencia pasiva con un factor de seguridad adecuado que garantice que las deformaciones del suelo se mantengan dentro de límites aceptables.
- ✓ *Falla por falta de capacidad de carga en la base del elemento de retención:* Para este caso se debe tener en cuenta la resultante de los empujes actuando en el extremo inferior del elemento de retención, el cual debe estar apoyado sobre un material suficientemente resistente. (Rosero, 2015)

#### 1.2.3.3.2. Fallas generales

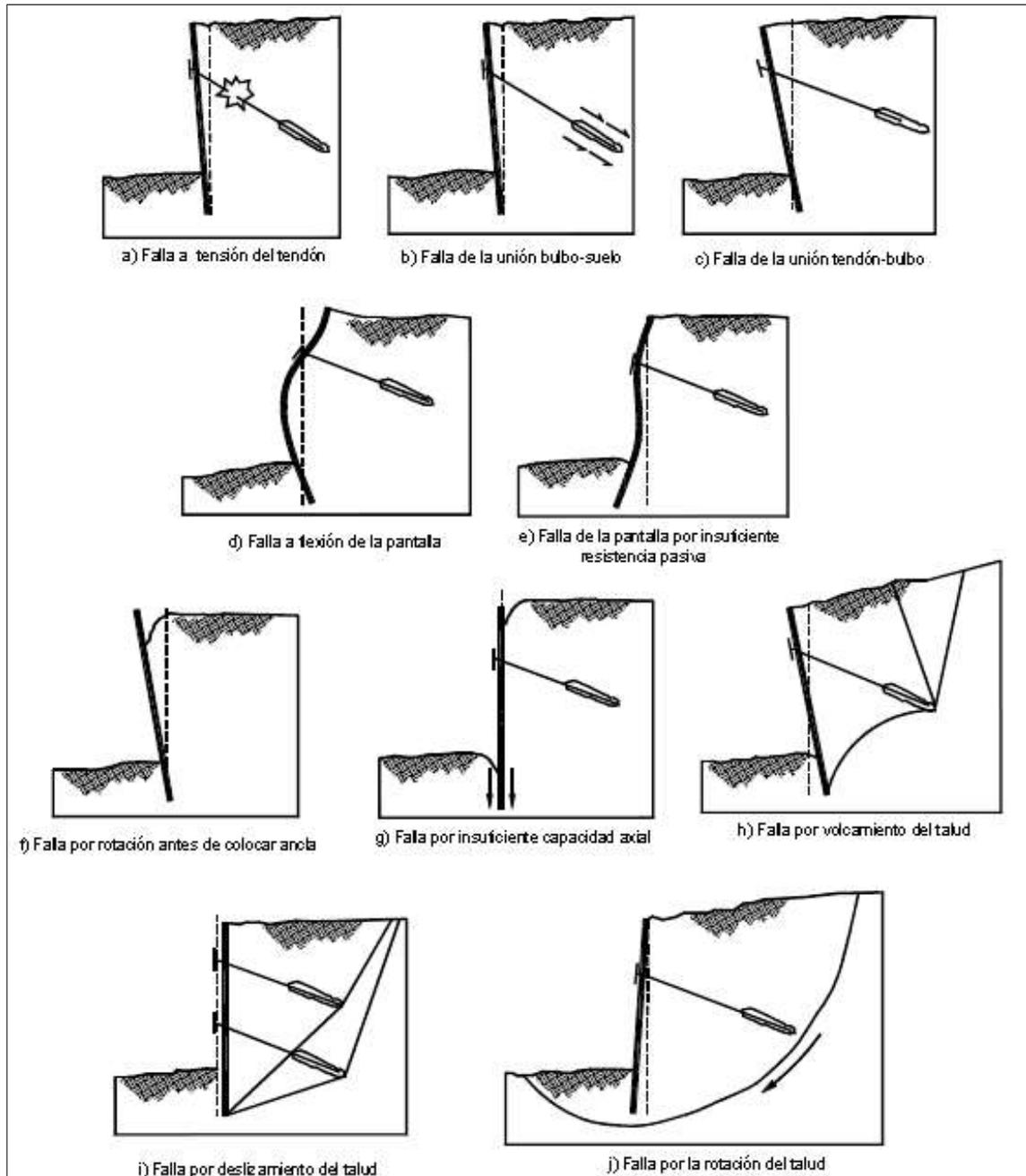
Las superficies potenciales de deslizamiento pasan por fuera de los bulbos de inyección, y erróneamente la revisión de estos mecanismos suele pasarse por alto.

- ✓ *Falla generalizada por volteo:* Aquí se deben tomar en cuenta todas las fuerzas que actúan sobre el elemento de retención y de ser necesario se debe analizar la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de giro.
- ✓ *Falla generalizada por deslizamiento:* Para evitar esta falla se efectúan análisis convencionales en la base de la estructura de retención en los que intervengan todas las fuerzas actuantes. En este caso resulta crítico contar con estimaciones razonables de la resistencia del suelo involucrado.
- ✓ *Falla generalizada rotacional:* Aquí pueden aplicarse los métodos convencionales para el análisis de la estabilidad global del sistema. Conviene revisar la estabilidad antes y después de la instalación de las anclas. (Rosero, 2015)



### 1.2.3.3.3. Fallas estructurales

- ✓ *Falla de adherencia entre el tendón y el mortero de inyección:* Pasa si se presentan desplazamientos relativos entre el acero del ancla y el mortero inyectado en el bulbo. Involucra tres factores: la adherencia, la fricción y la unión mecánica. El primero depende de la coalescencia microscópica entre el acero y el mortero; se requieren deformaciones muy pequeñas para movilizarla. Una vez vencida la resistencia por adherencia, se moviliza la fricción entre el acero y el mortero; sin embargo, puede ocurrir que la falla se presente a lo largo de una superficie de deslizamiento dentro del mortero únicamente. La unión mecánica impide el deslizamiento relativo entre el mortero y el ancla debido a la rugosidad microscópica y macroscópica de la superficie potencial de deslizamiento. En sistemas de anclaje instalados en suelo, este modo de falla normalmente no es el más crítico pero en anclajes embebidos en materiales rocosos de buena calidad o en suelos cementados muy competentes su probabilidad de ocurrencia es mayor. Para evitarlo se procura que la fuerza de anclaje no exceda un cierto porcentaje de la resistencia al esfuerzo cortante del mortero.
- ✓ *Falla por tensión en el ancla o tendón:* Sucede si se excede la capacidad estructural del tendón. Se recomienda que la carga de diseño final, a largo plazo, no sea mayor que el 60% de la resistencia nominal mínima, para condiciones de carga temporal (por ejemplo, durante pruebas de carga) esta carga puede ser del 80 % de la resistencia nominal mínima.
- ✓ *Falla por flexión del muro:* Es un problema estructural cuyo análisis depende fundamentalmente de la distribución de presiones supuestas. Se puede revisar planteando el problema como uno de interacción suelo-estructura y resolviéndolo numéricamente con programas de elementos finitos, algunos de ellos de uso rutinario en empresas de consultoría geotécnica; este último método de análisis es indispensable en obras de importancia. (Rosero, 2015)



**Figura 6.** Modos de falla de sistema de muros anclados. Fuente: Manual de construcción geotécnica, A. C. Tomo I. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (2002). Pág. 265.



#### **1.2.3.4. Condiciones de suelos favorables para anclajes en el suelo**

Las paredes ancladas al suelo se pueden utilizar en una amplia gama de tipos del suelo y de condiciones de tierra. La experiencia de proyectos ha demostrado que ciertas condiciones favorables del suelo hacen que el anclaje en el suelo sea más rentable que otras técnicas. Estas generalmente se pueden construir sin complicaciones en una estratigrafía mixta, siempre y cuando las capas individuales del perfil del suelo estén constituidas por materiales adecuados y estables. (Lazarte, y otros, 2015)

Los siguientes tipos de suelo son ejemplos de condiciones generalmente consideradas adecuadas para aplicaciones de clavado en el suelo:

- ✓ *Suelos granulares densos a muy densos con cohesión aparente.* Estos suelos incluyen arena densa a muy densa, grava o una combinación de los mismos, con algunos finos (típicamente menos de 10 a 15 por ciento) o con cementación natural débil que proporciona cohesión, y con valores de SPT N60 mayor de 30 golpes por pie (bpf). Las fuerzas capilares también pueden producir cohesión aparente en arenas finas, siempre y cuando estos suelos permanezcan insaturados: ni secos ni saturados. Debido a que actualmente no existen criterios ampliamente aceptados para evaluar la mínima cantidad de cohesión aparente requerida para clavar el suelo en suelos granulares, la experiencia local desempeñará un papel importante al evaluar la idoneidad de las paredes ancladas en este tipo de suelo. Además, la capacidad de soporte del suelo se puede establecer durante la investigación del sitio a través de la excavación de los pozos de prueba o cortes de cara. Es necesaria una cohesión aparente mínima de 200 a 300 psf para la estabilidad de caras de excavación no soportadas de 4 pies de alto, esto sin soportar sobrecargas. Se deben tomar algunas medidas para evitar una rotura excesiva de las fuerzas capilares y, por lo tanto, una reducción significativa de la cohesión aparente. Estas medidas pueden incluir: (1) limitar la exposición de la excavación cortada en tiempo seco a no más de unas pocas horas para evitar la desecación del suelo; (2) impedir que las aguas



superficiales se infiltren en el suelo inmediatamente después de la excavación; Y (3) evitar la filtración hacia la cara de excavación.

- ✓ *Roca erosionada con planos de debilidad adversa.* La roca erosionada puede ser un material adecuado para la instalación de los anclajes de suelo, siempre que los planos de debilidad, si los hay, tengan una orientación favorable. También es deseable que el grado de desgaste de la roca sea aproximadamente uniforme a lo largo de toda la perforación, por lo que se requeriría de un solo método de perforación e instalación. Si existe un grado altamente variable de erosión de la roca en un sitio, el Contratista debe estar preparado para taladrar a través de una variedad de condiciones de tierra sin necesidad de cambiar de equipo o cambiar el equipo, lo que puede aumentar los costos de instalación de anclajes en el suelo con respecto a aquellos en formaciones más consistentes a taladrar.
- ✓ *Suelos duros y de grano fino.* Estos suelos incluyen arcillas duras a duras, limos arcillosos, arcillas limosas, arcillas arenosas y sedimentos arenosos. Los suelos de grano fino se clasifican como rígidos si los valores de SPT N60 medidos son 9 bpf o mayores. Sin embargo, la caracterización de la consistencia de los suelos de grano fino debe realizarse con precaución cuando se obtienen valores de N de SPT o N60 con martillos no automáticos u otros métodos anticuados. La caracterización de la consistencia debe complementarse con otras pruebas de campo y / o de laboratorio. El potencial de desplazamientos laterales excesivos a largo plazo de las paredes ancladas al suelo es baja en suelos de grano fino con un índice de plasticidad (IP) inferior a 15.
- ✓ *Relleno de ingeniería.* Los anclajes al suelo pueden ser instalados en un relleno estructural existente, si este material es una mezcla de material granular bien graduado (aproximadamente el 90 por ciento de la mezcla o más) y un suelo de grano fino con valores de límite líquido 40 y 20, respectivamente; Y si se colocaron con métodos de compactación aceptables y niveles aceptables de energía de compactación (al menos 90 por ciento de Proctor estándar, ASTM D698 o AASHTO T99). Además, la edad de los rellenos manipulados es crítica para la



idoneidad y la estabilidad. Los rellenos de terraplenes jóvenes pueden ser problemáticos.

- ✓ *Suelos residuales.* Algunos suelos residuales (es decir, los suelos creados a partir de la intemperie in situ del material de roca madre) pueden ser un material aceptable para el clavado en el suelo. Del mismo modo, el suelo laterítico (un suelo tropical altamente degradado) puede ser aceptable. Para estos tipos de suelo, se debe considerar específicamente la variabilidad espacial del suelo y su capacidad para drenar
- ✓ *Lecho glaciar.* Algunos suelos glaciares son adecuados para aplicaciones de clavado en el suelo, ya que son a menudo materiales granulares densos y bien graduados y tienen un contenido de finos relativamente pequeño. Sin embargo, los suelos glaciares también pueden presentar dificultades de instalación. (Lazarte, y otros, 2015)

#### **1.2.3.5. Selección de los parámetros de la resistencia al corte del suelo para el diseño.**

Los parámetros de resistencia a la cizalladura del suelo retenido son necesarios para evaluar las presiones de la tierra que actúan sobre la pared, la capacidad axial y lateral de la parte incrustada de una pared y la estabilidad externa de un sistema anclado.

##### ➤ **Resistencia de corte drenada de los suelos granulares**

La resistencia a la cizalladura drenada del suelo granular se representa convencionalmente por un ángulo de fricción de tensión eficaz drenado,  $\phi'$ . Debido a que el muestreo no perturbado de los depósitos granulares del suelo es difícil, el ángulo de fricción representativo que se utilizará para el diseño de la pared se puede estimar usando los resultados de las pruebas de penetración in situ como el SPT y el CPT. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



➤ **Resistencia de corte no drenada de la arcilla normalmente consolidada**

La inestabilidad en condiciones no drenadas se desarrolla principalmente bajo la condición de cizalladura de contracción, es decir, el mecanismo de deformación que intenta movilizar resistencia de cizallamiento por fricción también hace que el suelo quiera contraerse bajo las tensiones de confinamiento predominantes. Esta tendencia a contraerse durante el cizallamiento es típica para suelos de arcilla suaves a medio ligeramente sobreconsolidados ligeramente. Dado que esta tendencia no puede realizarse, debido a la permeabilidad del suelo arcilloso en relación con la velocidad de cizallamiento, se generan en el suelo presiones de agua porosa positivas que reducen el esfuerzo efectivo y, por tanto, la resistencia de rozamiento friccional movilizada. En tales casos, la resistencia a la cizalla no drenada a corto plazo en el suelo es menor de lo que habría sido el caso si hubiese ocurrido drenaje (contracción del volumen del suelo). La condición a corto plazo es crítica para las paredes ancladas temporalmente construidas en suelos de arcilla normalmente a ligeramente sobreconsolidados.

La fuerza de cizallamiento no drenada,  $S_u$ , puede determinarse por métodos de ensayo in situ (por ejemplo, CPT, FVT) y de laboratorio. Una discusión detallada de los métodos usados para evaluar  $S_u$  está más allá del alcance de este documento, pero esta información se puede encontrar en otra parte (por ejemplo, Kulhawy y Mayne, 1990). Típicamente se evalúa mediante pruebas triaxiales de laboratorio en muestras de suelo cohesivo nominalmente inalteradas en el contenido de agua natural del suelo. El método preferido para evaluar la resistencia no drenada en el laboratorio es a través de pruebas triaxiales no drenadas consolidadas con mediciones de presión de poro. El uso de ensayos de compresión no confinados y/o ensayos triaxiales no drenados no consolidados pueden conducir a resistencias medidas erróneas debido a la perturbación del muestreo ya la omisión de una fase de reconsolidación.

La fuerza de cizallamiento no drenada no es una propiedad fundamental de un suelo y se ve afectada por el modo de prueba, las condiciones de los límites, la velocidad de carga, el estado de estrés inicial y otras variables. Por consiguiente, la resistencia a la cizalladura no drenada medida debe ser diferente dependiendo del tipo de ensayo realizado. El diseñador



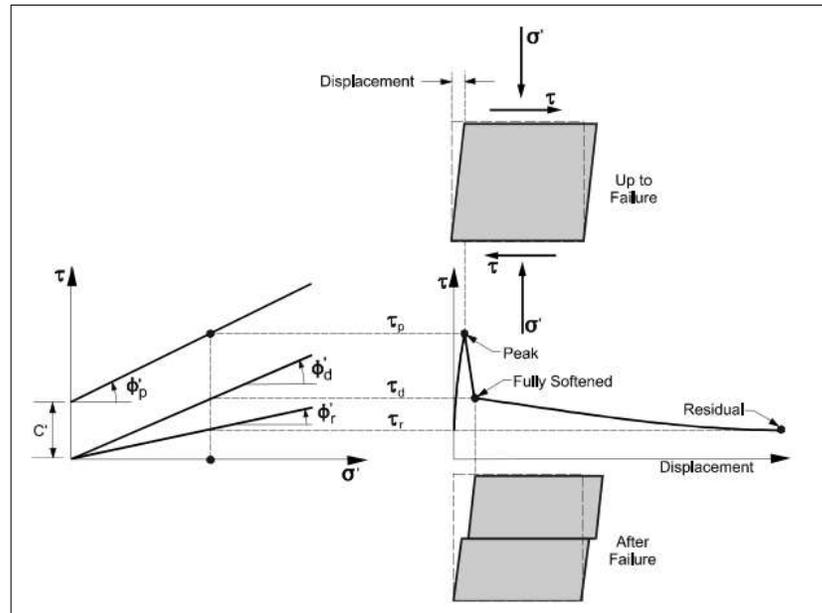
debe considerar cómo la fuerza de cizalla no drenada real movilizada en condiciones de carga en el campo difiere de la medida usando métodos de ensayo de laboratorio o in situ. Por ejemplo, para una pared anclada temporal en arcilla blanda a media, la resistencia al cizallamiento no drenada usada para evaluar las presiones de la tierra que actúan sobre la pared se puede determinar a partir de una prueba de compresión triaxial. La capacidad lateral del dedo de la pared, sin embargo, se evalúa más apropiadamente usando la resistencia no drenada de un ensayo de extensión triaxial. La trayectoria de carga de extensión se aproxima más exactamente a la descarga causada por la excavación del suelo en comparación con una trayectoria de carga de compresión y, lo que es más importante, la experiencia ha demostrado que la resistencia en la zona pasiva (dentro de la excavación) puede ser menor que en la zona activa (la tierra retenida) para ciertos suelos arcillosos. Alternativamente, se pueden usar correlaciones para "convertir" la resistencia no drenada medida en una prueba de compresión triaxial convencional en una resistencia no drenada para una trayectoria de carga diferente (Original extraído de Kulhawy y Mayne, 1990). (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999).

#### ➤ **Resistencia al corte de la arcilla sobreconsolidada**

El comportamiento de una arcilla rígida sobreconsolidada puede ilustrarse como se muestra en la figura 7. A medida que la muestra se corta en condiciones drenadas, el desplazamiento de la muestra de suelo es relativamente uniforme hasta que se alcanza el pico de tensión  $\tau_p$ . Después del pico, los desplazamientos comienzan a concentrarse en el plano de fallo recién formado o discontinuidad, y la tensión de cizalla se reduce a  $\tau_d$ . La resistencia al corte,  $\tau_d$ , de la discontinuidad recién formada es aproximadamente igual a la resistencia al cizallamiento de los mismos constituyentes de arcilla en un estado normalmente consolidado (es decir, la resistencia completamente ablandada), tal como el producido por consolidación de laboratorio a partir de una suspensión. Para las arcillas de plasticidad relativamente alta, un desplazamiento adicional más allá del correspondiente a la resistencia completamente ablandada da lugar a una reducción continua del esfuerzo



cortante y, eventualmente, a muy grandes desplazamientos a lo largo de una discontinuidad mayor, se alcanza la resistencia residual del suelo arcilloso  $\tau_r$ .



**Figura 7.** Relación simplificada desplazamiento-esfuerzo drenado para una arcilla dura (modificada de la Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción (CIRIA), 1984). Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 35.

Para sistemas anclados en arcillas sobreconsolidadas rígidas a duras, el diseñador debe decidir qué resistencia, es decir, pico, completamente suavizada o residual, debe ser usada para el diseño. Dado que la resistencia adicional en el pico resultante de la cohesión ( $c'$  en la figura 7) tiende a reducirse relativamente rápidamente con la tensión creciente más allá del pico, las deformaciones del suelo asociadas con paredes flexibles ancladas pueden ser suficientes para reducir apreciablemente esta cohesión. Por lo tanto, a menos que la experiencia local indique que un valor particular de cohesión puede ser considerado de manera fiable, se debe usar una cohesión cero en los análisis de paredes ancladas en arcillas fisuradas rígidas a duras para condiciones de drenaje a largo plazo. Por lo tanto, la fuerza de cizallamiento conservadora para el análisis de paredes ancladas es la resistencia



completamente ablandada. Esta resistencia se puede evaluar usando pruebas de compresión triaxial con mediciones de presión de poro.

Las resistencias residuales se deben usar para sistemas anclados que están diseñados para una ubicación en la cual hay evidencia de una superficie de falla existente dentro de la arcilla (por ejemplo, un sistema anclado usado para estabilizar un deslizamiento activo). Para estas condiciones, suponga que se han producido deformaciones suficientemente grandes para reducir la resistencia a un valor residual. Un estudio de Stark y Eid (1994) presenta una correlación entre el ángulo de fricción residual y la fracción de tamaño de arcilla y el límite de líquido para suelos arcillosos. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

#### **1.2.3.6. Estado de la masa de suelo retenida de acuerdo a su condición de equilibrio**

Un sistema de muro de contención está diseñado para resistir las presiones laterales de la tierra y las presiones de agua que se desarrollan detrás de la pared. Las presiones de tierra se desarrollan principalmente como resultado de cargas inducidas por el peso del suelo retenido, los movimientos de tierra por terremotos y sobrecarga presente en el suelo detrás del muro. Para los propósitos del diseño del sistema de pared anclada, se consideran tres condiciones de presión de tierra laterales diferentes: (1) presión de tierra activa; (2) presión de tierra pasiva; Y (3) presión de tierra en reposo.

La distinción entre el comportamiento real del suelo y los supuestos de diseño convencional es un aspecto particularmente importante cuando se consideran las presiones de la tierra. Los supuestos lineales simples sobre presiones activas y pasivas basadas en análisis teóricos son una simplificación considerable de algunos procesos muy complejos que dependen de los siguientes factores: (1) el modo de movimiento de la pared (rotación, traslación); (2) flexibilidad de la pared; (3) propiedades de rigidez y resistencia del suelo; (4) pretensado horizontal en el suelo; Y (5) y la fricción de la interfaz pared/suelo. Para sistemas de pared anclados con elementos de pared flexibles, se usan



comúnmente las "envolventes o diagramas de presión de tierra aparente" semi-empíricos. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

### **1.2.3.6.1. Presión de tierra activa y pasiva**

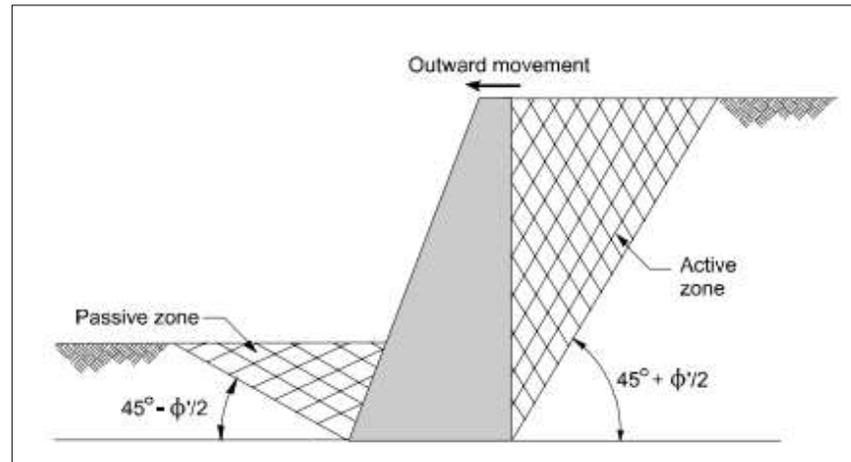
Las presiones de tierra horizontales activas y pasivas pueden ser consideradas en términos de la limitación de las tensiones horizontales dentro de la masa del suelo; para los propósitos de esta discusión se considera una pared lisa (es decir, pared con fricción cero) con una pendiente horizontal hacia atrás (figura 8) ; Este caso define las condiciones de Rankine. Consideremos un elemento de suelo de la masa de suelo en estudio bajo un esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma_v'$  (figura 9). Al considerar los movimientos potenciales de una pared de retención, el elemento puede llegar a la falla de dos maneras distintas que son fundamentalmente importantes en el contexto del diseño de pared de retención. El esfuerzo horizontal del suelo puede incrementarse hasta que el elemento del suelo falla en B, cuando el esfuerzo alcanza su valor máximo  $\sigma'_{h(max)}$ . Este escenario ocurrirá cuando el movimiento de la pared hacia afuera aumenta significativamente la presión lateral de la tierra en el suelo en la base de la pared (véase la figura 8). De forma similar, el esfuerzo horizontal puede reducirse hasta la falla en A, cuando la tensión alcanza su valor mínimo  $\sigma'_{h(min)}$ . Este escenario modela el movimiento hacia afuera que reduce las presiones laterales de tierra detrás de la pared (véase la figura 9) (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

La geometría de la figura 9 proporciona las dos relaciones siguientes

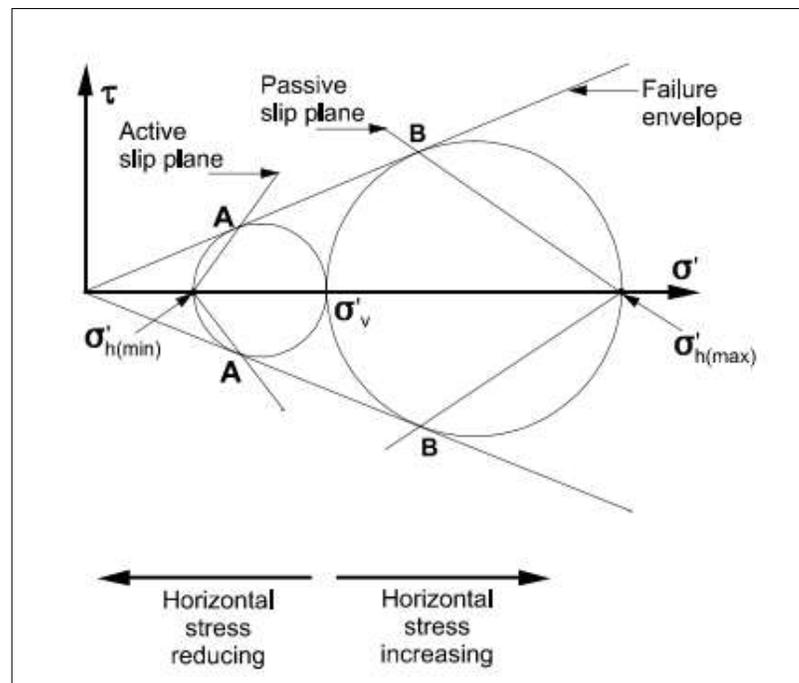
$$\frac{\sigma'_{h(min)}}{\sigma'_v} = K_A = \frac{1 - \text{sen } \varphi'}{1 + \text{sen } \varphi'} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (9)$$

$$\frac{\sigma'_{h(max)}}{\sigma'_v} = K_P = \frac{1 + \text{sen } \varphi'}{1 - \text{sen } \varphi'} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (10)$$

Donde  $K_A$  es el coeficiente de presión de tierra activa y  $K_P$  es el coeficiente de presión de tierra pasiva. Las definiciones de  $K_A$  y  $K_P$ , basadas en las ecuaciones 9 y 10, son consistentes con un análisis de Rankine para un suelo retenido sin cohesión (es decir,  $c = 0$ ).



**Figura 8.** Movilización de las presiones horizontales activas y pasivas de Rankine para un muro de contención liso. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 37.



**Figura 9.** Limitación de las presiones horizontales activas y pasivas. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 37.



Para un suelo cohesivo definido por los parámetros de resistencia a esfuerzos efectivos  $\varphi'$  y  $c'$ , los coeficientes de presión de tierra activos y pasivos son:

$$K_A = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right) - \frac{2c'}{\sigma'_v} \tan \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (11)$$

$$K_P = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) - \frac{2c'}{\sigma'_v} \tan \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (12)$$

Para el caso no drenado con  $\varphi = 0$  y  $c = S_u$ , los coeficientes de presión total activa y pasiva son:

$$K_A = 1 - \frac{2S_u}{\sigma_v} \quad (13)$$

$$K_P = 1 + \frac{2S_u}{\sigma_v} \quad (14)$$

Donde  $\sigma_v$  es la tensión vertical total. Para la mayoría de las aplicaciones de pared anclada, el efecto de la fricción de la pared en las presiones de tierra activa es relativamente pequeño y se suele ignorar. El coeficiente de presión de tierra activa  $K_A$  se puede evaluar usando las ecuaciones apropiadas de arriba o, para casos más generales, de la parte inferior de la figura 10 o la figura 11. Los coeficientes de presión de tierra representados en la figura 10 y la figura 11 se basan en la asunción de superficies de falla en forma de espiral logarítmica para los lados activos y pasivos de la pared. Para evaluar el coeficiente pasivo de presión de tierra,  $K_P$ , se debe utilizar la parte superior de la figura 10 o 11.

Se reconoce que además de las ecuaciones de Rankine y el método log-espiral, una tercera técnica de forma cerrada, denominada aquí el método de Coulomb, se utiliza a menudo para calcular las presiones laterales de la tierra. Para este método, las ecuaciones están disponibles para calcular  $K_A$  y  $K_P$  (NAVFAC, 1982). Aunque los cálculos de  $K_A$  se consideran razonables, el método de Coulomb no es fiable para evaluar las presiones de tierra pasivas, ya que la forma planar de la supuesta superficie de falla de Coulomb es errónea en comparación con las superficies con forma de espiral de registro más precisas. Las presiones pasivas calculadas usando la teoría de Coulomb son siempre más altas que aquellas basadas en superficies en forma de espiral.

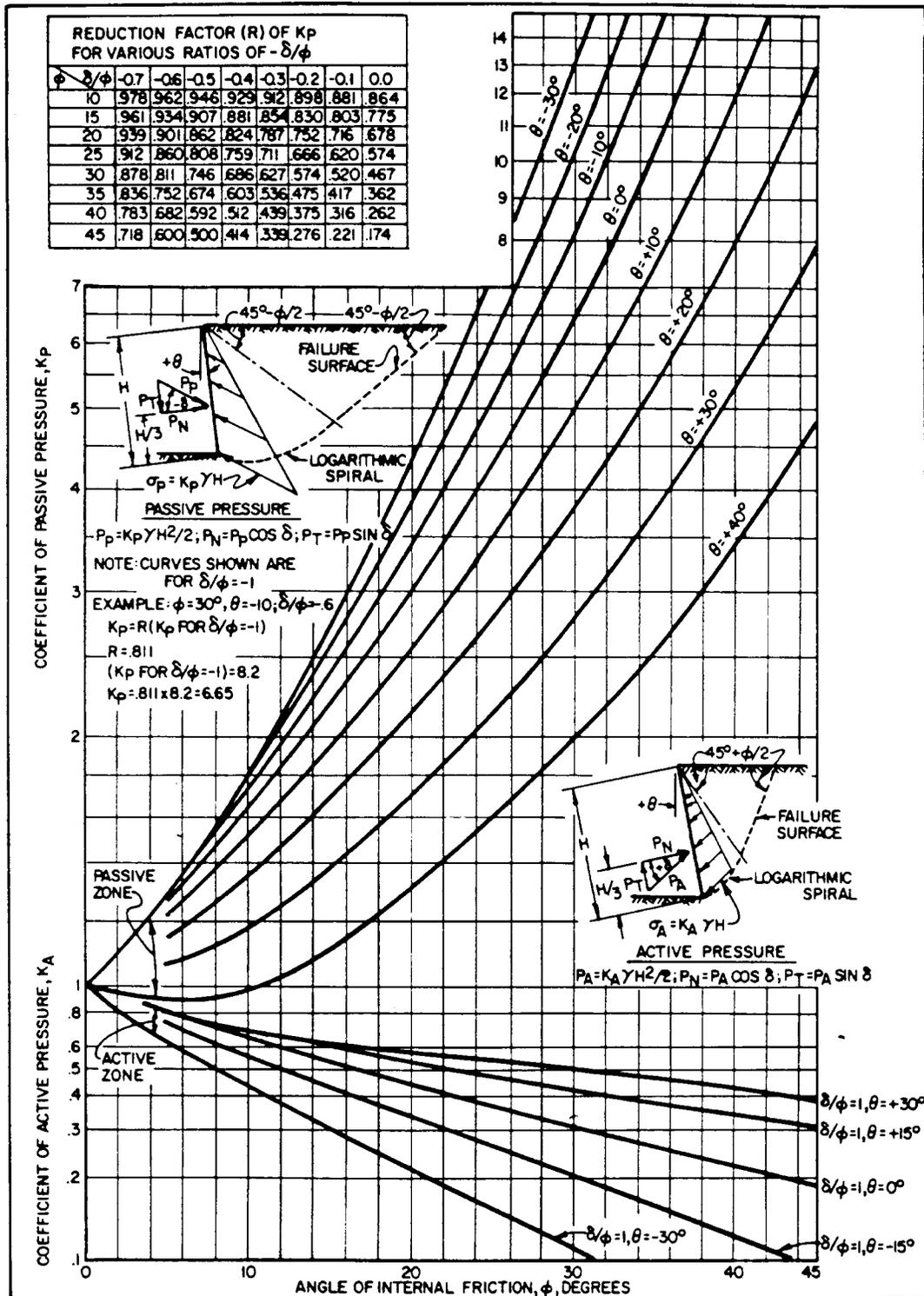


Figura 10. Coeficientes de presión de tierra activa y pasiva (efecto de la inclinación de la pared). Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 39.

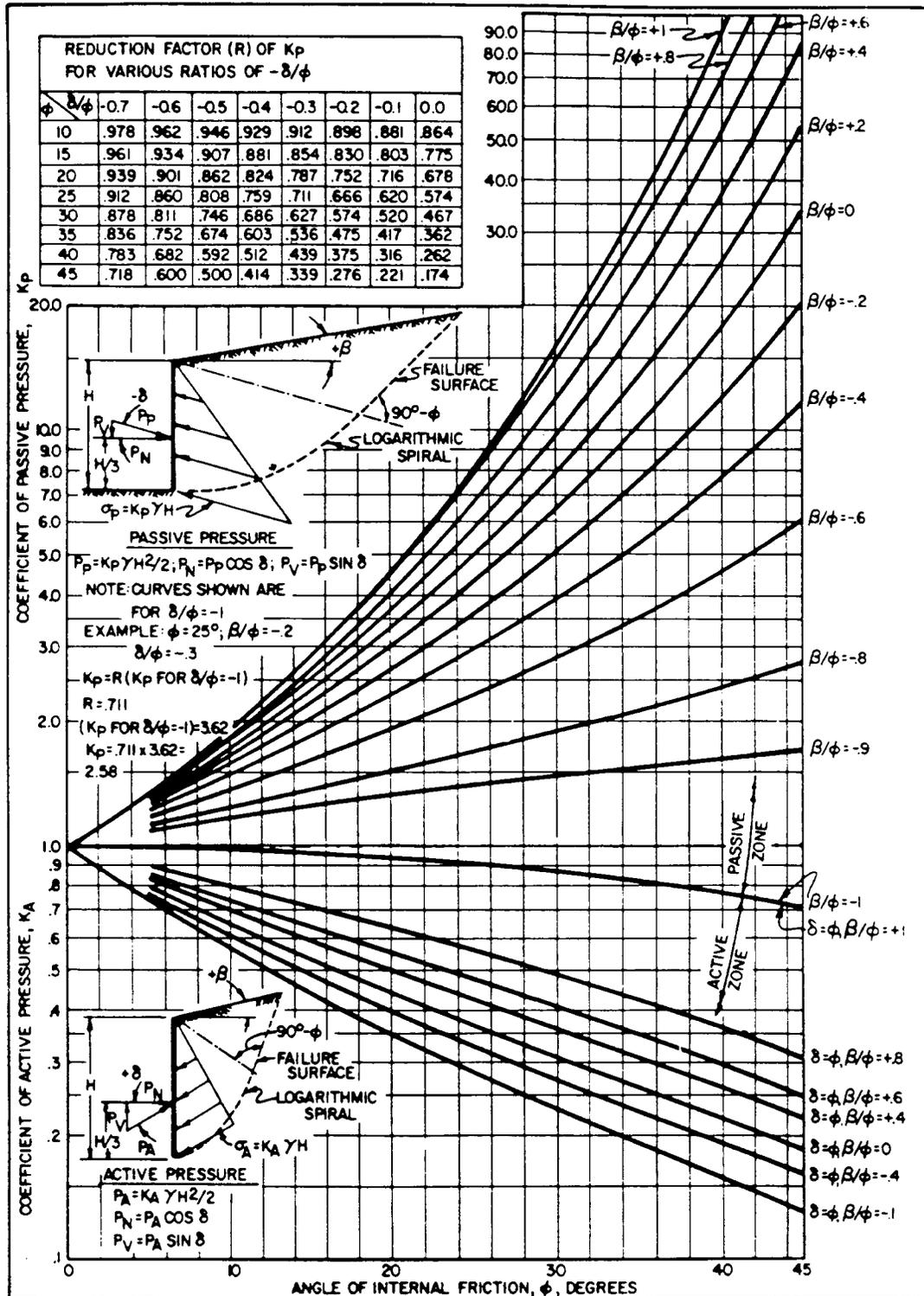


Figura 11. Coeficientes de presión de tierra activa y pasiva (efecto de la inclinación hacia atrás. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 40.



La magnitud de la fricción de la pared ( $\delta$ ) que se usa típicamente para evaluar las presiones pasivas de diseño frente a una excavación oscila entre  $\delta = 0.5\varphi'$  y  $\delta = 1.0\varphi'$ . El valor utilizado para el diseño depende del material de la pared (por ejemplo, acero o hormigón), tipo de suelo, método de construcción de la pared y transferencia de carga axial. Para el análisis de paredes continuas de pilotes, se recomienda un valor de  $\delta = 0.5\varphi'$ . (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

### **1.2.3.6.2. Presión de tierra en reposo**

La arena o la arcilla, normalmente consolidada en el suelo bajo la condición natural de ausencia de deformación lateral (es decir, compresión vertical solamente) y bajo una aplicación incremental de carga vertical, experimentan una condición referenciada como presión de tierra en reposo. El valor del coeficiente de la presión de la tierra en reposo,  $K_0$ , se encuentra en estrecha concordancia con la ecuación empírica:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = 1 - \text{sen}(\varphi') \quad (15)$$

Para la arcilla normalmente consolidada,  $K_0$  está típicamente en el intervalo de 0,55 a 0,65; Para arenas, el rango típico es de 0,4 a 0,5. Para las arcillas ligeramente sobreconsolidadas ( $\text{OCR} \leq 4$ ),  $K_0$  puede alcanzar un valor de hasta 1; Para las arcillas fuertemente sobreconsolidadas ( $\text{OCR} > 4$ ), los valores de  $K_0$  pueden ser de hasta 2 o más.

En el contexto del diseño de pared anclada utilizando vigas de soldado de acero o elementos de pared de pilotes, no se utilizan típicamente presiones de tierra de diseño basadas en condiciones de reposo. El uso de presiones de tierra en reposo supone implícitamente que el sistema de pared no experimenta deformación lateral. Esta condición puede ser apropiada para su uso en el diseño de sistemas de pared rígida y fuertemente recargada. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



### **1.2.3.7. Evaluación de las presiones de tierra para el diseño de muro anclado**

La distribución de la presión de la tierra que se desarrolla sobre una pared anclada depende de la magnitud y distribución de las deformaciones de la pared lateral. Se puede esperar que algunas paredes en voladizo no flexibles relativamente flexibles (por ejemplo, vigas de pilotes de hojas o de soldado y paredes de revestimiento que no estén ancladas) experimenten deformaciones laterales suficientemente grandes para inducir presiones de tierra activas para toda la altura de la pared. Para el diseño de estos sistemas, pueden usarse diagramas teóricos de presión de tierra activa utilizando métodos de análisis Rankine o Coulomb.

Para los sistemas de pared anclados construidos de "arriba hacia abajo", el patrón de deformación es más complejo y no compatible con el desarrollo de una distribución teórica de presión de tierra de Rankine o Coulomb. La resistencia al corte del suelo, la rigidez de las paredes, la inclinación del anclaje, la separación vertical de los anclajes y las cargas de bloqueo del anclaje influyen directamente en el patrón de deformación de la pared y las presiones de tierra resultantes que actúan sobre estos tipos de paredes. Por ejemplo, se desarrollan presiones de tierra superiores a las activas en la posición de anclaje superior, puesto que el anclaje superior restringe la pared de moverse hacia fuera lo suficiente para causar localmente una reducción de las presiones de tierra al estado activo. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

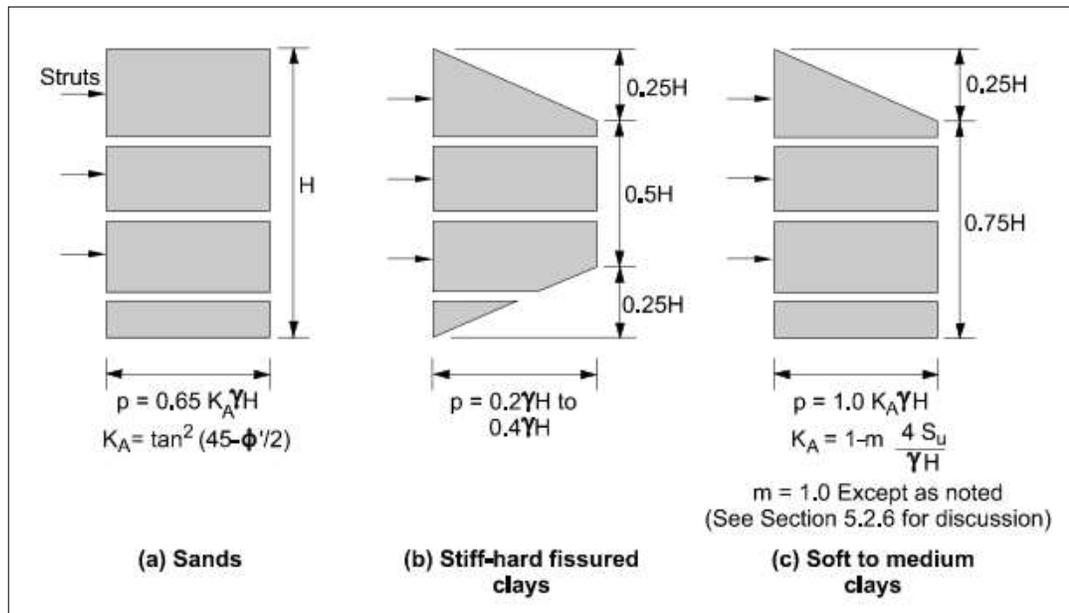
#### **1.2.3.7.1. Diagramas aparentes de presión de tierra de Terzaghi y Peck**

Los diagramas aparentes de presión de tierra desarrollados por Terzaghi y Peck (1967) y Peck (1969), aunque no se recomiendan aquí en su forma original, proporcionan el marco para los diagramas que se recomendarán en las secciones siguientes. Estos diagramas representan la envolvente de las presiones calculadas de nuevo a partir de las mediciones de campo de las cargas de los puntales en excavaciones internamente reforzadas. Estos diagramas producen cargas de diseño conservadoras, lo que implica que si una carga de puntal sería equivalente a la carga calculada del diagrama de presión aparente en ese lugar,



las otras cargas de puntal necesariamente serían menores que las calculadas a partir del diagrama de presión aparente.

Las envolventes de presión de tierra aparente de Terzaghi y Peck son de forma rectangular o trapezoidal. Estos diagramas se resumen en la figura 12. La ordenada máxima de los diagramas de presión de tierra aparente en la figura 12 se denomina  $p$ .



**Figura 12.** Envolventes de presión de tierra aparente de Terzaghi y Peck (desde Terzaghi y Peck, 1967, Soil Mechanics in Engineering Practice, Reimpreso con permiso de John Wiley & Sons, Inc.). Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 50.

Los diagramas de carga se aplican sólo a la parte expuesta de la pared y no a la parte de la pared incrustada debajo del fondo de la excavación.

Para las arcillas, la presión aparente de la tierra está relacionada con el número de estabilidad,  $N_s$ , que se define como

$$N_s = \frac{\gamma H}{s_u} \tag{16}$$



donde  $\gamma$  es el peso unitario total del suelo arcilloso,  $S_u$ , la resistencia cizalladura no drenada media del suelo arcilloso debajo de la base de la excavación, y  $H$  es la profundidad de excavación. Las unidades SI estándar son:  $\gamma$  (kN / m<sup>3</sup>),  $S_u$  (kPa) y  $H$  (m). Como se muestra en la figura 12, se desarrollaron dos envolventes aparentes de presión de tierra para que las arcillas tuvieran en cuenta las diferencias en las presiones de tierra para arcillas con valores de  $N$  relativamente bajos (es decir, arcillas duras a duras) y valores de  $N$  relativamente altos (es decir, arcillas blandas a medias). Utilizando estos diagramas para referencia inicial, se proporcionan recomendaciones específicas para paredes ancladas en secciones subsiguientes. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

#### **1.2.3.7.2. Diagrama de presión de tierra aparente recomendado para las arenas**

Para las arenas, el valor para  $K_A$  en la figura 12a se da como:

$$K_A = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (17)$$

y la ordenada máxima de la presión de tierra es:

$$p = 0.65 K_A \gamma H \quad (18)$$

donde  $\phi'$  es el ángulo de fricción de esfuerzo efectivo de la arena. Utilizando este valor de la presión de tierra lateral, la carga lateral total de tierra del diagrama rectangular de presión de tierra aparente (figura 12a) para arenas es  $0.65 K_A \gamma H^2$ . La envolvente de presión de tierra aparente recomendada para paredes y paredes ancladas de un solo nivel con dos o más niveles de anclajes de tierra es trapezoidal y se muestra en la figura 13.

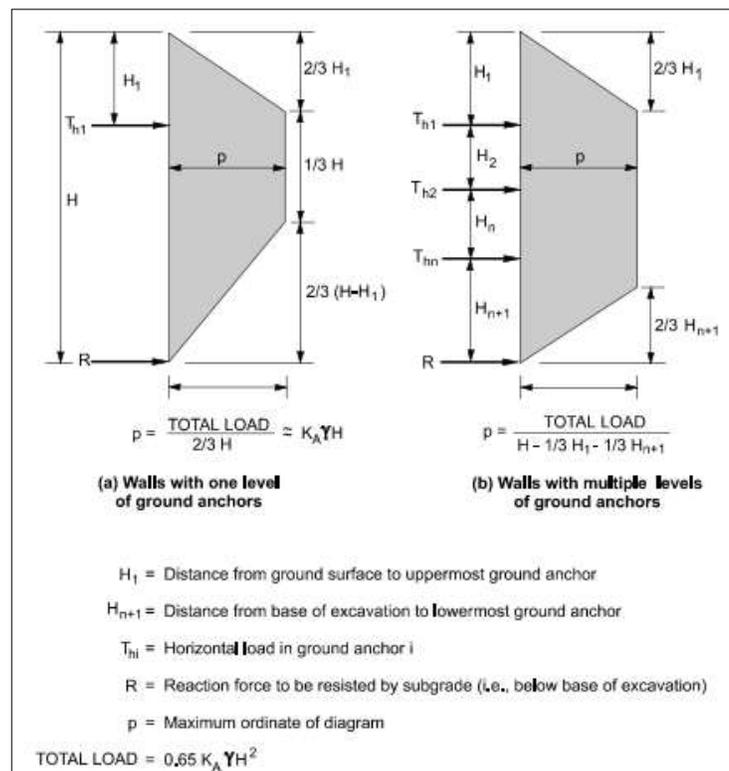
A diferencia de las envolventes de Terzaghi y Peck, los diagramas aquí recomendados requieren que la ubicación de los anclajes de tierra superior e inferior se conozcan para construir el diagrama de presión de tierra aparente. El diagrama trapezoidal es más apropiado que el diagrama rectangular por las siguientes razones:

- ✓ Las presiones de la tierra se concentran en los lugares de anclaje que resultan del arqueamiento;



- ✓ La presión de la tierra de cero en la superficie del suelo es apropiada para las arenas (siempre que no exista carga adicional);
- ✓ Las presiones de tierra aumentan desde la superficie del suelo hasta la ubicación del anclaje de tierra superior; y
- ✓ Para las arenas medianas a muy densas, las presiones de la tierra se reducen por debajo de la ubicación del ancla más baja debido a la resistencia pasiva que se desarrolla debajo de la base de la excavación.

Este diagrama es apropiado tanto para cargas a corto plazo (temporales) como a largo plazo (permanentes) en arenas. Las presiones de agua y las presiones de sobrecarga deben añadirse explícitamente al diagrama para evaluar la carga lateral total que actúa sobre la pared. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



**Figura 13.** Diagrama de presión de tierra aparente recomendado para arenas. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 51.



### **1.2.3.7.3. Diagrama de presión de tierra aparente recomendado para arcillas fisuradas rígidas a duras**

#### **➤ Condiciones Temporales**

Aunque Sabatini et al (1999) proponen diagramas aparentes de presión de tierra para condiciones temporales en arcillas fisuradas rígidas o duras, la selección de un diagrama de presión de tierra para el diseño debe basarse en experiencias exitosas anteriores con excavaciones construidas en suelos similares. Esta confianza en la experiencia previa es particularmente importante para el diseño de sistemas de apoyo de excavación en arcillas fisuradas rígidas a duras. Las presiones de la tierra en estos suelos están más influenciadas por el grado de fisuración o unión en la arcilla y la reducción potencial de la fuerza con el tiempo, no necesariamente la resistencia al corte de la arcilla intacta.

La Tabla 1 proporciona un resumen de las envolventes empíricas de tierra aparente para arcillas rígidas a duras. Aunque en la práctica se han utilizado múltiples variaciones de la envolvente de arcilla fisurada rígida a dura, una comparación de las envolventes que pueden desarrollarse utilizando la información de la tabla 1 indica que el intervalo de carga total es similar para cada uno de los sobres. La observación más importante es que el doble de la carga debe ser resistida por sistemas diseñados usando una envolvente basada en un valor de rango superior de la ordenada de máxima presión en comparación con sistemas diseñados usando un valor de rango inferior de la ordenada de máxima presión. Por lo tanto, la selección del valor máximo de ordenadas debe basarse en la experiencia previa con excavaciones construidas en depósitos similares.

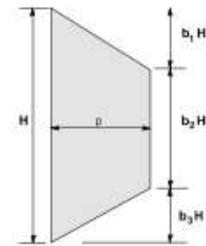
Para el diagrama de la presión de tierra aparente de Terzaghi y Peck para cargas temporales en arcillas fisuradas rígidas a duras, (ver figura 12b), la ordenada máxima,  $p$ , del diagrama oscila entre  $0,2yH$  y  $0,4yH$ . La carga total para este diagrama es, por lo tanto,  $0,15 yH^2$  a  $0,30 yH^2$ .



**Tabla 1.** Resumen de las envolventes de presión aparente trapezoidales para excavaciones temporales en arcillas rígidas a duras.

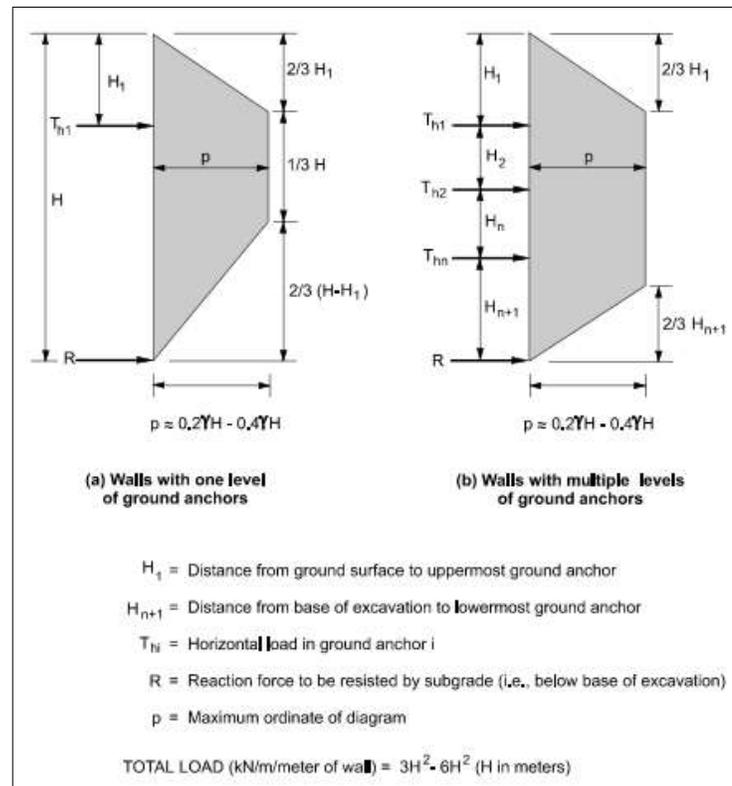
Reference	$b_1$	$b_2$	$b_3$	Range of maximum pressure ordinate, $p$	Total load
Terzaghi and Peck (1967)	0.25	0.50	0.25	$0.2\gamma H - 0.4\gamma H$	$0.15\gamma H^2 - 0.30\gamma H^2$
Schnabel (1982)	0.20	0.60	0.20	$0.2\gamma H^{(1)}$	$0.16\gamma H^2$
Winter (1990)	0.20	0.60	0.20	$0.2\gamma H - 0.32\gamma H^{(1)}$	$0.16\gamma H^2 - 0.26\gamma H^2$
Ulrich (1989)	0.25	0.50	0.25	$0.2\gamma H - 0.4\gamma H$	$0.15\gamma H^2 - 0.30\gamma H^2$
FHWA-RD-75-130 (1976)	0	1.0	0	$0.15\gamma H - 0.30\gamma H$	$0.15\gamma H^2 - 0.30\gamma H^2$
This work <sup>(2)</sup>	$0.17^{(3)}$	0.66	$0.17^{(4)}$	$0.2\gamma H - 0.4\gamma H$	$0.17\gamma H^2 - 0.33\gamma H^2$

- Notes: (1) Assumes  $\gamma = 19.6 \text{ kN/m}^3$   
 (2) Diagram for multiple levels of ground anchors  
 (3) Assumes  $H_1 = H/4$  (see figure 27)  
 (4) Assumes  $H_{n+1} = H/4$  (see figure 27)



Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems.  
Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 53.

El diagrama de presión de tierra aparente para las arcillas rígidas a duras en condiciones temporales sólo debe utilizarse cuando la condición temporal es de corta duración controlada y no hay agua libre disponible. Si no se cumplen estas condiciones, debe evaluarse un diagrama aparente de la presión de la tierra para condiciones a largo plazo (es decir, permanentes) utilizando parámetros de resistencia drenados. El diagrama de presión de tierra aparente de condiciones permanentes para arcillas rígidas a duras se describe posteriormente. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



**Figura 14.** Diagrama de presión de tierra aparente recomendado para arcillas rígidas a duras. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 56.

### ➤ Condición permanente

El diagrama original de la presión de tierra aparente de Terzaghi y Peck para arcillas fisuradas rígidas a duras fue desarrollado para condiciones de carga temporales. Este diagrama y los desarrollados con base en la información de la tabla 1 también se han utilizado para diseñar sistemas de pared anclados permanentes. Existen dificultades en el uso de presiones de la tierra asociadas con condiciones temporales en arcillas fisuradas rígidas a duras para el diseño de paredes permanentes. Específicamente, la excavación induce presiones excesivas de poro en exceso en el suelo, lo que temporalmente hace que el suelo posea una mayor resistencia al corte que la disponible a largo plazo. El suelo detrás de la pared y delante de la pared (es decir, en la base de la excavación) experimenta la descarga a la que el suelo responde extrayendo agua, dando como resultado el



ablandamiento (es decir, el debilitamiento) del suelo con el tiempo. El ablandamiento en algunas áreas alrededor de la pared hasta un estado de equilibrio a largo plazo (es decir, drenado) puede ocurrir rápidamente después de la construcción. El desarrollo de grietas de tensión en la superficie y la posible presencia de capas arenosas o sedosas o grietas y fisuras sirven para aumentar la velocidad a la que puede ocurrir el ablandamiento del suelo.

Basado en la discusión anterior, las presiones de la tierra asociadas con condiciones drenadas a largo plazo para excavaciones en arcillas fisuradas duras a duras pueden ser mayores que las calculadas basándose en sobres para condiciones temporales. La fuerza resultante total calculada usando un diagrama para condiciones temporales puede compararse con la fuerza resultante total asociada con la envolvente de presión de tierra aparente recomendada para arcillas rígidas a duras usando una fuerza resultante total de  $0,65 K_A \gamma H^2$ , donde  $K_A$  se basa en el ángulo de fricción drenado del suelo arcilloso. Para la mayoría de las aplicaciones de pared anclada, el ángulo de fricción drenado debe corresponder al ángulo de fricción completamente ablandado. La mayor de las fuerzas resultantes de los dos diagramas se debe utilizar para el diseño. Por ejemplo, un ángulo de fricción drenado totalmente ablandado de aproximadamente  $39^\circ$  da como resultado una fuerza total equivalente a la envolvente de Terzaghi y Peck usando  $0,2\gamma H$  para la ordenada de máxima presión. Un ángulo de fricción drenado de aproximadamente  $22^\circ$  da como resultado una fuerza total equivalente a la envolvente de Terzaghi y Peck con una ordenada de presión máxima de  $0,4\gamma H$ . (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

#### **1.2.3.7.4. Diagrama de presión de tierra aparente recomendado para arcillas blandas a medias**

Las paredes ancladas temporales y permanentes pueden estar construidas en arcillas suaves a medias (es decir,  $N > 4$ ) si una capa competente para formar la zona de enlace de anclaje está dentro de una profundidad razonable por debajo de la excavación. Las paredes permanentemente ancladas se utilizan raramente donde la arcilla suave se extiende perceptiblemente debajo de la base de la excavación.



Para las arcillas blandas a medias y para las excavaciones profundas, el diagrama de Terzaghi y Peck mostrado en la figura 12c se ha utilizado para evaluar las presiones de tierra aparentes para el diseño de paredes temporales en arcillas suaves a medias. Para este diagrama, se utiliza un coeficiente de presión total de tierra activo total:

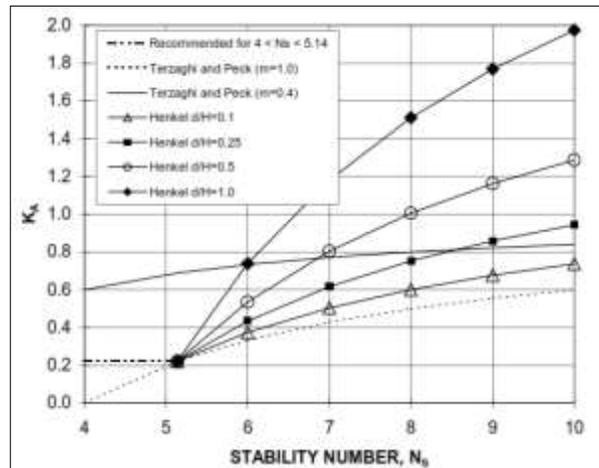
$$K_A = 1 - m \frac{4S_u}{\gamma H} \quad (19)$$

donde  $m$  es un factor empírico que explica los posibles efectos de la inestabilidad básica en excavaciones profundas en arcillas blandas. Cuando la excavación es subyacente por arcilla blanda profunda y  $N$  excede de 6,  $m$  se establece igual a 0,4. De lo contrario,  $m$  se toma como 1,0 (Peck, 1969). Como se demostrará, usando el diagrama de Terzaghi y Peck con  $m$  igual a 0,4 para casos en los que  $N_s > 6$  puede dar como resultado una subestimación de las cargas en la pared y, por lo tanto, no es conservador.

La gráfica 1 muestra valores de  $K_A$  calculado utilizando el método de Henkel para diversas relaciones  $d/H$ . Para los resultados mostrados en esta figura,  $S_u = S_{ub}$ . La grafica 1 indica que para  $4 < N < 6$ , la envolvente de Terzaghi y Peck con  $m = 0,4$  es excesivamente conservadora con respecto a Henkel. Además, para  $N_s < 5.14$ , la ecuación de Henkel no es válida y las presiones de tierra aparentes calculadas usando  $m = 1.0$  en la envolvente Terzaghi y Peck son poco realista. Para el rango  $4 < N_s < 5.14$ , debe usarse un valor constante de  $K_A$  igual a 0.22 para evaluar la ordenada máxima de presión para la envolvente de presión de tierra aparente de arcilla blanda a media (figura 12c). Al valor de transición entre arcilla dura a arcilla dura y arcilla blanda a media, es decir,  $N_s = 4$ , la carga total usando el diagrama de presión de tierra aparente de arcilla blanda a media con  $K_A = 0,22$  es  $0,993 \gamma H^2$ . Para una carga total de  $0.193 \gamma H^2$ , la ordenada máxima de la presión del diagrama de presión de tierra aparente de Terzaghi y Peck rígido a arcilla dura fisurada es  $0.26 \gamma H$ . se posee información que indica que un valor de  $0,26 \gamma H$  para las ordenadas de máxima presión da como resultado un diagrama de presión de tierra aparente calculado que es consistente con los valores medidos en campo. Por lo tanto, el uso de  $K_A = 0.22$  para  $4 < N_s < 5.14$  para calcular las presiones de la tierra aparente representa un valor de transición racional entre las presiones de tierra aparentes para las arcillas rígidas y duras (es decir,  $N_s$



<4) y para las arcillas blandas a medias donde la solución de Henkel es válido (es decir,  $N_s > 5.14$ ). (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



**Gráfica 1.** Valor de  $K_A$  basado en la envolvente de Terzaghi y Peck y el método de Henkel. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 59.

#### 1.2.3.7.5. Diagramas de carga para perfiles de suelo estratificados

Los diagramas de presión de tierra aparentes descritos anteriormente se desarrollaron para perfiles de suelo razonablemente homogéneos y, por lo tanto, pueden ser difíciles de adaptar para su uso en el diseño de paredes en depósitos de suelos estratificados. Para los suelos estratificados se puede utilizar un método basado en la redistribución de las presiones de tierra activa calculadas. Este método no debe utilizarse para perfiles de suelo en los que la superficie de falla potencial crítica se extienda por debajo de la base de la excavación o donde la sobrecarga sea irregular. Este método se resume como sigue:

- ✓ Evaluar la presión de la tierra activa actuando sobre la altura de excavación y evaluar la carga total impuesta por estas presiones de tierra activa utilizando métodos convencionales de análisis de ingeniería geotécnica para evaluar el diagrama de presión total de tierra activa asumiendo la plena movilización de la resistencia al cizallamiento del suelo. Para estratificación complicada, superficie



irregular o sobrecarga irregular, la fuerza lateral se puede evaluar usando un análisis de estabilidad de cuña de ensayo.

- ✓ Aumentar la carga total determinada anteriormente por un factor de 1,3 para las paredes de vigas de soldado ancladas. Se puede usar un valor mayor cuando se requiere un estricto control de la deformación.
- ✓ Distribuir la fuerza total factorizada en un diagrama de presión aparente utilizando la distribución trapezoidal mostrada en la figura 13.

Cuando las sobrecargas irregulares o las superficies de tierra están presentes o donde las superficies potenciales de falla están profundamente asentadas, los métodos de equilibrio límite pueden usarse para calcular las cargas de presión de tierra. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

#### **1.2.3.8. Cargas uniformes de sobrecarga**

Las cargas de sobrecarga son cargas verticales aplicadas a la superficie del suelo que se supone que dan lugar a un supuesto aumento uniforme de la tensión lateral sobre toda la altura de la pared. El aumento de la tensión lateral para la sobrecarga uniforme se puede escribir como:

$$\Delta\sigma_h = Kq_s \quad (20)$$

donde:  $\Delta\sigma_h$  es el aumento de la presión de tierra lateral debido a la sobrecarga vertical,  $q_s$  es la sobrecarga vertical aplicada a la superficie del suelo y  $K$  es un coeficiente de presión de tierra apropiado. Las unidades SI estándar son:  $\Delta\sigma_h$  (kPa),  $K$  (adimensional), y  $q_s$  (kPa). Ejemplos de sobrecargas para aplicaciones de sistemas de muros de autopistas incluyen: (1) sobrecargas de carga muerta como la resultante del peso de una losa de aproximación de puente o pavimento de concreto; (2) sobrecargas de carga en vivo como la debida a las cargas de tráfico; y (3) recargos debido al equipo o almacenamiento de material durante la construcción del sistema de pared. Según la AASTHO (1996), cuando se espera que el tráfico llegue a una distancia de la pared equivalente a la mitad de la altura de la pared, la pared debe estar diseñada para una sobrecarga de carga de aproximadamente 12 kPa. Para



las paredes temporales que no se consideran críticas, las cargas de recargo reales pueden ser evaluadas y consideradas en el diseño en comparación con el uso de este valor prescriptivo. Tanto los diseños de paredes temporales como permanentes deben tener en cuenta los recargos inusuales, como las grandes existencias de material y las grúas pesadas. Las presiones laterales calculadas resultantes de estos recargos deben añadirse explícitamente a la envolvente de presión de tierra de diseño. Las cargas de los edificios existentes deben considerarse si están a una distancia horizontal de la pared igual a la altura de la pared. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

**Tabla 2.** *Valores nominales de sobrecargas.*

Edificios de cimentación somera	Carga equivalente uniformemente distribuida
Edificios con cimentación somera	10 Kpa por piso
Carreteras	10 Kpa a 20 Kpa dependiendo de la importancia.
Peatonales	5 Kpa

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez D, Jaime. (1998). Pág. 499.

### **1.2.3.9. Requisitos de Espaciado para Anclajes de Tierra**

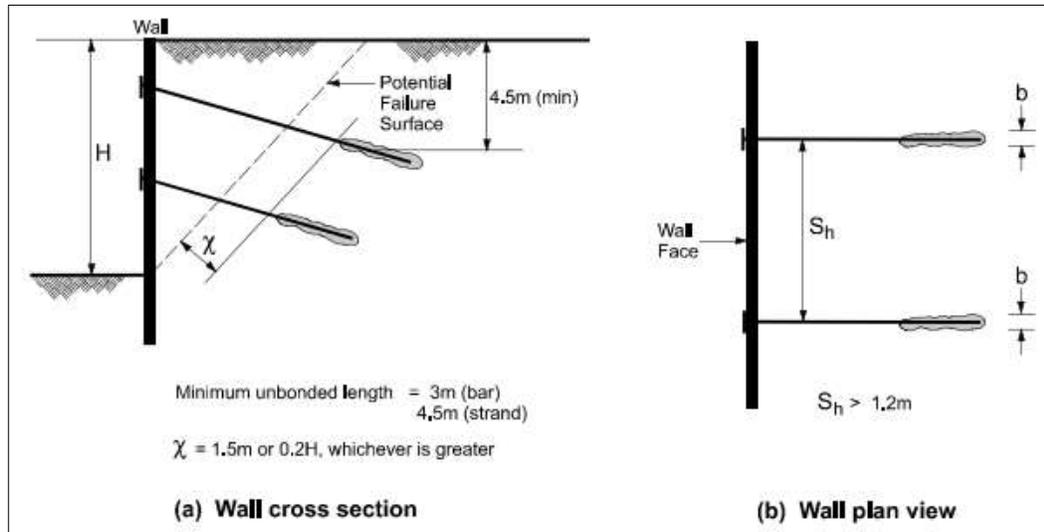
Cada anclaje de tierra en un sistema anclado se diseña comúnmente asumiendo que el ancla lleva un área tributaria de carga basada en la separación horizontal y vertical entre anclajes adyacentes. El tamaño y la fuerza del tendón de anclaje, los procedimientos de perforación y de inyección, y el diámetro y la longitud del ancla se seleccionan para asegurar que el anclaje de tierra pueda llevar esta carga a lo largo de su vida útil. La separación horizontal y vertical de los anclajes de tierra variará dependiendo de los requisitos y restricciones específicos del proyecto, que pueden incluir: (1) la necesidad de un sistema muy rígido (es decir, anclajes estrechamente espaciados) para controlar los movimientos de las paredes laterales; (2) las estructuras subterráneas existentes que pueden afectar el posicionamiento y la inclinación de los anclajes; y (3) tipo de elementos de pared verticales seleccionados para el diseño.



La posición vertical del anclaje de tierra más alto (es decir, el anclaje de tierra más cercano a la superficie del suelo) debe ser evaluada considerando las deformaciones permisibles en voladizo de la pared. La posición vertical del anclaje más alto también debe seleccionarse para minimizar el potencial de exceder la capacidad pasiva del suelo retenido durante la prueba de anclaje y la prueba de carga de rendimiento. Durante las pruebas de carga, los anclajes permanentes se cargan típicamente a 133 por ciento de la carga de diseño que resulta en el movimiento de la pared en la tierra retenida. Si la carga de diseño para el anclaje de tierra más alto es relativamente grande, como es el caso en que se deben resistir grandes cargas de sobrecargas o deslizamientos, o si los suelos son perturbados o relativamente débiles, la capacidad pasiva del suelo puede ser excedida durante las pruebas de carga. Si se excede la capacidad pasiva, las vigas de soldado o pila de hojas se moverán excesivamente en el terreno retenido.

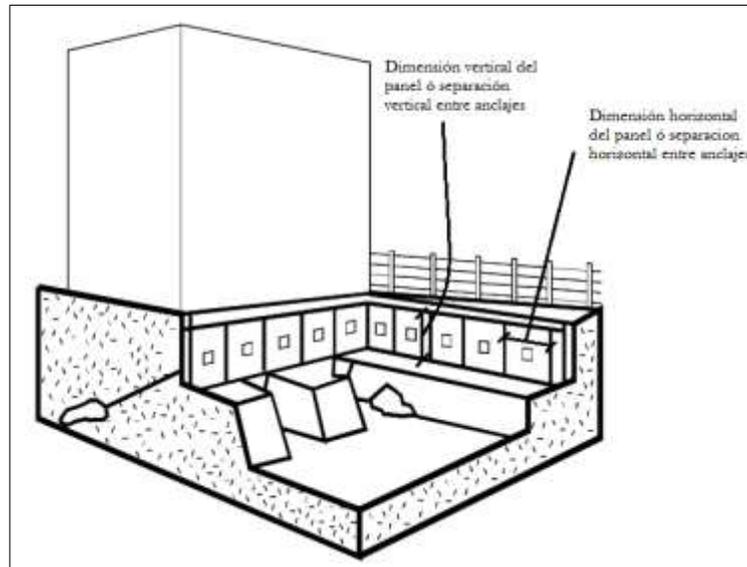
Para los anclajes de tierra instalados en el suelo, se requiere una sobrecarga mínima de 4,5 m sobre el centro de la zona de anclaje (figura 15a). Esto es necesario para evitar la fuga de la lechada durante la instalación de anclajes de rejunto a presión y para evitar que se mueva en la superficie del suelo como resultado de grandes presiones de inyección. Para los anclajes con inyección por gravedad, se requiere el criterio mínimo de sobrecarga para proporcionar la presión de sobrecarga necesaria para desarrollar la capacidad de anclaje.

La distancia horizontal máxima entre los anclajes se basa en cargas de anclaje de tierra individuales admisibles y en la capacidad de flexión de vigas individuales de soldado o secciones de pilotes. La separación horizontal mínima entre los anclajes mostrada en la figura 15b asegura que los efectos de grupo entre anclajes de tierra adyacentes sean minimizados y que evita la intersección de anclajes debido a desviaciones de perforación. Los efectos de grupo reducen la capacidad de carga de anclajes de tierra individuales. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



**Figura 15.** Requisitos de espaciamiento vertical y horizontal para anclajes de tierra. (a) Sección transversal del muro. (b) Vista en planta de la pared. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 76.

Por otro lado, cuando la construcción del muro se realiza por medio de paños o paneles que se funden a medida que avanza la excavación, el proceso constructivo se da de manera independiente, intercalada, con excavaciones parciales en la zona de los paños. Se procede con el proceso constructivo del paño hasta llegar a su tensado final luego de ser vaciado y que el concreto llegue a la resistencia requerida por las especificaciones técnicas. Luego de terminar con el primer nivel de paños se puede empezar con la excavación del segundo. Los paños son diseñados normalmente de 3 m de altura por 4.5 m a 5 m de largo (Ver figura 16). En caso exista una estructura al costado del área de excavación, es peligroso excavar paños de 3 m de altura por 5 m de largo en nuestro primer nivel ya que no se está calzando adecuadamente el terreno vecino. En estos casos se recomienda usar paños de máximo 2.5 m de largo para el primer nivel. (Ramos, Propuesta y análisis de alternativas constructivas para la mejora en el acabado de los muros anclados. Caso de proyecto de edificaciones en la ciudad de Lima. , 2015)



**Figura 16.** Dimensiones de los paneles que conforman el muro anclado. Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez D, Jaime. (1998). Pág. 525.

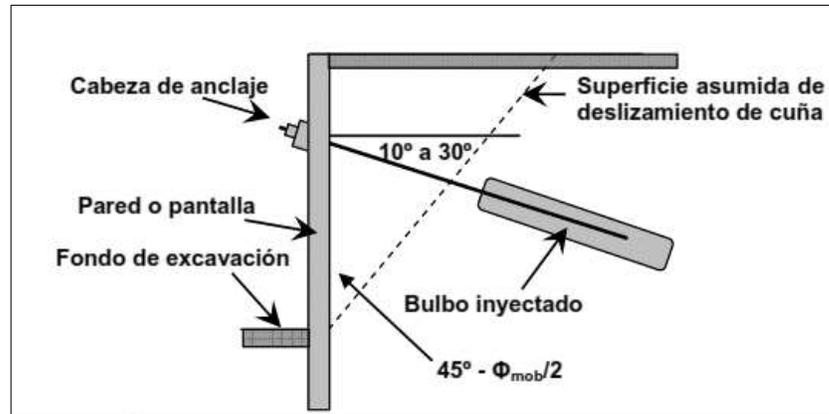
#### **1.2.3.10. Ángulo de inclinación de los anclajes**

Para determinar el ángulo de inclinación de los anclajes se deben tener en cuenta, entre otros, los siguientes criterios:

- ✓ Es deseable que por encima del bulbo como se mencionó anteriormente, haya como mínimo 4.5 m de sobrecarga de suelo para cables y de 3-4 m para barras. Esta distancia debe ser medida desde el centro del bulbo para lograr una adecuada resistencia del suelo
- ✓ Según Weatherby y Nicholson (1982) no es recomendable utilizar anclajes con ángulos superiores a  $45^\circ$  con la horizontal, ya que se da una ligera disminución en la componente de la capacidad de carga horizontal de la fuerza del anclaje, por lo tanto las fuerzas resistentes del muro pueden disminuir de manera significativa. Además, puede darse la penetración o punzonamiento de la pantalla de revestimiento en el estrato de apoyo, a causa del incremento de la componente vertical de la fuerza de anclaje.



Por las razones anteriores, se recomienda que los ángulos de inclinación de las anclas con la horizontal,  $\psi$ , varíen de  $10^\circ$  a  $30^\circ$  (ver figura 17), ya que si el ángulo de inclinación es menor de  $10^\circ$ , se requerirán técnicas especiales de inyección del bulbo. En el caso de que no existan restricciones por derecho de vía, se puede asumir una inclinación de  $15^\circ$ . (Figuroa, Rodríguez, & Zelada, 2011)



**Figura 17.** Ángulo de inclinación adecuado para los anclajes. Fuente: Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador. Figuroa, G. Rodríguez, F. Zelada, E. Trabajo de grado. Universidad del Salvador. (2011). Pág. 102.

### **1.2.3.11. Cálculo de cargas de anclaje de tierra a partir de diagramas de presión de tierra aparente**

Las cargas de anclaje de tierra para aplicaciones de muros anclados flexibles se pueden estimar a partir de las envolventes de presión de tierra aparente. Los métodos utilizados comúnmente incluyen el método del área tributaria y el método de la bisagra que fueron desarrollados para permitir que los cálculos se hicieran a mano para los sistemas estáticamente indeterminados. Ambos métodos, cuando se usan con diagramas de presión de tierra aparente apropiados, han proporcionado estimaciones razonables de cargas de anclaje de tierra y momentos de flexión de pared para sistemas anclados construidos en suelos competentes.



Para las paredes construidas en materiales competentes, se supone que una fuerza de reacción,  $R$ , está soportada por la resistencia pasiva del suelo debajo de la superficie de excavación. La pared debe estar suficientemente empotrada para desarrollar esta resistencia pasiva. En este caso, el anclaje más bajo lleva sólo el área tributaria del diagrama de presión aparente y la fuerza de reacción es equivalente a la carga en el diagrama de presión aparente desde la base de la excavación hasta la altura media entre la base de la excavación y el anclaje inferior. Para muros que penetran en materiales débiles, puede que no esté disponible suficiente capacidad pasiva por debajo de la base de la excavación para resistir la fuerza de reacción independientemente de la profundidad de incrustación de la pared. Para ese caso, el anclaje más bajo puede estar diseñado para soportar la misma carga definida anteriormente para el anclaje más bajo más la carga correspondiente a la fuerza de reacción. Alternativamente, pueden usarse análisis de interacción suelo-estructura (por ejemplo, viga sobre cimentación elástica) para diseñar vigas continuas con reacciones de talón pequeño, ya que puede ser excesivamente conservador asumir que toda carga es llevada por el anclaje más bajo.

Los cálculos para cargas horizontales de anclaje de tierra utilizando el método de área tributaria y el método de bisagra se muestran en la figura 18 para un muro de un nivel de anclajes y en la figura 19 para un muro de dos o más niveles de anclaje. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

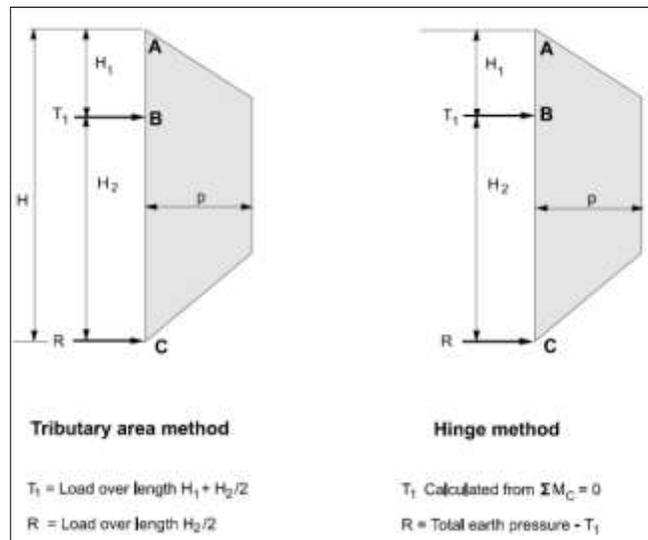


Figura 18. Cálculo de cargas de anclaje para muros de un solo nivel de anclajes. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 66.

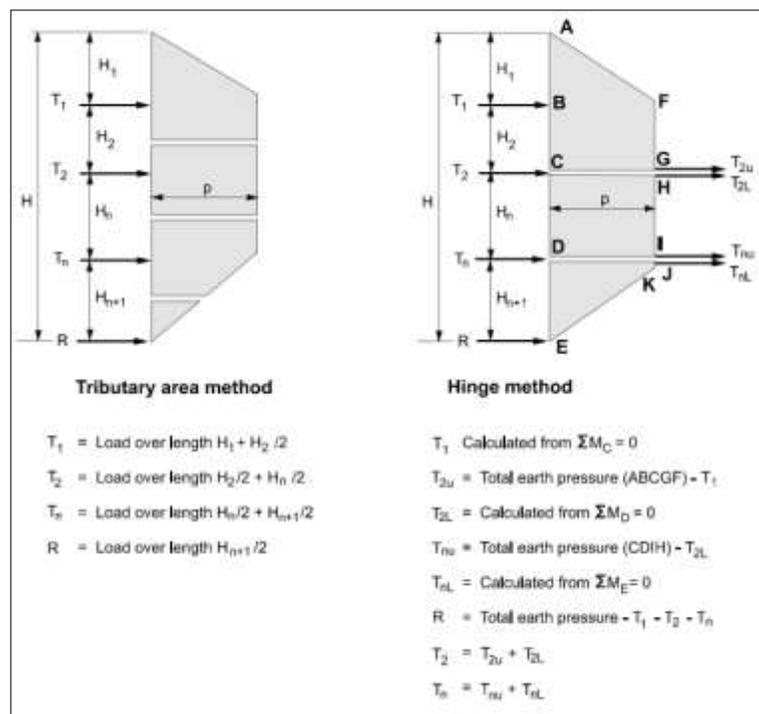


Figura 19. Cálculo de cargas de anclaje para muros de dos o más niveles de anclajes. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 67.



➤ **Fuerzas de anclajes en suelos no cohesivos**

Para un muro con un solo nivel de anclajes en suelo no cohesivo y teniendo en cuenta la sobrecarga ( $P_s$ ), la fuerza en el anclaje y la reacción en la base se calculan de la siguiente manera:

$$T_{H1} = \left[ \frac{23H^2 - 10HH_1}{54(H-H_1)} \right] P + \left[ \frac{H^2}{2} \left( \frac{1}{(H-H_1)} \right) \right] P_s \quad (21)$$

$$R_B = \frac{2}{3}HP + HP_s - T_{H1} \quad (22)$$

Para muros anclados que tengan más de un nivel de anclajes, las fuerzas de anclaje en el suelo se desarrollaron en base a los mencionados métodos (de las Áreas Tributarias y el de las Articulaciones) para permitir realizar manualmente los cálculos de los sistemas estáticamente indeterminados. Ambos métodos, cuando se utilizan con los correspondientes diagramas de presión de tierra, proporcionan estimaciones razonables de las cargas de anclaje al suelo y momentos de flexión en la pared o pantalla de revestimiento para los sistemas anclados construidos.

Se hace énfasis en el método de áreas tributarias por que representa mayor simplicidad en los cálculos. Las fórmulas utilizadas para el cálculo de las componentes horizontales de las fuerzas de anclajes de los diagramas de presión aparente, incluyendo sobrecarga uniforme con el método de áreas tributarias y la fuerza de reacción en la base del muro, son:

$$T_{H1} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) H_1 + \left( \frac{1}{2} \right) H_2 \right] P + \left( H_1 + \frac{H_2}{2} \right) P_s \quad (23)$$

$$T_{H2} = \left[ \left( \frac{1}{2} \right) H_2 + \left( \frac{1}{2} \right) H_n \right] P + \left( \frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) P_s \quad (24)$$

$$T_{Hn} = \left[ \left( \frac{1}{2} \right) H_n + \left( \frac{23}{48} \right) H_{n+1} \right] P + \left( \frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right) P_s \quad (25)$$

$$R_B = \left[ \left( \frac{3}{16} \right) H_{n+1} \right] P + \left( \frac{H_{n+1}}{2} \right) P_s \quad (26)$$

➤ **Fuerzas de anclajes en suelos cohesivos de consistencias rígidas a duras**



Para suelos cohesivos rígidos o duros las fuerzas en los anclajes se calculan igual que para suelos no cohesivos ya que las fuerzas obtenidas de los diagramas de presión para suelos son los mismos.

➤ **Fuerzas de anclajes en suelos cohesivos de consistencias blandas a medianamente rígidos.**

Para un muro de un solo nivel de anclajes y con una sobrecarga ( $P_s$ ) se usará:

$$T_{H1} = \frac{7}{8}PH - \frac{1}{2}PH_2 + P_s \left( H - \frac{1}{2}H_2 \right) \quad (27)$$

$$R_B = \frac{7}{8}PH - \frac{1}{2}PH_2 + \frac{1}{2}P_sH_2 \quad (28)$$

Para un muro de varios niveles de anclaje y con presencia de sobrecarga, las fuerzas en los anclajes serán (Rosero, 2015):

$$T_{H1} = \frac{7}{8}PH - \frac{1}{2}PH_2 + P_s \left( H - \frac{1}{2}H_2 \right) \quad (29)$$

$$T_{H2} = \frac{1}{2}PH_2 + \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}P_s(H_2 + H_n) \quad (30)$$

$$T_{Hn} = \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}PH_{n+1} + \frac{1}{2}P_s(H_n + H_{n+1}) \quad (31)$$

$$R_B = \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}P_sH_{n+1} \quad (32)$$

Los valores calculados con las figuras 18 y 19 para las cargas de anclaje son la componente horizontal de la carga de anclaje por unidad de ancho de pared,  $T_{hi}$ , La carga total de anclaje horizontal,  $T_h$ , se calcula como:

$$T_h = T_{hi}s \quad (33)$$

donde  $s$  es la separación horizontal entre anclajes adyacentes. La carga de anclaje,  $T$ , que se ha de utilizar en el diseño de la zona de enlace de anclaje (es decir, la carga de diseño) se calcula como:

$$T = \frac{T_h}{\cos \psi} \quad (34)$$



donde  $\psi$  es el ángulo de inclinación del ancla por debajo de la horizontal. La componente vertical de la carga total de anclaje,  $T_v$ , se calcula como (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999):

$$T_v = T \sen \psi \quad (35)$$

#### **1.2.3.12. La ubicación de la superficie de falla potencial crítica**

La ubicación de la superficie de fallo potencial crítico debe evaluarse ya que la zona de enlace de anclaje debe estar situada suficientemente detrás de la superficie de falla potencial crítica de modo que la carga no se transfiera desde la zona de enlace de anclaje a la zona de "no carga". La zona "sin carga" se define como la zona entre la superficie de fallo potencial crítico y la pared, y también se denomina longitud no unida o longitud libre. La longitud libre se extiende típicamente a una distancia mínima de  $H/5$ , donde  $H$  es la altura de la pared, o 1,5 m detrás de la superficie de falla potencial crítica.

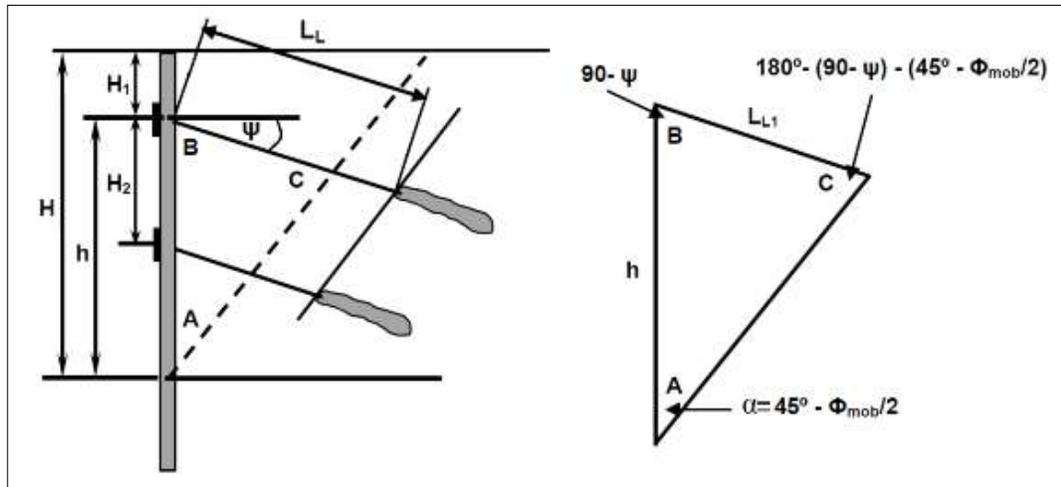
Para paredes construidas en suelos sin cohesión, se puede suponer que la superficie de falla potencial crítica se extiende desde la esquina de la excavación con un ángulo de  $45^\circ + \phi'/2$  desde la horizontal (es decir, la cuña activa). El método de equilibrio de fuerza de cuña deslizante también puede usarse para evaluar con mayor precisión la ubicación de la superficie de potencial crítico (Ver figura 26). Los métodos de equilibrio límite y los análisis de cuña de ensayo pueden utilizarse para condiciones generales del terreno y pueden incorporar cargas suplementarias y estratigrafías variables del suelo. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

#### **1.2.3.13. Diseño de la longitud libre**

La longitud mínima libre para los anclajes de tierra y roca es de 4,5 m para cables y de 3 m para los tendones de la barra. Estos valores mínimos están destinados a evitar reducciones significativas en la carga resultante de las pérdidas de asientos durante la transferencia de carga a la estructura después de las pruebas de carga de anclaje.



Pueden requerirse longitudes libres más largas para: (1) localizar la longitud de enlace a una distancia mínima detrás de la superficie de falla potencial crítica; (2) localizar la zona de anclaje en un terreno apropiado para el anclaje; (3) garantizar la estabilidad general del sistema anclado; y (4) acomodar movimientos a largo plazo. En general, como se muestra en la figura 20, la longitud libre se extiende a una distancia mínima de  $H/5$  o 1,5 m detrás de la superficie de falla potencial crítica para acomodar una menor transferencia de carga a la columna de lechada por encima de la parte superior de la zona de enlace de anclaje. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



**Figura 20.** Longitud libre de anclaje. Fuente: Análisis y diseño de muros anclados de hormigón. Rosero, C. Trabajo de Grado. Universidad Técnica de Ambato. (2015). Pág. 92.

#### 1.2.3.14. Diseño de la longitud de bulbo o longitud de enlace

Las estimaciones de la capacidad de transferencia de carga en la longitud del enlace de anclaje se basan normalmente en la experiencia de campo previa. Al estimar las capacidades utilizando los resultados de campo previos, deben considerarse las posibles variaciones en la capacidad debido a diferentes métodos de instalación y de inyección. En un depósito de tierra determinado, la capacidad real obtenida en el campo dependerá del método de perforación, incluida la calidad de la limpieza de la perforación y el período de



tiempo que esta se deja abierta, el diámetro de la perforación el método y la presión utilizados en la inyección y la longitud de la zona de enlace o bulbo de anclaje. A excepción de ciertos valores mínimos, la selección de estos elementos debe dejarse a la discreción del contratista especializado. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

#### **1.2.3.14.1. Bulbos de eje recto inyectados a gravedad**

La responsabilidad principal del diseñador es definir una capacidad de anclaje mínima que se pueda alcanzar en un tipo de suelo dado. Por lo tanto, la estimación de la capacidad de anclaje debe basarse en el anclaje instalado comúnmente, es decir, el anclaje de eje recto inyectado por gravedad. Las estimaciones hechas suponiendo que este ancla se instalará, producirá una capacidad de diseño que se puede lograr con confianza, permitiendo a los contratistas especializados utilizar métodos de anclaje más eficaces y / o económicos para lograr la capacidad específica. La capacidad de diseño de cada ancla se verificará mediante pruebas antes de aceptar el anclaje.

Muchos proyectos han sido completados usando anclajes de diámetro pequeño, de eje recto e inyectados por gravedad. Debido a la similitud de muchos de estos proyectos, se pueden resumir algunas características de anclaje bastante típicas. Estos están diseñados para proporcionar una gama de valores de diseño típicos a los ingenieros que no están familiarizados con el diseño del ancla:

- ✓ *Carga de diseño entre 260 kN y 1160 kN:* Los tendones de anclaje de esta capacidad pueden ser manejados sin la necesidad de equipo inusualmente pesado o especializado. Además, los equipos de tensión pueden ser manejados por uno o dos trabajadores sin la ayuda de equipos mecánicos de elevación. El diámetro del orificio de perforación es generalmente inferior o igual a 150 mm, excepto para los anclajes de barrena de vástago hueco que tienen típicamente aproximadamente 300 mm de diámetro.
- ✓ *Longitud total del anclaje Entre 9 y 18 m:* Debido a las exigencias geotécnicas o geométricas, pocos anclajes para paredes o estructuras de amarre tienen menos de 9



m de longitud. Debería adoptarse una longitud libre mínima de 3 m para los tendones de barra y de 4,5 m para los cables. Estas longitudes libres mínimas son necesarias para evitar una reducción inaceptable de carga resultante de pérdidas de asientos durante la transferencia de carga y pérdidas de pretensión debidas a fluencia en el acero de pretensado o en el suelo.

- ✓ *Inclinación del anclaje de tierra entre 10 y 45 grados:* Los anclajes de tierra se instalan comúnmente en ángulos de 15 a 30 grados por debajo de la horizontal, aunque los ángulos de 10 a 45 grados están dentro de las capacidades de la mayoría de los contratistas. Independientemente de la inclinación del anclaje, la zona de anclaje debe desarrollarse detrás de posibles superficies de deslizamiento y en capas de suelo o roca que puedan desarrollar la carga de diseño necesaria. Pueden ser necesarias inclinaciones escarpadas para evitar las instalaciones de servicios subterráneas, las fundaciones adyacentes, las limitaciones por derecho de vía o las capas débiles de suelo o roca. Los anclajes deben instalarse lo más cerca posible de la horizontal para minimizar las cargas verticales resultantes de las cargas de anclaje, sin embargo, la inyección de anclajes instalados en ángulos menores de 10 grados no es común a menos que se utilicen técnicas especiales de inyección.

Para un proyecto específico, el primer paso para estimar la capacidad mínima admisible es asumir una longitud máxima de enlace de anclaje. En el caso de un sitio sin restricciones por derecho de vía, se debe suponer una inclinación de 15 grados del anclaje con una longitud de enlace de 12 m en el suelo o de 7,5 m en la roca. Los anclajes fundados en el suelo y la roca deben ser diseñados asumiendo que el empotramiento entero está en el suelo, es decir, asumen una longitud de unión igual a 12 m. Las longitudes de los bulbos en los sitios con derecho de vía más restringido pueden evaluarse asumiendo una inclinación de anclaje de 30 grados y que la longitud del enlace sea igual a la distancia desde el extremo de la longitud no unida hasta dentro de 0,6 m de la línea del derecho de vía. Al utilizar estas suposiciones para desarrollar una estimación preliminar de la longitud del



enlace de anclaje, se debe verificar que para la altura de excavación requerida se puede desarrollar la longitud mínima libre.

Para fines de diseño preliminar, se puede estimar la carga final de transferencia desde la longitud de bulbo para un anclaje de diámetro pequeño y de eje recto inyectado por gravedad a partir del tipo y densidad del suelo (o valor del número de golpes SPT) (Ver tabla 3). La carga de diseño de anclaje máxima permitida en el suelo puede determinarse multiplicando la longitud de enlace o longitud de bulbo por la carga de transferencia final y dividiendo por un factor de seguridad de 2,0.

**Tabla 3.** *Valores presuntivos de transferencia de carga última para el diseño preliminar de anclajes de tierra de diámetro pequeño y eje recto inyectados por gravedad en suelos.*

Soil type	Relative density/Consistency (SPT range) <sup>(1)</sup>	Estimated ultimate transfer load (kN/m)
Sand and Gravel	Loose (4-10)	145
	Medium dense (11-30)	220
	Dense (31-50)	290
Sand	Loose (4-10)	100
	Medium dense (11-30)	145
	Dense (31-50)	190
Sand and Silt	Loose (4-10)	70
	Medium dense (11-30)	100
	Dense (31-50)	130
Silt-clay mixture with low plasticity or fine micaceous sand or silt mixtures	Stiff (10-20)	30
	Hard (21-40)	60

Nota: (1) Valores SPT corresponden a valores corregidos por presión de sobrecarga. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 71.

Las longitudes de los enlaces de anclaje para los anclajes de tierra con inyección por gravedad, inyectados a presión y de post-inyectado son típicamente de 4,5 a 12 m, ya que no se pueden lograr aumentos significativos en la capacidad para longitudes de enlace mayores de aproximadamente 12 m, a menos que se utilicen métodos especializados para



transferir carga desde la parte superior de la zona de enlace de anclaje hacia el extremo del ancla.

Para anclajes de roca, las longitudes típicas de los bulbos varían de 3 m a 10 m con un mínimo de 3 m. La carga final transferida desde el bulbo a la roca competente puede estimarse a partir del tipo de roca (Ver tabla 4). Pueden recomendarse valores más bajos después de la entrada de un geólogo, especialmente si la resistencia de la masa de roca es controlada por discontinuidades. La carga máxima de diseño de anclaje admisible en la roca competente puede determinarse multiplicando la longitud de la unión por la carga de transferencia final y dividiéndola por un factor de seguridad de 3,0. Este valor relativamente alto del factor de seguridad (comparado con el del suelo) se utiliza para compensar las incertidumbres asociadas con discontinuidades potenciales en la masa rocosa tales como articulaciones, fracturas y fisuras llenas de arcilla. En rocas débiles, como las pizarras arcillosas, la transferencia de esfuerzos en el bulbo es relativamente uniforme en comparación con la transferencia de esfuerzo de enlace en rocas más competente. Estas rocas débiles pueden denominarse "geomateriales intermedios" y tienen resistencias compresivas no confinadas que varían de 0,5 a 5,0 MPa. Los valores de diseño para evaluar las longitudes de los enlaces de anclaje en estos materiales deben utilizar un factor de seguridad de 2,0 en el valor de transferencia de carga final. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

**Tabla 4.** *Valores presuntivos de transferencia de carga última para el diseño preliminar de anclajes en roca.*

Rock type	Estimated ultimate transfer load (kN/m)
Granite or Basalt	730
Dolomitic Limestone	580
Soft Limestone	440
Sandstone	440
Slates and Hard Shales	360
Soft Shales	150



Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems.  
Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 74.

Por otro lado, si no se desea usar las tablas anteriormente mostradas, las cuales poseen valores promedios productos de numerosas medidas de acuerdo a las condiciones estándares especificadas arriba, y por el contrario se desea ser más precisos teniendo en cuenta valores de la resistencia a cortante del suelo o roca en estudio se pueden usar las expresiones que se citan delante de acuerdo al tipo de suelo.

En suelos granulares si la presión utilizada es baja, parte del mortero penetra los vacíos y grietas en la zona fija. Debido a esto se pueden observar pequeños aumentos en el diámetro efectivo de la zona de enlace de anclaje. La capacidad de este tipo de anclaje se puede calcular con la siguiente ecuación

$$P = \pi DL\sigma'_n \tan \delta + \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2)\gamma ZN_q \quad (36)$$

Donde, D = diámetro efectivo del ancla

L = longitud fija

$\sigma'_n$  = presión efectiva de contacto a lo largo del ancla

$\delta$  = ángulo de fricción entre bulbo y suelo (menor que el  $\phi$  del suelo, usualmente)

d = diámetro del barreno después del ancla

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo

Z = Colchón de terreno por encima del ancla

$N_q$  = factor de capacidad de carga (ec. 57)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (37)$$

La sencillez de la expresión (36) contrasta con la poca certidumbre en su empleo, debido a la poca precisión que se tiene al momento de calcular el diámetro efectivo del ancla (D) y el coeficiente  $N_q$ . La práctica común es despreciar el segundo término de la ecuación y llevar a cabo las estimaciones de capacidad basándose en el diámetro del orificio taladrado. Es decir, con la expresión como sigue (Monroy, 2007):



$$P = \pi DL\sigma'_n \tan \delta \quad (38)$$

En relación con la presión de inyección, una fórmula empírica adicional se deriva de los ensayos de campo, y se relaciona con la capacidad última de anclaje como se muestra en la siguiente expresión:

$$P_u = p' \pi D_b L_b \tan \varphi \quad (39)$$

En donde  $p'$  es la presión de la lechada en 2 psi/ft de sobrecarga (45.92KN/m<sup>2</sup>) por cada metro de sobrecarga encima de la parte superior del bulbo. Este valor de  $p'$  se utiliza como el promedio de la profundidad a la que están situados los bulbos. La intención de la ecuación es la de expresar el aumento de la fricción lechada-suelo debido a la presión de inyección y con las dimensiones del bulbo ya conocidas. (Figuroa, Rodríguez, & Zelada, 2011)

Paralelamente, anclajes en suelos cohesivos inyectados a baja presión se trata de sistemas de anclaje en los cuales la presión de inyección no rebasa 10 kg/cm (1.0 MPa). Al inyectar a presión un agujero en un material cohesivo puede fracturarse hidráulicamente, por lo cual el límite práctico de la presión de inyección está dado por la presión de fracturamiento. Si ocurre el fracturamiento, la lechada se desplaza y puede desperdiciarse. En la mayoría de los casos este tipo de anclas utilizan bulbos rectos. Los sistemas de anclaje con bulbos confinados por fundas geotextiles o membranas de diferente tipo eliminan la posibilidad de que la lechada se desplace. En anclas con bulbo recto, el enfoque para estimar  $P_u$  es similar al que se sigue para calcular la capacidad última de pilotes de fricción y en principio podría utilizarse cualquiera de los métodos disponibles para tal efecto. Sin embargo, al igual que en el caso de las anclas en suelos granulares, las incertidumbres respecto de las alteraciones producidas por la barrenación en las propiedades mecánicas del suelo en su interfaz con el mortero o lechada del bulbo son las mismas. Igualmente, existen otras incertidumbres relacionadas con la geometría real del bulbo después de la inyección. Una de las fórmulas más empleadas para estimar la capacidad de un ancla instalada en un suelo cohesivo es:

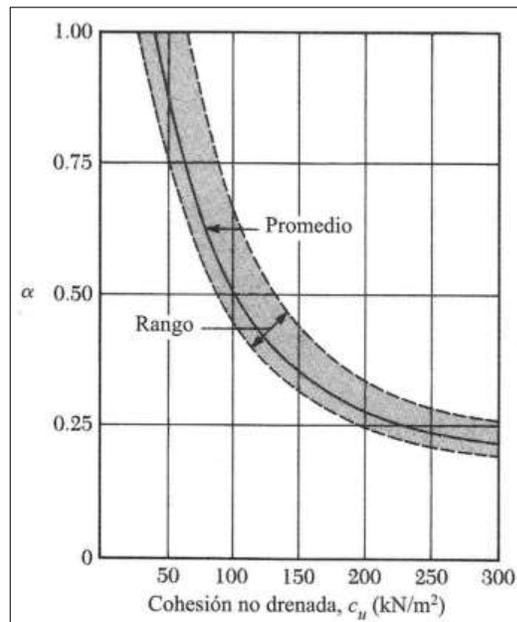
$$P_u = \pi D_b L_b \alpha_a S_u \quad ; \quad S_u = c \quad (40)$$



En donde:  $S_u$  = Resistencia no drenada del suelo.

$\alpha_a$  = Factor de adhesión. (Figueroa, Rodríguez, & Zelada, 2011)

El factor de adhesión es usado para hallar la resistencia unitaria por fricción (o superficial) de pilotes en arcilla, que consiste en uno de los tres procedimientos actualmente aceptados para tal calculo.



**Gráfica 2.** Variación de  $\alpha$  con la cohesión no drenada de la arcilla. Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Braja M. Das. (2001). 4ta Edición. Pág 519.

La variación aproximada del valor de  $\alpha$  se muestra en la gráfica 2. Note que para arcillas normalmente consolidadas con  $C_u \leq$  aproximadamente a 50 KN/m<sup>2</sup>, tenemos  $\alpha = 1$ . (Braja M, 2001)

Por otro lado, en cuanto a las rocas, la alta resistencia de estas, en comparación con la del suelo, hace que el tipo de anclaje más empleado sea el de flecha recta. En este tipo de anclaje, el bulbo tiene el mismo diámetro del barreno. La capacidad del ancla se puede estimar con la ecuación siguiente:

$$P = \pi DL\tau_{ult} \quad (41)$$



Donde,  $P$  = capacidad última

$D$  = diámetro del bulbo

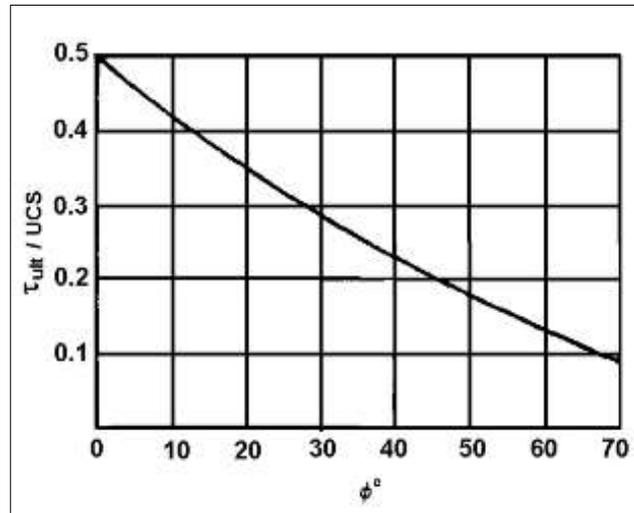
$L$  = longitud de la zona de fijación

$\tau_{ult}$  = resistencia última (friccionante) en la interfase bulbo-roca

La ecuación anterior no es otra cosa que el área de contacto entre el bulbo y la roca multiplicada por un esfuerzo de fricción promedio. La validez de la ecuación (41) está basada según Littlejohn (1979) en el cumplimiento de las suposiciones siguientes (Monroy, 2007):

- 1) El esfuerzo friccionante entre el bulbo y la roca está distribuido uniformemente.
- 2) Los diámetros del barreno y del bulbo son iguales.
- 3) La falla se presenta en forma de un deslizamiento relativo entre el perímetro del bulbo y la pared de la roca.
- 4) No existen discontinuidades o planos débiles a lo largo de los cuales pueda inducirse la falla.
- 5) No hay desprendimientos locales en la superficie del bulbo de anclaje.

En ausencia de información sobre la resistencia al corte o pruebas de campo, se suele tomar como valor de la resistencia friccionante última ( $\tau_{ult}$ ) un décimo de la resistencia a la compresión simple (UCS por sus siglas en inglés). En la gráfica 3 se observa el efecto del ángulo de fricción interna  $\varphi$  en la relación  $\tau_{ult}/UCS$ . (Monroy, 2007)



**Gráfica 3.** Relación entre  $\phi$  y la relación  $\tau_{ult}/UCS$  (Después de Littlejohn, 1979). Fuente: Anclajes en suelo.

Monroy, R. Trabajo de Grado. Universidad Nacional Autónoma de México. (2007). Pág. 61.

#### 1.2.3.14.2. Bulbos de eje recto inyectados a presión

Según Hanna (1982), cuando el mortero usado para sujetar el ancla en suelos granulares se inyecta con altas presiones, una parte de la presión aplicada queda retenida en la estructura interna del suelo. En este caso la resistencia última se calcula como sigue (Monroy, 2007):

$$P = K\pi DL\sigma'_v \tan \delta \quad (42)$$

donde,  $K$  = coeficiente de presión de tierra

$\sigma'_v$  = esfuerzo vertical efectivo a nivel del anclaje

El coeficiente “ $K$ ” es función de varios factores, como son: presión de inyección, densidad relativa del suelo y método de construcción. Considerando lo anterior, la ecuación (42) se puede modificar, quedando de la siguiente forma;

$$P = a p_g \pi DL \tan \delta \quad (43)$$

donde,  $a$  = coeficiente adimensional menor a la unidad

$p_g$  = presión de inyección en unidad congruente



En la práctica se ha observado que el valor de  $a$  depende de la permeabilidad del suelo. Su valor varía entre  $1/3$  y  $2/3$ .

La causa de la generación de una cierta presión almacenada no está del todo comprendida. Según Hanna (1982) parece deberse a la generación de una capa filtrante en la interfase suelo-mortero. En los suelos gruesos dicha capa tiene una menor permanencia, lo cual permite la migración del cementante hacia los vacíos y la consiguiente disipación de presión. (Monroy, 2007)

### **1.2.3.15. Estabilidad interna del muro anclado (Método de análisis de cuña deslizante)**

Se puede usar un método de equilibrio de fuerza de cuña deslizante para evaluar la carga horizontal total requerida para proporcionar estabilidad a un corte vertical. Un ejemplo de superficie de fallo, diagrama de cuerpo libre y diagrama de vector de fuerza se muestran en la figura 28 para una pared de altura  $H$  con un suelo detrás y delante de la pared caracterizada por un ángulo de fricción de tensión eficaz  $\phi'$ . Se supone que la superficie de fallo potencial crítico pasa delante de la zona de enlace de anclaje de manera que las cargas de anclaje completas contribuyen a la estabilidad de la pared. La resistencia a la cizalladura es factorizada por el factor de seguridad objetivo tal que  $\phi'_{mob} = \tan^{-1}(\tan \phi' / FS)$ . Se supone que la resistencia pasiva se desarrolla sobre la profundidad de incrustación de la pared,  $d$ . Para la supuesta superficie de falla, se puede utilizar un índice de fricción de la interfaz  $\delta$  igual a  $\phi'_{mob}$  para calcular el coeficiente de presión de tierra pasiva.

En el análisis,  $P_{req}$ , representa la fuerza horizontal externa requerida para proporcionar estabilidad al corte vertical. Esta fuerza representa la resistencia combinada proporcionada por la componente horizontal de las fuerzas de anclaje,  $T \cos i$ , y la resistencia lateral proporcionada por la parte incrustada de la pared,  $SPH$ . La suposición de que  $P_{req}$  es horizontal implica que la resistencia vertical proporcionada por el haz de soldado,  $SPV$ , es



igual en magnitud y opuesta en señal a la componente vertical de las cargas de anclaje de tierra,  $T$  sin  $i$ . La fuerza de resistencia requerida,  $P_{req}$ , se calcula entonces como:

$$P_{req} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \frac{(1+\xi)^2}{\tan \varphi} - K_P \xi^2 \left( \sin \delta + \frac{\cos \delta}{\tan(\alpha-\varphi)} \right) \right] \tan(\alpha - \varphi) \quad (44)$$

donde todos los términos se definen en la figura 21. La solución se encuentra de forma iterativa ajustando el ángulo de la superficie potencial de fallo  $\alpha$  y la profundidad de incrustación de la pared  $d$  hasta que se encuentre la mayor  $P$ . Esta carga ( $P_{req}$ ) debe entonces ser redistribuida en una envoltura de presión aparente para calcular cargas de anclaje de tierra y momentos de flexión en la porción expuesta de la pared. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

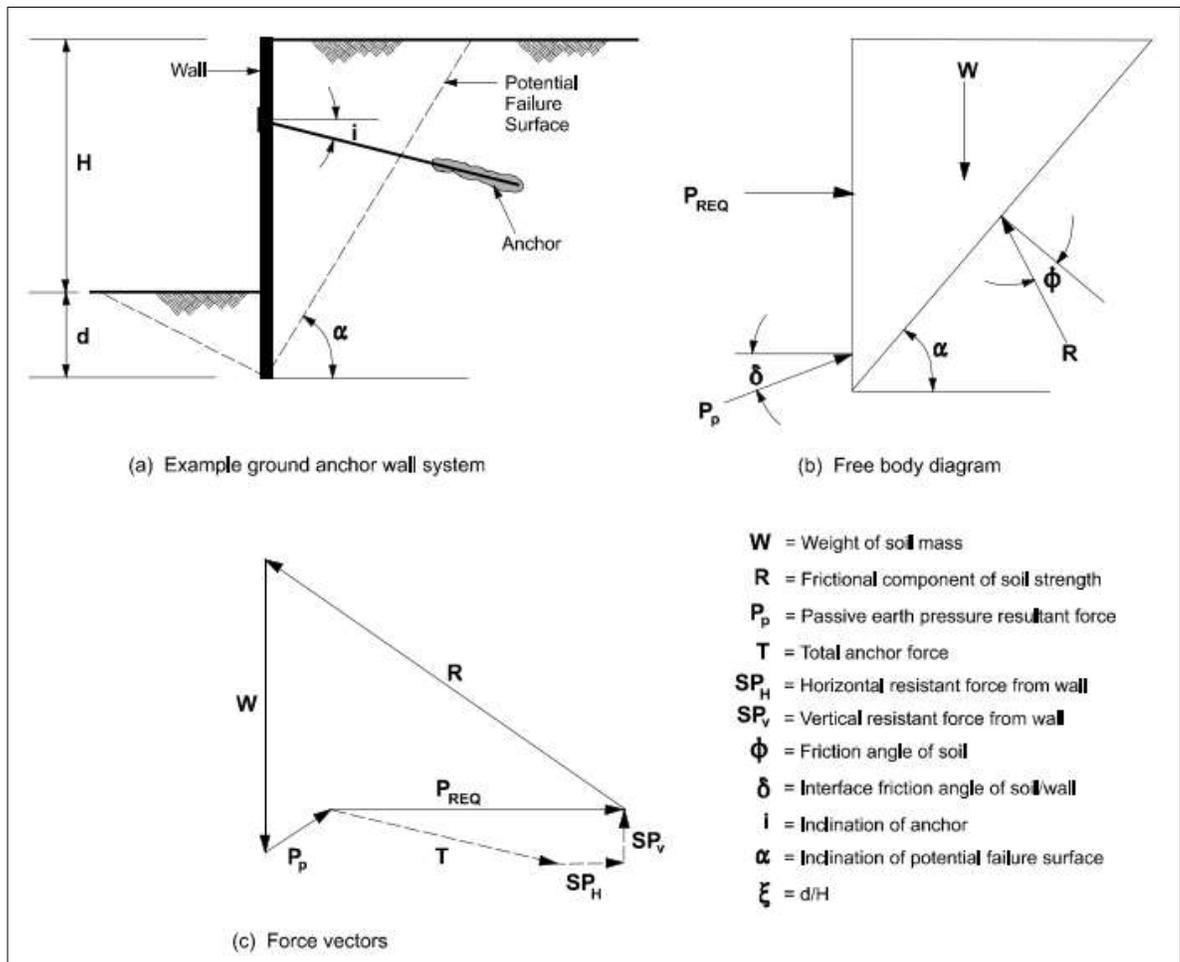


Figura 21. Método de equilibrio de fuerzas para muros anclados (después de FHWA-RD-98-065, 1998).

Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems.

Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 61.

### 1.2.3.16. Estabilidad externa del muro anclado

La estabilidad externa de una pared anclada es la estabilidad de la pared y la masa del suelo con respecto a las superficies de falla que pasan detrás de los anclajes de tierra. La longitud total de un anclaje debe diseñarse para lograr el factor de seguridad requerido. La estabilidad global y la estabilidad externa son términos utilizados para identificar este tipo de falla potencial.



Se pueden realizar análisis de estabilidad para la masa de suelo y el sistema de anclaje del suelo utilizando procedimientos de equilibrio límite que emplean el método de rebanadas. Los procedimientos de equilibrio de fuerza también se pueden usar y representan un enfoque común para determinar la estabilidad externa del sistema de pared anclada. Los resultados del enfoque de equilibrio de la fuerza simple se utilizan para ilustrar aspectos importantes del diseño de la pared anclada, específicamente, la longitud requerida para un anclaje de tierra y la profundidad requerida para la pared anclada. (Long, Weatherby, & Cording, 1998)

Los análisis de estabilidad externa son particularmente importantes para evaluar sistemas de anclajes cercanos a estructuras o para situaciones en las que el suelo blando existe debajo de la pared. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

La estabilidad externa de un sistema de pared anclada se determina suponiendo que el plano potencial de deslizamiento pasa detrás del anclaje (Ver figura 22) y debajo de la pared. Como los anclajes están espaciados a una distancia horizontal,  $s$ , la superficie potencial de falla puede tomar una forma tridimensional en lugar de la forma bidimensional asumida en estos análisis. La superficie de falla cerca de un anclaje puede pasar detrás de este, pero la superficie de falla puede volverse más pronunciada y moverse más cerca de la pared para porciones del suelo entre los anclajes. Para usar una superficie de falla bidimensional para aproximar la superficie de falla tridimensional, se supone que la superficie de falla intersecta el anclaje de tierra a una distancia de un tercio del espaciamiento de anclaje horizontal ( $s/3$ ) de la parte posterior del anclaje (Ver figura 22).

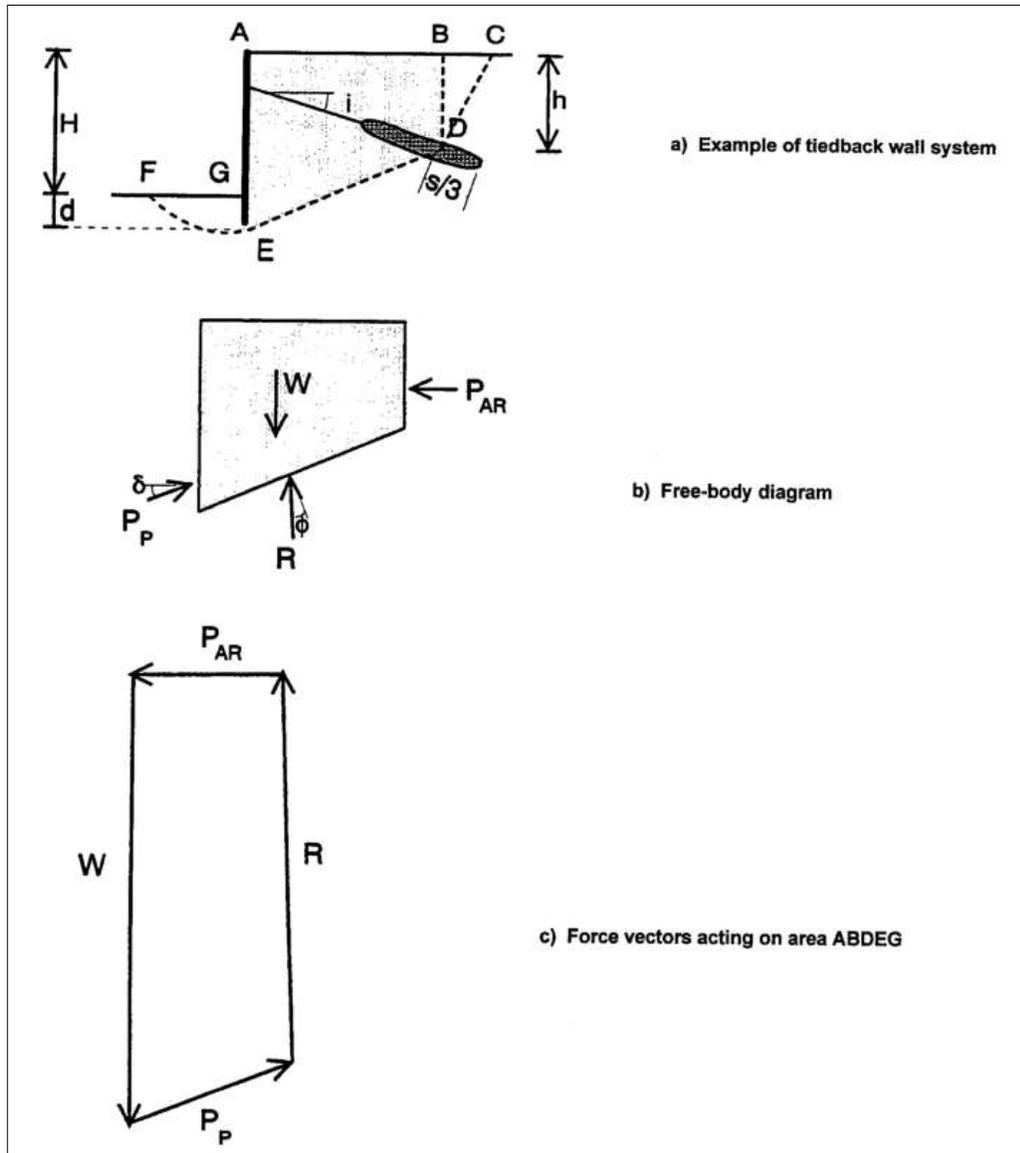
La distancia  $s/3$  es de aproximadamente 3 pies para una pared de anclaje de tierra permanente típica. Como la distancia es pequeña, la práctica actual es asumir que el análisis bidimensional representa de manera realista la forma tridimensional de la superficie de falla. Sin embargo, si la separación entre anclajes es mucho mayor a 10 pies, entonces la distancia  $s/3$  puede llegar a ser significativa y aumentar la longitud total del anclaje por esto misma. (Long, Weatherby, & Cording, 1998)



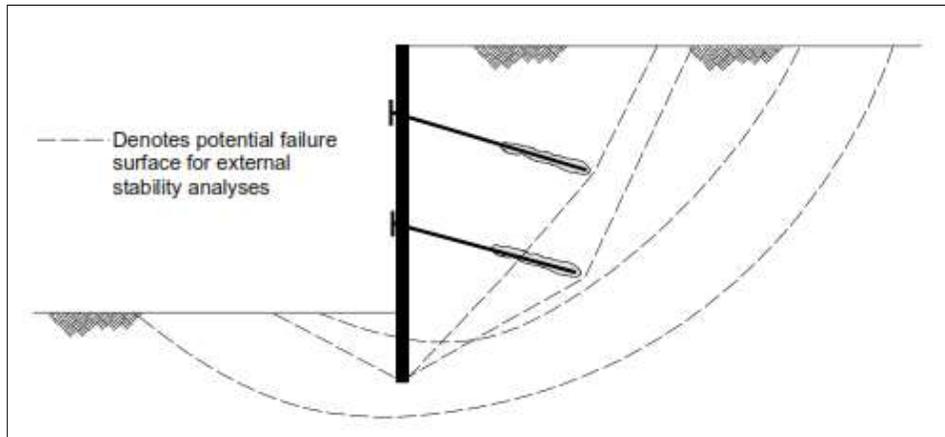
Para las paredes con múltiples niveles de anclajes, las superficies de falla deben verificarse y pasar justo detrás de cada ancla (Ver figura 23). Al verificar una superficie de falla que pasa detrás de un nivel de anclajes, la superficie de falla puede cruzarse en frente o a través de la zona de anclaje de otro u otros niveles de anclajes. En este caso, el análisis se puede modificar para incluir una parte de la fuerza de restricción de los otros anclajes. Si la superficie de falla pasa delante de un ancla, la carga de diseño completa se puede modelar como una fuerza de restricción. Si la superficie de falla cruza el anclaje, se puede modelar una magnitud de carga proporcional suponiendo que el esfuerzo de unión de anclaje se distribuye uniformemente sobre la longitud de unión del anclaje. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

La estabilidad de la masa del suelo se determina al requerir equilibrio de fuerza horizontal y vertical. La masa de suelo en consideración es el prisma de suelo ABDEG. El límite vertical izquierdo está definido por el muro anclado mientras que el inferior está definido por un plano de falla que pasa por debajo del fondo del corte hacia una posición cercana a la parte de atrás del anclaje. El límite vertical en el lado derecho de la masa del suelo se extiende desde la parte posterior del anclaje (menos  $s/3$ ) y está orientado verticalmente. (Ver figura 28)

Las fuerzas ejercidas y resistidas por la masa de suelo se ilustran en las figuras 22(b) y 22(c). La masa del suelo actúa hacia abajo con una magnitud igual a su peso. En la cara izquierda, la resistencia pasiva del suelo actúa en un ángulo  $\delta$ . La presión del suelo activo se asume sobre la cara vertical derecha. En la parte inferior, la resistencia del suelo actúa en un ángulo  $\phi$  desde el plano perpendicular al plano de falla. Las fuerzas deben sumar cero en las direcciones horizontal y vertical para un ángulo de fricción igual a  $\phi_{mob}$ . El FScorte real será  $\tan(\phi_{avail}) / \tan(\phi_{mob})$ . (Long, Weatherby, & Cording, 1998)



**Figura 22.** Consideraciones de equilibrio de fuerzas para un sistema de muro anclado con superficie de falla que pasa detrás del anclaje. Fuente: Summary report of research on permanent ground anchors walls, Volume I: Current practice and limiting equilibrium analyses. Federal Highway Administration. Long, et al. (1998).



**Figura 23.** Superficies de falla para la evaluación de estabilidad externa. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 108.

Un FS mínimo aceptable para la estabilidad externa es 1.3. Para aplicaciones permanentes que son críticas, se puede usar un mayor factor de seguridad (por ejemplo, 1.5). Cuando no se puedan cumplir los requisitos de estabilidad externa, se pueden alargar los anclajes o se pueden utilizar métodos para mejorar los enlaces de anclaje o los mecanismos de transferencia de carga. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

La fuerza pasiva la proporciona el suelo frente a la pared. La resistencia pasiva está influenciada por el ángulo de fricción movilizado ( $\phi_{mob}$ ) y por el ángulo de fricción de la pared ( $\delta$ ) y expresado como  $P_p = 0.5\gamma d^2 K_p$ , donde  $d$  es la profundidad por debajo del grado de falla pasiva y  $K_p$  es un coeficiente de presión de tierra pasiva. Los coeficientes pasivos de presión de tierra para diferentes ángulos de fricción movilizados ( $\phi_{mob}$ ) y ángulos de fricción de pared ( $\delta$ ) se dan en la figura 10 y 11 suponiendo una falla de espiral logarítmica. Para un sistema de pared anclado que consta de vigas de soldado y revestimiento, la resistencia a lo largo de la interfaz (a lo largo de la línea vertical) debe estar cerca de la resistencia del suelo. Por lo tanto, para los análisis, los coeficientes de presión de tierra pasiva se seleccionan tomando  $\delta = \phi_{mob}$ .



La cara vertical derecha (línea BD en la figura 22) se ve afectada por presiones activas. La presión de la tierra a lo largo de BD se determina suponiendo condiciones de Rankine, y la fuerza total (Par) se calcula como  $Par = 0.5 \gamma h^2 K_{AR}$ , donde h es la longitud de la línea BD.

Las coordenadas para la parte posterior del anclaje por donde pasa el plano de falla se presentan en forma adimensional con la posición horizontal como X (distancia horizontal desde la altura de pared/altura pared), y la posición vertical como  $\lambda$  (diferencia entre la elevación de la parte superior de la pared y la parte posterior de la altura del ancla / altura pared) como se muestra en la figura 24. La profundidad del plano de falla debajo de la parte inferior del corte se identifica en términos adimensionales como  $\xi = d/H$ . La suma de las fuerzas en la dirección x (horizontal) da como resultado:

$$\sum F_x = P_{AR} - P_p \cos \delta - R \sin(\varphi - \alpha) = 0 \quad (45)$$

La suma de las fuerzas en la dirección y (vertical) da como resultado:

$$\sum F_y = W - P_p \sin \delta - R \cos(\varphi - \alpha) = 0 \quad (46)$$

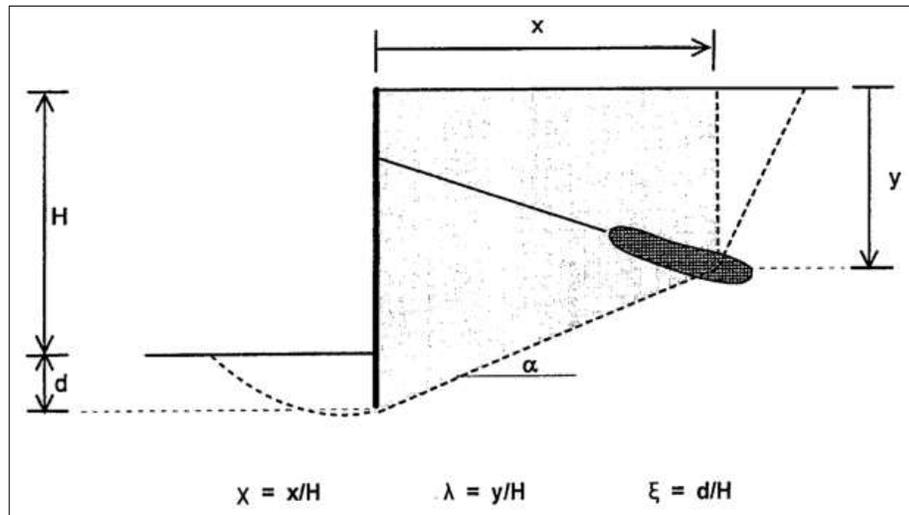
Las dos ecuaciones se pueden combinar para obtener el siguiente requisito de equilibrio (Long, Weatherby, & Cording, 1998):

$$(1 + \xi + \lambda)X - K_p \xi^2 \sin \delta + \frac{K_p \xi^2 \cos \delta - K_A \lambda^2}{\tan(\varphi - \alpha)} = 0 \quad (47)$$

Para los sistemas anclados temporales construidos en suelos arcillosos blandos a medianos, la estabilidad externa debe evaluarse usando parámetros de resistencia a corto plazo (es decir, no drenados) y condiciones de carga temporales. Para sistemas anclados permanentes construidos en suelos, se debe verificar la estabilidad externa tanto para condiciones a corto como a largo plazo. Para los sistemas construidos en arcillas rígidas, la estabilidad externa para las condiciones a corto plazo puede no ser crítica, pero las condiciones a largo plazo, que utilizan parámetros de resistencia al cizallamiento drenado, pueden ser críticas. La estabilidad externa de las paredes soportadas por anclajes de roca es normalmente adecuada; sin embargo, si la masa rocosa tiene planos de debilidad que están orientados en una dirección que puede afectar la estabilidad, se debe verificar la estabilidad externa en



busca de superficies de falla que pasen a lo largo de estos planos débiles. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



**Figura 24.** Definición de los parámetros adimensionales  $X$ ,  $\lambda$  y  $\xi$ . Fuente: Summary report of research on permanent ground anchors walls, Volume I: Current practice and limiting equilibrium analyses. Federal Highway Administration. Long, et al. (1998). Pág. 62

### 1.2.3.17. Estabilidad interna del muro anclado en condición sísmica

El método más utilizado para el diseño sísmico de estructuras de retención es el método pseudo-estático desarrollado por Okabe (1926) y Mononobe (1929). El método llamado Mononobe-Okabe se basa en la teoría de la presión de tierra de Coulomb. Al desarrollar su método, Mononobe y Okabe asumieron lo siguiente:

- ✓ La pared es libre de moverse lo suficiente como para inducir condiciones de presión de tierra activa;
- ✓ El relleno está completamente drenado y sin cohesión; y
- ✓ El efecto del movimiento sísmico se representa mediante una fuerza de inercia pseudo-estática horizontal,  $khWs$  y una fuerza de inercia pseudo-estática vertical  $kvWs$  si la fuerza vertical actúa hacia arriba, o  $-kvWs$ , si la fuerza vertical actúa hacia abajo.



Usando la teoría de Mononobe-Okabe, las presiones dinámicas de la tierra en el estado activo (Pae) y pasivo (Ppe) están dadas por lo siguiente:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (48)$$

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (49)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\beta + \delta + \theta) D} \quad (50)$$

$$D = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i + \beta)}} \right]^2 \quad (51)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) D'} \quad (52)$$

$$D' = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2 \quad (53)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (54)$$

Dónde:  $\gamma$  = peso unitario efectivo del relleno;

H = altura de la pared;

$\varphi$  = ángulo de fricción interna del relleno;

$\delta$  = ángulo de fricción de la pared / interfaz de relleno;

i = pendiente de la superficie del relleno;

$\beta$  = pendiente de la parte posterior de la pared;

kh = coeficiente sísmico horizontal expresado como una fracción de g;

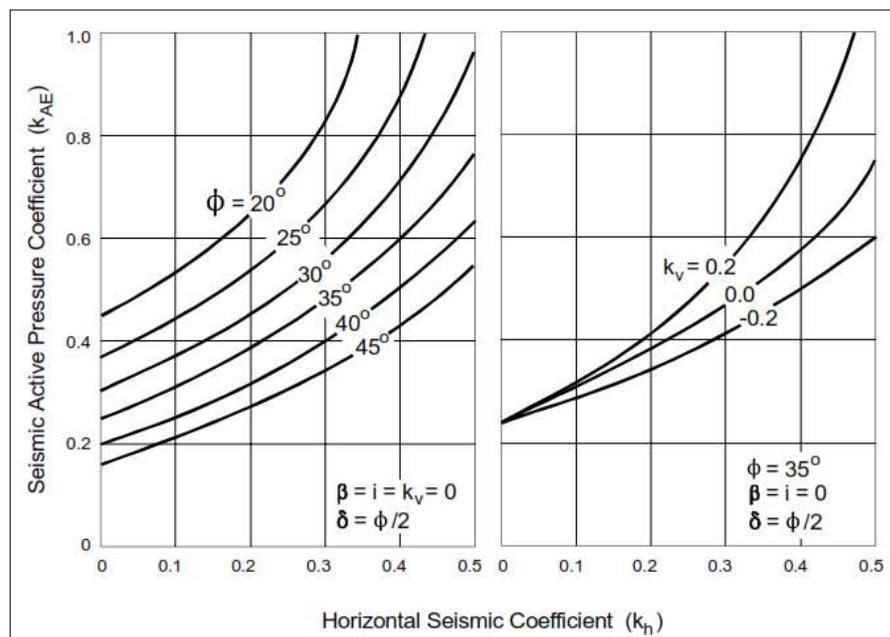
kv = coeficiente sísmico vertical expresado como una fracción de g; y

g = aceleración de la gravedad.





Se puede suponer que la presión total de la tierra activa sísmica se distribuye uniformemente sobre la altura de la pared, lo que significa que la presión de la tierra resultante actúa a la altura media de la pared. Por lo tanto, coloque la presión de tierra activa resultante calculada usando las ecuaciones de Mononobe-Okabe a la altura media de la pared para el análisis de diseño. La presión pasiva resultante en la punta de la pared también debe colocarse a la mitad de la altura de la sección incrustada. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



**Gráfica 4.** Efectos de los coeficientes sísmicos y el ángulo de fricción sobre el coeficiente de presión activa sísmica. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 115.

### 1.2.3.18. Estabilidad externa del muro anclado en condición sísmica

La estabilidad externa de una pared anclada se evalúa realizando un análisis de estabilidad de equilibrio de límite pseudo-estático del sistema de pared. Las superficies de falla analizadas deben pasar detrás de la parte posterior de los anclajes de tierra y debajo de la punta de la pared. El análisis pseudo-estático proporcionará la ubicación de la superficie o



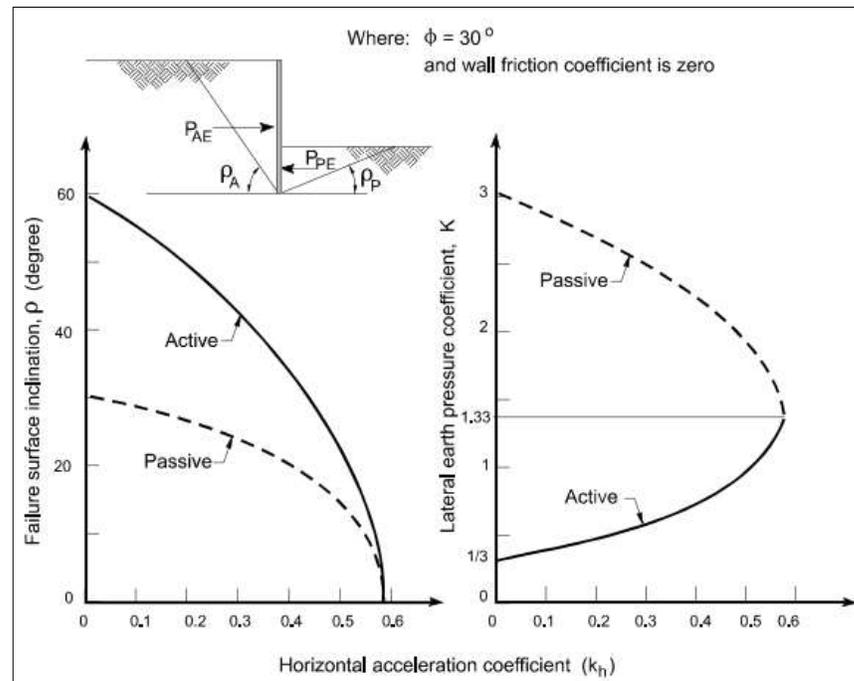
superficies de falla crítica. La ubicación de la superficie de falla crítica puede usarse para verificar la longitud del anclaje de tierra propuesto. La zona de enlace de anclaje debe estar ubicada fuera de la cuña de suelo activa Mononobe-Okabe. A medida que aumenta la aceleración, la pendiente de la cuña de falla activa se aplanan de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\rho_A = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{\tan(\tan a + \cot b)[1 + \tan(\delta + \beta + \theta) \cot b]} - \tan a}{1 + \tan(\delta + \beta + \theta)(\tan a + \cot b)} \right) \quad (55)$$

donde  $\rho_A$  es la inclinación con respecto a la horizontal de la superficie de falla;  $a = \varphi - i - \theta$ ;  $b = \varphi - \beta - \theta$ ; y  $\theta$ ,  $i$ ,  $\varphi$  y  $\beta$  se definieron previamente.

A medida que la pendiente se aplanan, la superficie de falla de Mononobe-Okabe se extiende más en la dirección horizontal. La grafica 5 muestra la variación de  $\rho_A$  y el coeficiente de presión de tierra dinámica activa y pasiva como una función del coeficiente sísmico horizontal  $k_h$ . Debido a la extensión de la superficie de falla de MononobeOkabe, la longitud de los anclajes de tierra calculados en diseño estático puede necesitar aumentar para proporcionar un anclaje completo de los anclajes de tierra en condiciones sísmicas.

AASHTO (1996) recomienda utilizar un coeficiente sísmico  $k_h$  igual a  $0.5A$  en el análisis de estabilidad externa pseudo-estática, donde  $A$  es el PGA obtenido del mapa de riesgo sísmico publicado en las especificaciones AASHTOS. Este valor corresponde a una aceleración con una probabilidad de superación del 10 por ciento en 50 años. Se recomienda un factor mínimo de seguridad de 1.1 para el análisis de estabilidad externa pseudo-estática. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)



**Gráfica 5.** Variación de la inclinación de la superficie de falla con respecto al coeficiente de aceleración horizontal. Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 118.

### 1.2.3.19. Estimación de la carga de bloqueo o carga de transferencia

La carga de bloqueo es la suma de la carga de diseño (de trabajo) más una asignación de carga para compensar la pérdida por asentos o desplazamiento y la pérdida a largo plazo (fluencia en el suelo, fluencia en componentes de anclaje y relajación de acero). Después de que el diseño ha sido verificado por la prueba, el anclaje es presforzado a un nivel que incluye los ajustes debido a la pérdida esperada, y esta carga se bloquea. La pérdida por asentos es instantánea e implica deslizamiento en las partes y dispositivos de sujeción. Por lo general, se cita en el intervalo 1/8 - 3/8 pulgadas (3,2-9,5 mm). Las pérdidas a largo plazo debidas a la relajación del acero, la fluencia, los efectos de la temperatura y la deformación del suelo se pueden estimar. Un rango frecuente es 8-15 por ciento de la carga de transferencia.



La elongación del tendón de acero  $\Delta L$  se calcula con la siguiente ecuación, que no es más que la representación de la ley de Hooke:

$$\Delta L = \frac{PL}{AE} \quad (56)$$

Luego de hallada la pérdida por elongación, esta se suma a las pérdidas por asiento y a las pérdidas a largo plazo, encontrando así el valor de la pérdida total. Este valor se introduce ahora en la ecuación (78) teniendo a  $P$  ahora como la incógnita, para determinar así la carga a la que se debe bloquear el anclaje de modo que después de las pérdidas la carga del anclaje corresponda a la carga de diseño.

#### **1.2.3.20. Selección del elemento de acero de pretensado (Barra o cable)**

El elemento de acero de pretensado del tendón (es decir, cable o barra) debe ser capaz de transmitir con seguridad la carga en la zona de enlace de anclaje a la estructura sin rotura del tendón. Para la carga de diseño y la carga de bloqueo, se aplican factores separados de seguridad con respecto al mecanismo de falla potencial de la rotura del tendón. La carga de diseño no debe exceder el 60 por ciento de la resistencia a la tracción mínima especificada (SMTS por sus siglas en inglés – Specified minimum tensile strength) del acero de pretensado. La carga de bloqueo no debe exceder el 70 por ciento de la SMTS y la carga de prueba máxima no debe exceder el 80 por ciento de la SMTS.

Por ejemplo, si la carga de prueba máxima es del 133 por ciento de la carga de diseño, entonces el anclaje de tierra debe seleccionarse en base a una carga de diseño máxima permisible de  $(0.8 / 1.33)$  SMTS o 0.6 SMTS. Si la carga de prueba máxima es del 150 por ciento de la carga de diseño, entonces la carga de diseño máxima permitida es  $(0.8 / 1.5)$  SMTS o 0.53 SMTS.

En la tabla 5 y en la tabla 6 se proporcionan las dimensiones y las resistencias de barras y cables comúnmente utilizados en los Estados Unidos para aplicaciones en carreteras. Los tendones de cadena de mayor tamaño (es decir, tendones de cadena con más filamentos que



los que se muestran en la tabla 6) están disponibles para aplicaciones que requieren mayores cargas de diseño de anclaje de tierra.

El tipo y tamaño de los anclajes (Barra o cable) debe evaluarse antes del diseño de la zona de enlace porque el diámetro del agujero requerido varía en función del tamaño del tendón. La tabla 7 se puede usar para estimar la apertura mínima de la trompeta para los tendones de barra o cables.

**Tabla 5. Propiedades de barras de acero de pretensado (ASTM A722)**

Steel grade	Nominal diameter	Ultimate stress $f_{pu}$	Nominal cross section area $A_{ps}$	Ultimate strength $f_{pu} A_{ps}$	Prestressing force		
					$0.8 f_{pu} A_{ps}$	$0.7 f_{pu} A_{ps}$	$0.6 f_{pu} A_{ps}$
(ksi)	(in.)	(ksi)	(in. <sup>2</sup> )	(kips)	(kips)	(kips)	(kips)
150	1	150	0.85	127.5	102.0	89.3	76.5
	1-1/4	150	1.25	187.5	150.0	131.3	112.5
	1-3/8	150	1.58	237.0	189.6	165.9	142.2
	1-3/4	150	2.66	400.0	320.0	280.0	240.0
	2-1/2	150	5.19	778.0	622.4	435.7	466.8
160	1	160	0.85	136.0	108.8	95.2	81.6
	1-1/4	160	1.25	200.0	160.0	140.0	120.0
	1-3/8	160	1.58	252.8	202.3	177.0	151.7
(ksi)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 77.



**Tabla 6.** Propiedades de cables de acero de pretensado de 15 mm de diámetro. (ASTM A416, Grado 270 (métric 1860)).

Number of 15-mm diameter strands	Cross section area		Ultimate strength		Prestressing force					
					0.8 $f_{pu}A_{ps}$		0.7 $f_{pu}A_{ps}$		0.6 $f_{pu}A_{ps}$	
	(in. <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems.  
Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 77.

**Tabla 7.** Relación de orientación entre el tamaño del tendón y el tamaño de la apertura de la trompeta.

Tendon type	Minimum suggested trumpet opening size (mm)	
	Class II corrosion protection	Class I corrosion protection
Number of 15-mm diameter strands		
4	102	150
7	115	165
9	127	178
11	140	191
13	153	203
17	165	216
Bar diameter (mm)		
26	64	89
32	70	95
36	76	102

Fuente: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems.  
Federal Highway Administration. Sabatini et al. Pág. 77.



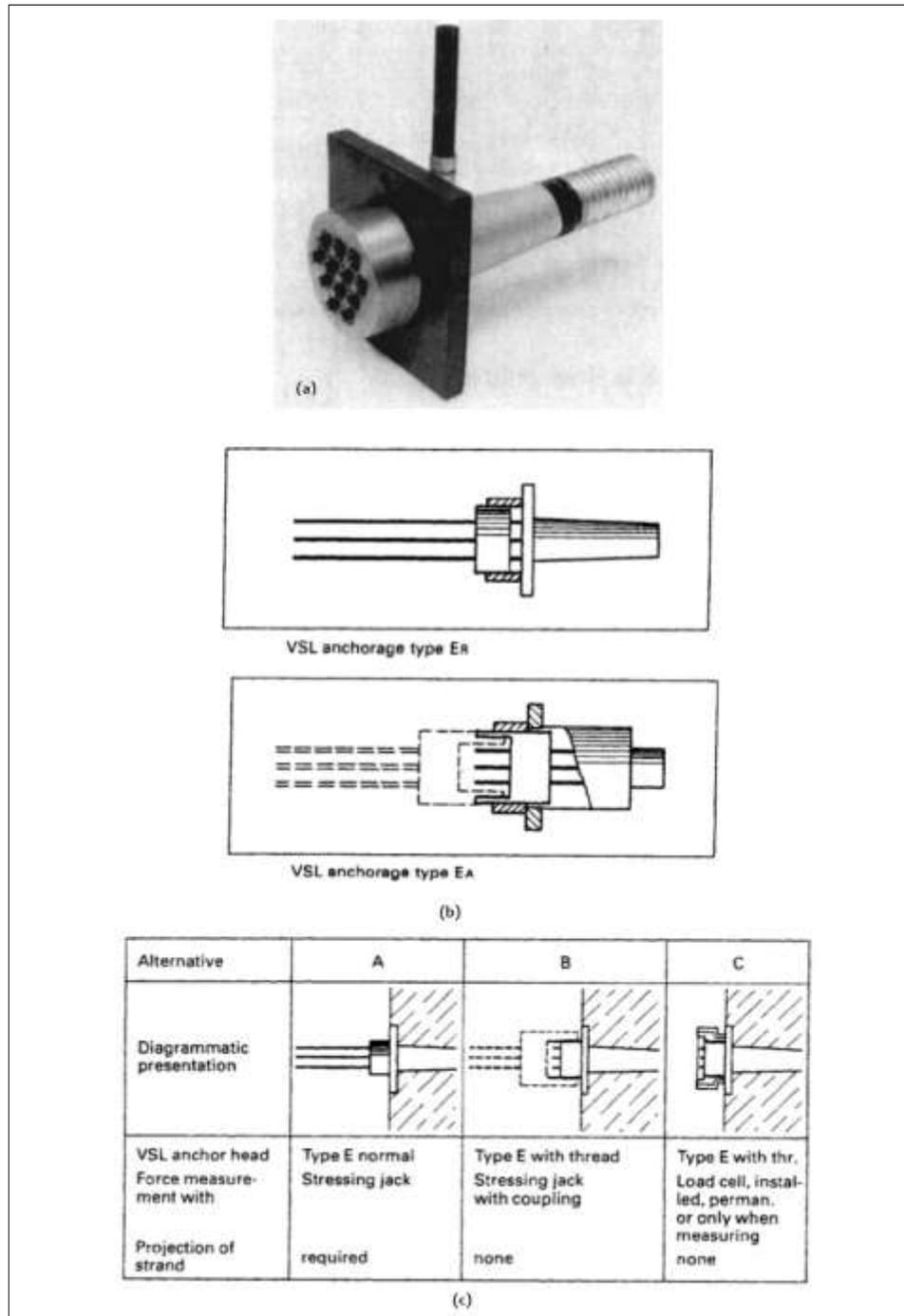
### **1.2.3.21. Selección de cabeza de anclaje**

En la figura 26 se ilustra un anclaje de tensión típica disponible comercialmente. Como se muestra en la parte (a), este sistema consiste básicamente en una cabeza de anclaje apropiada, cuñas y una placa de soporte. También se puede instalar una tapa protectora sobre el anclaje si este dispositivo debe seguir siendo accesible para futuros monitoreos del anclaje y mediciones de la fuerza de anclaje.

El anclaje puede modificarse y detallarse para cumplir con las especificaciones de instalación, a saber, la vigilancia y los anclajes que se pueden retesar o desmontar. Por ejemplo, si las especificaciones requieren anclajes que necesitan vigilancia, se puede elegir la disposición adecuada de acuerdo con la figura 26 (c), mostrando esquemáticamente varias formas de construcción de anclaje, la forma más adecuada dependiendo de la facilidad de acceso al ancla, el tiempo de servicio y consideraciones económicas. Para las soluciones B y C, se utiliza el anclaje tipo E indicado en la parte (a), con una rosca en su superficie cilíndrica externa.

Para un anclaje que debe ser retesado, las alternativas A y B en la fig. 26(c) son adecuados. Para retesar, la cabeza de anclaje se levanta de la placa de soporte y se insertan cuñas entre ellos. Una tercera solución que permite retesar implica el uso del tipo de anclaje Er, que tiene una tuerca anular que permite que la fuerza de pretensado se ajuste, como se muestra en la parte (b) de la figura 26.

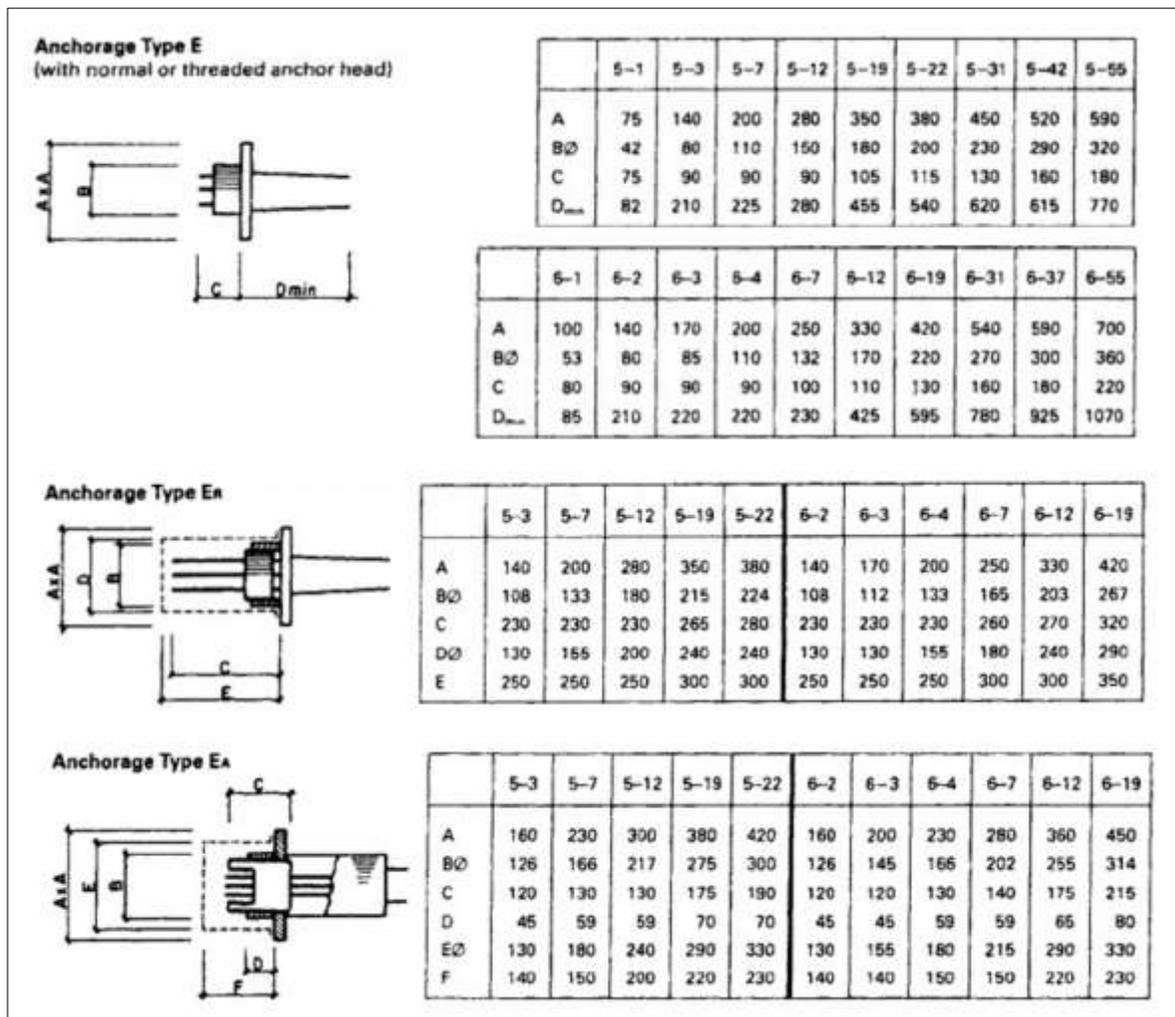
Para un ancla que debe ser destensionado más adelante, se puede usar una disposición que consiste en un tipo diferente de cuña y un dispositivo accesorio incorporado entre el gato y la cabeza del ancla. Con esta disposición, las cuñas se pueden liberar y volver a bloquear en cualquier momento, lo que permite que el anclaje se detenga por completo en una o más etapas. Si los cables deben cortarse y no sobresalir más allá del anclaje, se puede usar el tipo Ea que se muestra en la parte (b) de la figura 26, que funciona según el principio de una tuerca de ajuste, mientras que un acoplador se utiliza para la eliminación.



**Figura 26.** Anclaje típico de tensión disponible comercialmente, designado como tipo E: (a) vista del anclaje; (b) presentación esquemática de detalles de anclaje; (c) datos técnicos de las cabezas de anclaje. Fuente: Ground anchors and anclares structures. Xantakhos, P. 1991. Pág. 306-307.



La figura 27 muestra detalles dimensionales para el anclaje tipo E de la figura 26. Los símbolos 5-1 a 5-55 y 6-1 a 6-55 indican unidades de anclaje. El primer número (5 o 6) es el diámetro del cable, 13 mm (0.5 in) o 15 mm (0.6 in), mientras que el segundo número es el número de cables por anclaje. Los mismos símbolos designan las unidades de anclaje; Por ejemplo, el segundo número indica la cantidad de agujeros a través del cabezal de anclaje. Los valores característicos mostrados en las tablas de la fig. 32 pueden diferir ligeramente según el código y las normas aplicables. (Xantakhos, 1991)

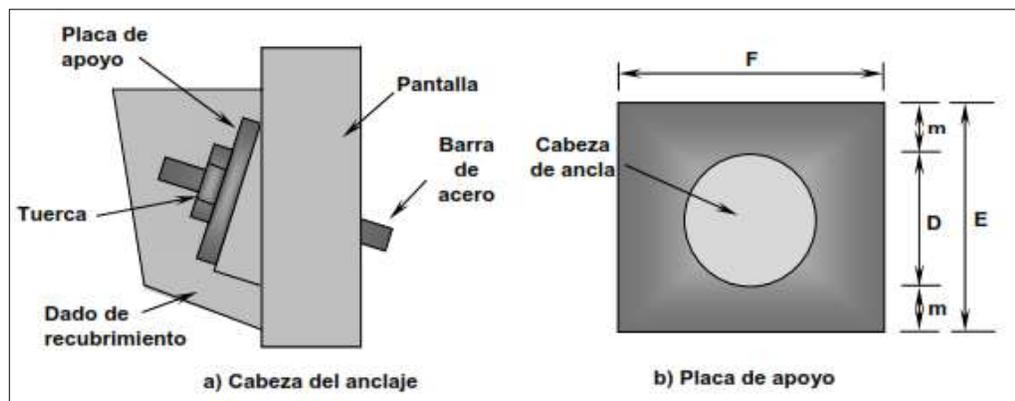


**Figura 27.** Detalles y datos dimensionales de los anclajes de tensión tipo E. Nota: Todas las dimensiones se dan en milímetros. Fuente: Ground anchors and anclajes structures. Xantakhos, P. 1991. Pág. 308.



### 1.2.3.22. Calculo de la placa de apoyo

Se prestará atención al dimensionamiento y posición de la placa de reparto de la cabeza del anclaje, la cual debe ser perpendicular al anclaje (Ver figura 28), y deben ser diseñadas para evitar deformaciones excesivas de la misma, concentración de tensiones en la estructura a anclar, asentamientos inadmisibles del terreno de apoyo, levantamiento de cuñas pasivas y descensos de las cabezas, entre otros. (Figuroa, Rodríguez, & Zelada, 2011)



**Figura 28.** Esquema placa de apoyo. Fuente: Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador. Figuroa, G. Rodríguez, F. Zelada, E. Trabajo de grado. Universidad del Salvador. (2011). A-3. Pág. 157.

Las dimensiones de la placa de base requerida dependen del esfuerzo admisible de contacto de la cimentación, es decir del concreto:

$$A_{crit} = \frac{T_D}{350f'_c} \quad (57)$$

Dónde:  $A_{crit}$  = Sección crítica de placa de apoyo (m<sup>2</sup>)

$f'_c$  = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

$T_D$  = Carga de diseño del anclaje (KN)

Donde el área de la placa será:

$$A_p = (D + 2m)(D + 2m) = E * F \quad (58)$$

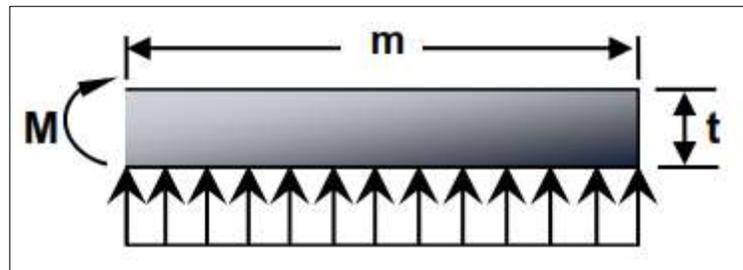


Dónde:  $A_p$  = Área de la placa ( $E * F$ ) ( $m^2$ )

$D$  = diámetro de la cabeza de anclaje para cables (m) (Escoger en figura 27).

$m$  = Distancia desde cabeza de anclaje al borde correspondiente. (m)

El área de la placa se iguala al área crítica necesaria de acuerdo al esfuerzo admisible del concreto hallada con la ecuación (59), esto para encontrar la distancia  $m$  desde el borde de la cabeza de anclaje al borde libre de la placa de apoyo.



**Figura 29.** Momento de la placa de apoyo para calcular el espesor. Fuente: Diseño de acero estructural.

BOWLES, J. Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores. 1993. Pág. 328.

El espesor de la placa de base depende de la presión de contacto de la placa, la cual produce flexión en la sección crítica con dimensiones como las mostradas en la figura 28(b). Se obtiene el espesor de la placa de base considerando la flexión en esta sección crítica a la distancia  $m$  del borde libre correspondiente (Ver figura 29). Para una presión uniforme y una franja  $m$  por 1 unidad de ancho por un espesor  $t$ , se tiene:

$$M = q(m) \frac{m}{2} \tag{59}$$

Donde  $M$  = Momento de flexión de placa de apoyo. (MN\*m)

$q$  = Presión real de contacto.  $\left(\frac{T_D}{A_p}\right)$

Usando el valor de  $M$ , se tiene

$$f_b = F_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{t^2} \tag{60}$$



Donde  $F_b$  = Esfuerzo permisible del acero de la placa ( $0.75f_y$ ) (MPa)

$S$  = Módulo de sección de la placa de apoyo ( $m^3$ )

$t$  = Espesor de placa (m)

Resolviendo para  $t$ :

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{3q(m^2 \text{ ó } n^2)}{F_b}} \quad (61)$$

Dónde:  $q$  = Presión real de contacto

$$F_b = 0.75 f_y$$

El ancho de la placa de apoyo como mínimo debe ser el doble del diámetro de la perforación realizada en el muro a anclar, en ningún caso inferior a 20 cm. (Bowles, 1993)

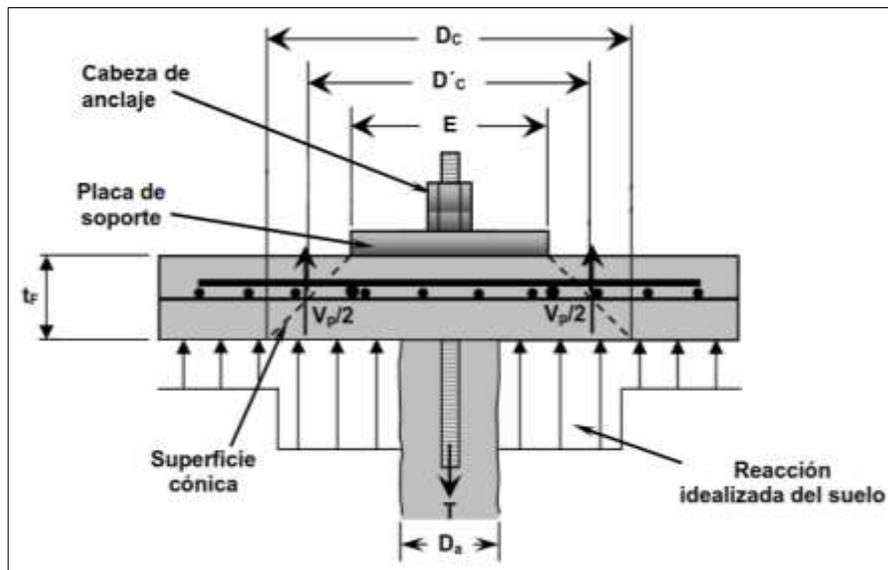
### **1.2.3.23. Capacidad de punzamiento de muro anclado**

Según la NSR-10 en su sección C.11.11.1, la resistencia a cortante de losas y zapatas en la cercanía de las columnas, de las cargas concentradas o de las reacciones está regida por la más severa condición entre el comportamiento como viga en donde una de las secciones críticas que van a investigarse se extienden en un plano a través del ancho total, o el comportamiento en dos direcciones, en donde cada una de las secciones críticas que van a investigarse deben estar localizadas de modo que su perímetro,  $b_o$ , sea un mínimo, pero no debe estar más cerca de  $d/2$  de: (a) los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas, o áreas de reacción, o (b) los cambios en la altura de la losa, tales como los bordes de capiteles, o ábacos, o descolgados para cortante.

Las consideraciones anteriores se tienen en cuenta, porque aunque sean para zapatas y losas específicamente, el concepto es aplicable al muro anclado, dado que este se realiza por paños y se está aplicando una fuerza contra el suelo por parte del anclaje, algo similar a lo que ocurre con las columnas sobre las zapatas.



En definitiva, y en relación con lo mencionado arriba, la capacidad para soportar el cortante por punzonamiento en un muro anclado es calculada considerando una fuerza cortante que actúa en una zona de perímetro efectivo delimitada por el diámetro efectivo del cono truncado y por la profundidad del mismo (espesor de la pantalla). El diámetro efectivo del cono está definido por una superficie de ruptura que comienza en el borde de la placa de soporte hacia el suelo a través de la pantalla en un ángulo de  $45^\circ$  (Ver figura 30).



**Figura 30.** Sección en punzonamiento del muro anclado. Fuente: Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador. Figueroa, G. Rodríguez, F. Zelada, E. Trabajo de grado. Universidad del Salvador. (2011). A-3. Pág. 159.

Sin embargo la NSR-10 en el numeral C.11.11.1.3 especifica: “*Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas, o áreas de reacción, se permiten secciones críticas con cuatro lados rectos*”. Por lo tanto se puede tomar como área crítica que trabaja a corte a las secciones correspondiente a la proyección transversal de las líneas paralelas a los bordes de la placa tomando una distancia promedio de  $d/2$  desde el borde de la placa respectivo.



La fuerza de punzonamiento que actúa en una pantalla puede calcularse con la ecuación (84), la cual no considera la contribución del suelo que es el caso más conservador.

$$\Phi_p V_c = \Phi_p 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_0 t_f \quad (62)$$

$$b_0 = 4 * \left( E + 2 \left( \frac{t_f}{2} \right) \right) = 4 * (E + t_f) \quad (63)$$

Donde:  $\Phi_p$  = Factor de reducción de resistencia para punzonamiento NSR-10 (0.85)

$V_c$  = Resistencia al cortante por punzonamiento (MN)

$\lambda$  = Factor por densidad del concreto (Para concretos de densidad normales  $\lambda = 1$ )

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)

$b_0$  = Longitud de área de corte crítica. (m)

$t_f$  = Espesor de muro (m)

$E$  = Lado de placa (m)

El valor de punzonamiento debe ser comparado con la fuerza de diseño del anclaje,  $T_D$ , multiplicado por un factor de seguridad (FS) de 1.25 para muros anclados provisionales y 1.5 para muros anclados permanentes. Es decir:

$$FS * T_D \leq \Phi_p V_c \quad (64)$$

#### **1.2.3.24. Proceso constructivo de muro anclado construido por paños y por niveles.**

El proceso constructivo de muros anclados pos-tensados se describe a continuación:

- 1) Excavación Masiva: Esta se hace por etapas y se va avanzando por anillos. Para ello, la máquina excavadora o la retroexcavadora que se está empleando normalmente se deberá quedar en la obra para contribuir con el avance.
- 2) Perforación e introducción de cables de inyección: Una vez que el área del terreno está limpia, luego de la excavación masiva, pasa la cuadrilla de topografía. Esta definirá el punto de anclaje de acuerdo a cómo se encuentra detallado en planos.



- 3) Paralelamente la cuadrilla de perforación procederá a realizar el armado del taladro y “casing” (revestimiento) con la punta del taladro en la máquina perforadora. Luego, en la máquina perforadora y en el casing, se procede con la colocación de lubricantes necesarios al taladro para facilitar la rotación del mismo. De igual manera, se colocará la espuma líquida en el agua, la cual servirá como limpiador tanto del suelo como del taladro.
- 4) Seguidamente, la cuadrilla de perforación colocará la punta del taladro en el punto marcado por la cuadrilla de topografía. Se procederá a tomar las mediciones del ángulo de perforación hasta el ángulo que se indique en los planos previamente calculados por el Ingeniero Responsable en el diseño del anclaje.
- 5) Se da la perforación, proceso en el cual se va penetrando en el terreno añadiendo las extensiones de casing, taladros, espuma, entre otros, necesarias hasta la profundidad requerida indicada en planos.
- 6) Se procede a retirar el taladro para dejar el casing libre. Esto con el fin de dar paso a la colocación de los cables de acero para el anclaje, el cual ha sido preparado con anterioridad de acuerdo a las especificaciones de diseño para cada muro anclado.
- 7) El siguiente paso es retirar el casing después de que los cables ya están correctamente colocados para dejar el orificio libre y preparado para la inyección de concreto (la cual es generalmente una bolsa de cemento por cada 25 litros de agua). Esto terminará cuando se haya rellenado el bulbo y empiece a salir mezcla del orificio. Es importante resaltar que todo el proceso de inyección solo se procederá cuando se tenga de 3 a 5 anclajes colocados.
- 8) Como pasos adicionales, se inicia la excavación de banquetas y el perfilado manual con picos y palas y colocando tablestacas. Esto tomando en cuenta la seguridad por el potencial desmoronamiento que tienden a sufrir las arenas y minimizar, de esta manera, los riesgos.
- 9) Finalmente se incluirá un refuerzo adicional en la zona de anclaje y seguidamente se procederá a realizar el armado de acero del muro pantalla siguiendo al cuidado las indicaciones que mande el plano estructural.



- 10) Seguidamente, se procede a encofrar con las debidas indicaciones, controles, seguridad y cuidados del caso. Posteriormente, se los deja debidamente apuntalados para la futura colocación de concreto.
- 11) El siguiente paso es el vaciado de concreto en los muros, especialmente con un concreto premezclado con resistencia temprana y utilizando una bomba para concreto para facilitar el trabajo, y reducir inseguridades y riesgos.
- 12) Al día siguiente del vaciado, se procede a desencofrar retirando las planchas del muro con desmoldantes y dejándolos limpios.
- 13) Por último, se pasa al tensado de cables después de que el concreto ha alcanzado una resistencia específica, que normalmente, y para ganar tiempo, se estila a hacer de 3 a 7 días, con una fuerza variable de 25 a 35 toneladas. Esto depende de la especificación de cada muro indicada por los planos estructurales. Cabe mencionar que es un procedimiento rápido de aproximadamente 30 minutos por punto.
- 14) Es de suma importancia mencionar que una vez colocados los sistemas de sostenimientos futuros y permanentes (las losas), ya no será necesaria la tensión en los muros anclados en el terreno y, por ende, se procederá a cortar los cabezales de los anclajes. (Cabellos, 2012)

#### **1.2.3.24.1. Excavación masiva de muro anclado por paños y por niveles**

Si la estabilidad de las tierras es mala o existen cimentaciones colindantes, con zapatas de medianería, y que ofrecen peligro de derrumbamiento y ha de afrontarse la construcción de dos o más sótanos, se puede recurrir a la técnica constructiva denominada “muro descolgado” y “parapetos anclados”, cuyo sistema constructivo consiste en construir los muros de arriba abajo, es decir por niveles y en cada nivel por paneles intercalados.

El sistema esencialmente consiste en la construcción de un muro de hormigón armado por fases descendentes o anillos, del orden de 3 metros de altura, comenzando por la coronación del mismo y siguiendo el método clásico de excavación por bataches alternos.



Al ser construidos por paneles o bataches, se realizan excavaciones parciales en la zona de los paneles dejando una berma de seguridad en la zona que aún no se ha construido.

Se excava toda la planta del solar, dejando una berma de tierra por el perímetro, tal como se muestra en la figura adjunta. Con esta berma de tierra, se intenta respetar momentáneamente los bulbos de presiones de las cimentaciones adyacentes.

Si la profundidad es grande o existe peligro de que el muro pueda volcar o deslizar hasta el sótano, conviene anclar los muros del terreno colindante, mediante unos micropilotes o anclajes.

En terrenos malos, o por debajo del nivel freático, este sistema no se puede utilizar. Esos bataches o paneles, encofrados individualmente y anclados al terreno, permiten la creación del muro definitivo, al mismo tiempo que resuelven el problema planteado por la estabilidad de las excavaciones de frente vertical

Estos bataches, una vez descubiertos han de ser cubiertos por el muro lo más rápidamente posible, siendo inadmisibles un plazo superior a un día entre el descubrimiento del batache y la construcción del tramo del muro correspondiente. Son muros de contención intermedios entre los muros tradicionales y los muros pantalla.

Se comienza por excavar todo el solar con una profundidad de 1 metro. Perimetralmente, se coloca un plástico y sobre él, se hincan en el suelo las armaduras de una viga perimetral que hará las veces de viga de coronación del futuro muro. Tras el encofrado y hormigonado de esta viga, se procede a continuar la excavación de la planta en la profundidad de un sótano, dejando una berma de tierra a los pies de la viga ejecutada.

A continuación se irán descubriendo bataches en los que aparecerá la armadura hincada en el terreno y que servirá como armadura de conexión. En cada batache se colocará un plástico y se hincará en el suelo su armadura. Los bataches se irán ejecutando de manera alternativa, de modo que la viga penetre entre ellos. Se encofrará cada batache, previendo en el encofrado unas convenientes bocas de acceso en el hormigón, denominadas

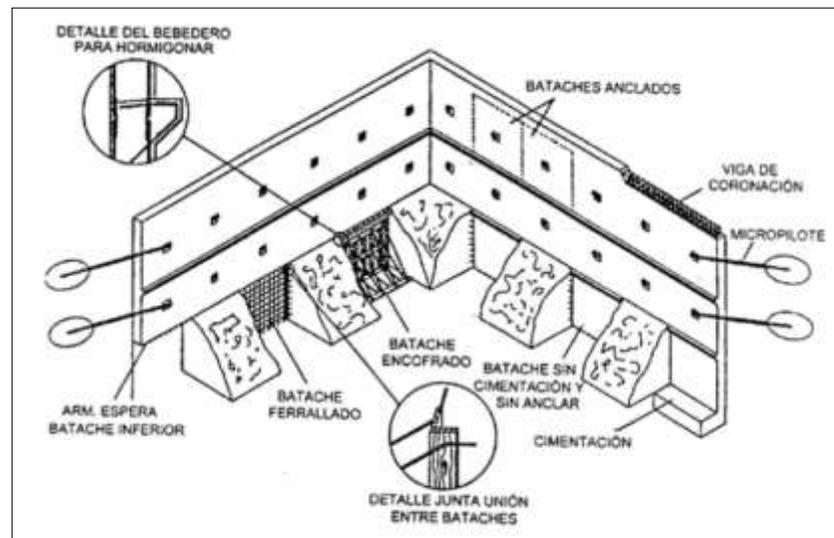


“bebederos”. Estos bebederos pueden o no llevar armadura. (Escuela Politécnica de Cuenca - Arquitectura Técnica, S.f.)

Se procede con el proceso constructivo del paño hasta llegar a su tensado final luego de ser vaciado y que el concreto llegue a la resistencia requerida por las especificaciones técnicas. Luego de terminar con el primer nivel de paños se puede empezar con la excavación del segundo.

Los paños son diseñados normalmente de 3m de altura por 4.5m a 5m de largo. Los fierros de la armadura requieren sobresalir unos 50cm por los lados y por la zona inferior al muro para poder generar los empalmes. En caso exista una estructura al costado del área de excavación, es peligroso excavar paños de 3m x 5m en nuestro primer nivel ya que no se está calzando adecuadamente el terreno vecino. En estos casos se recomienda usar paños de máximo 2.5 m para el primer nivel. (Cabellos, 2012)

En la perspectiva siguiente vemos el proceso constructivo de estos muros.



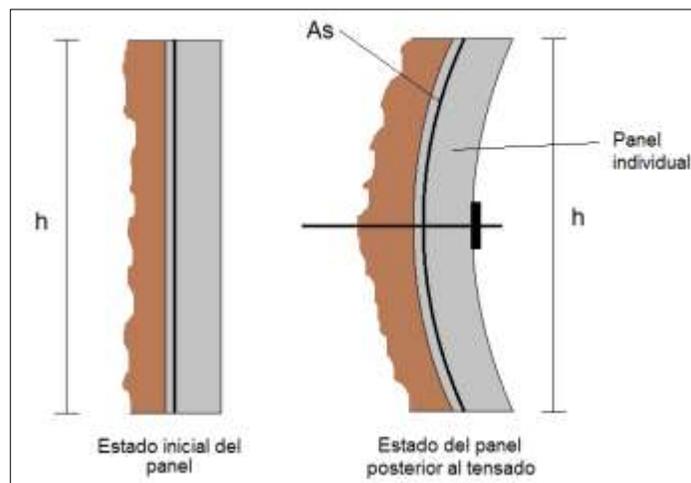
**Figura 31.** Esquema de proceso constructivo de muro anclado excavado por paños y por niveles. Fuente: Lección 19 - Muros de sótano. Técnica constructiva. Impermeabilización y drenaje. Escuela Politécnica de Cuenca - Arquitectura Técnica. S.f. Pág. 19.



### 1.2.3.25. Consideraciones para el diseño estructural del muro anclado.

La construcción del muro se realiza por paños. El proceso de construcción implica que los paños de concreto actúen de diferentes formas desde el estado inicial hasta el estado final de servicio. Se pueden definir tres etapas de diseño.

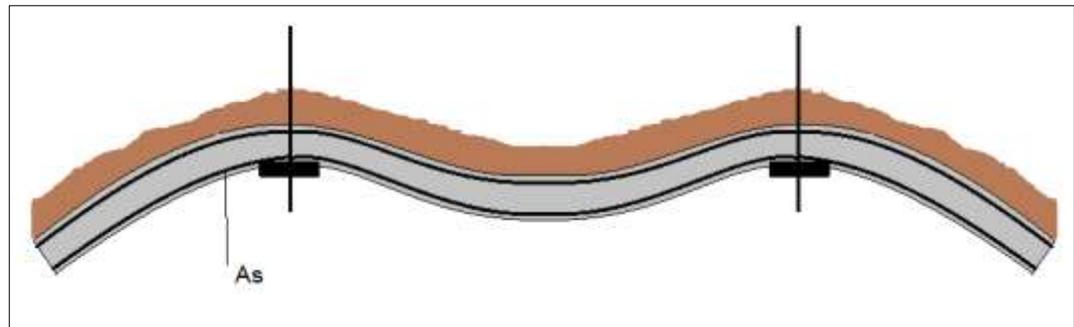
- ✓ *Primera etapa:* En la etapa inicial se analiza el paño de manera individual de manera a que se plantea que el muro este sometido a una fuerza que lo obligue a comportarse como una zapata flexible. El fierro es calculado en la cara interior como volados (Ver figura 32). Al ser tomado como un elemento flexible, las presiones del terreno se concentran en la zona del anclaje. De esta manera, el elemento presenta una fuerza puntual más que una distribución uniforme, lo cual es supuesto en el caso de zapatas rígidas. Se tiene que escoger un módulo de balasto del suelo para poder estimar la manera en la cual este reaccionará sobre el muro. Normalmente usamos un programa de cómputo considerando una losa apoyada en resortes cometida a la carga del anclaje distribuida en un área igual a la plancha del mismo.



**Figura 32.** Esquema de funcionamiento estructural de los paneles en primera etapa. Fuente: Sistemas de estabilización del terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos - Caso especial de muros anclados. Blanco, A. Ingenieros E.I.R.L. (S.f).



- ✓ *Segunda etapa:* En esta etapa se analizarán dos paños adyacentes en los cuales están aplicadas las fuerzas de sus anclajes. Los muros trabajarán como losas sin vigas. Durante la ejecución del primer anillo se podrán considerar como losas macizas, en la cual va a existir una franja más reforzada. Cuando ya se construya el anillo inferior el muro se modelado como losas sin vigas bidireccionales donde tendremos varias franjas más reforzadas. Esta configuración responde al comportamiento teórico del muro en las primeras etapas; no obstante, en obra es poco práctico que se tengan distintos fierros en la zona de refuerzo, por esto se busca uniformizar el diseño. Cabe recordar que la carga actuante sigue estando en la zona de los anclajes, debido a esto en esta zona si se genera un refuerzo especial, la cajuela. Para el diseño, se calcula el acero necesario en la cara exterior del muro (Ver figura 33)

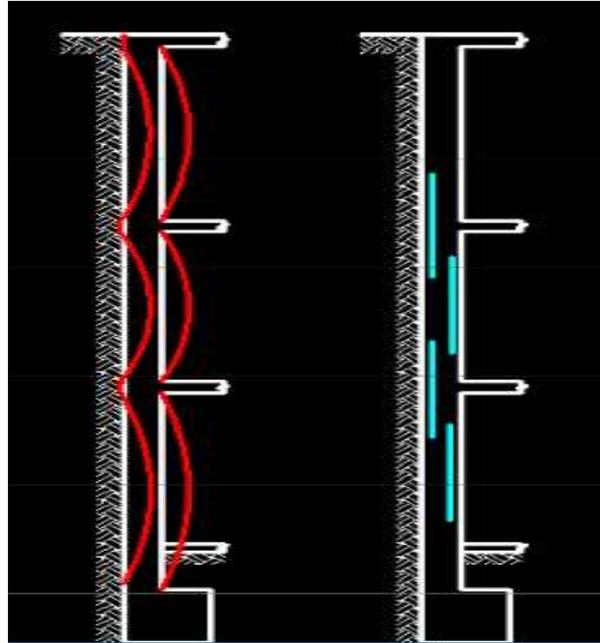


**Figura 33.** Esquema funcionamiento estructural de paños en segunda etapa. Fuente: Sistemas de estabilización del terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos - Caso especial de muros anclados. Blanco, A. Ingenieros E.I.R.L. (S.f).

- ✓ *Tercera etapa:* Esta es la etapa final del diseño en la cual se considera que ya no hay anclajes y la estructura comparte las cargas con las losas de techo de los sótanos. Se asume que ya se construyeron la cimentación, columnas, placas, losas, etc. Cabe la posibilidad que se aumente el refuerzo de acero de los muros en este estado. Se considera que el refuerzo de acero deba ser únicamente para soportar los esfuerzos de flexión ya que para los cortantes basta con la resistencia ejercida por el concreto. Un método de diseño es considerar una malla para la cara en contacto con el terreno vecino, la cual debe cumplir con el cálculo para la etapa inicial.



Seguidamente, se debe diseñar el fierro vertical que vaya en la cara que a nuestro terreno, el cual deberá cumplir con las solicitudes de la etapa media y la final. También es usual colocar una malla de aproximadamente 2m de lado, como refuerzo en la zona de anclajes. Esto permite reducir el acero de la malla de la cara en contacto con la tierra calculado según la primera etapa. (Blanco, S.f.)



**Figura 34.** Funcionamiento estructural de muro luego de quitado los anclajes. Fuente: Sistemas de estabilización del terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos - Caso especial de muros anclados. Blanco, A. Ingenieros E.I.R.L. (S.f).

#### 1.2.3.26. Esfuerzos laterales en estructuras considerando el suelo como resorte.

La respuesta esfuerzo-deformación de un suelo depende del grado de preconsolidación o de compactación a que haya sido sometido. Suelos normalmente consolidados pueden ser modelados considerando que el coeficiente de reacción horizontal de la subrasante puede ser evaluado como:

$$K_h = \frac{fz}{D} \quad (65)$$

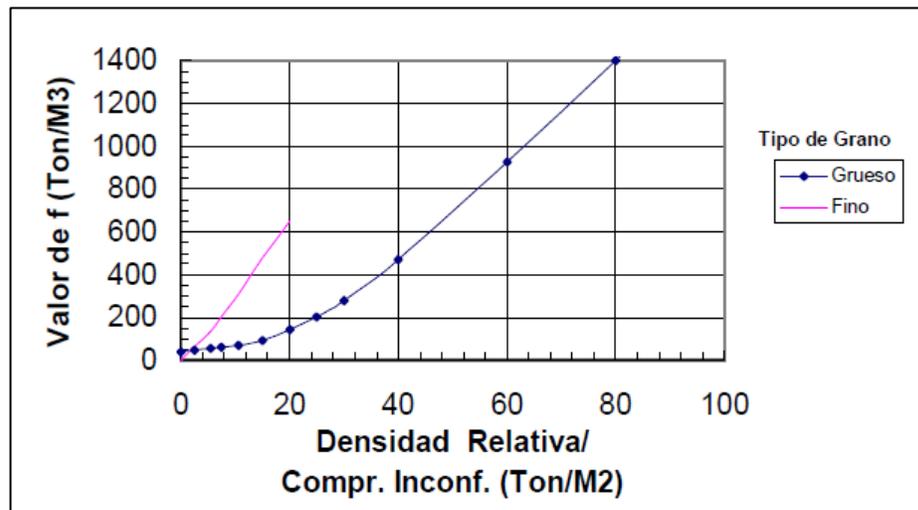


Donde,  $K_h$  = Coeficiente de reacción horizontal del subsuelo a la profundidad  $z$ .

$f$  = Coeficiente de variación de reacción horizontal de la subrasante dado por la gráfica 7.

$z$  = Profundidad en metros.

$D$  = Ancho o diámetro de la estructura.



Gráfica 6. Coeficiente de la variación horizontal de la subrasante. Fuente: Introducción a la mecánica de suelos. Covo, A. (2003). Pág. 239.

El valor de la constante horizontal del resorte se calcula multiplicando el coeficiente de reacción horizontal de la subrasante por el área, tal como se muestra en la ecuación 108. (Covo, 2003)

$$K = K_h * Area \quad (66)$$

Según Braja (2001), Hatanaka y Feng en el año 2006 propusieron correlaciones entre el valor corregido  $N$  para un valor estándar de  $\sigma'_o$  ( $(N_1)_{60}$ ) y la densidad relativa ( $D_r$ ) para arenas finas a medias:

$$D_r(\%) = 1.55(N_1)_{60} + 40 \quad [para \ 0 \leq (N_1)_{60} \leq 25] \quad (67)$$



$$D_r(\%) = 0.84(N_1)_{60} + 58.8 \text{ [para } 25 \leq (N_1)_{60} \leq 50] \quad (68)$$

Así mismo, Hatanaka y Uchida proporcionaron en 1996 una correlación simple entre  $\varphi'$  y  $(N_1)_{60}$  que se puede expresar como:

$$\varphi' = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20 \quad (69)$$

## 2. OBJETIVOS

### 2.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar la influencia de estructuras colindantes en la concepción, análisis y diseño de un sistema de muros anclados para sótano de una edificación. Esto mediante un análisis comparativo entre las consideraciones de diseño asumidas y los aspectos técnicos y económicos de los diseños finales (geotécnico y estructural) de un caso en donde se plantee la presencia de estas estructuras colindantes y otro en donde no se plantee tal condición.

### 2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Definir las consideraciones de diseño iniciales y los diseño de tipo geotécnico y estructural del sistema de muros anclados para cada uno de los casos propuestos de acuerdo a los requisitos pertinentes del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente colombiano NSR-10.
- Llevar a cabo la verificación de los estados límites de falla y estados límites de servicio para cada uno de los casos propuestos de acuerdo a los valores límite según lo estipulado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente colombiano NSR-10.
- Realizar un presupuesto básico de acuerdo a las cantidades de obra para cada caso contemplado, correspondiente únicamente a la estructura como tal.



- Efectuar un análisis comparativo entre los casos propuestos que permita determinar las diferencias entre las consideraciones de diseño asumidas y los aspectos técnicos y económicos de los diseños finales.

### **3. ALCANCE**

El objeto de la presente investigación fue la determinación de la influencia de estructuras colindantes en el análisis y diseño de un sistema muros anclados para sótano de una edificación, a través de la identificación de las consideraciones especiales que se deben tener en cuenta para abordar tal diseño de una manera acertada, así como también de las variaciones de carácter técnico y económico de los diseños finales con respecto a condiciones sin colindancia. Para el desarrollo de la investigación planteada y la consecución de sus objetivos, fue necesario definir límites de carácter espacial, temporal y conceptual.

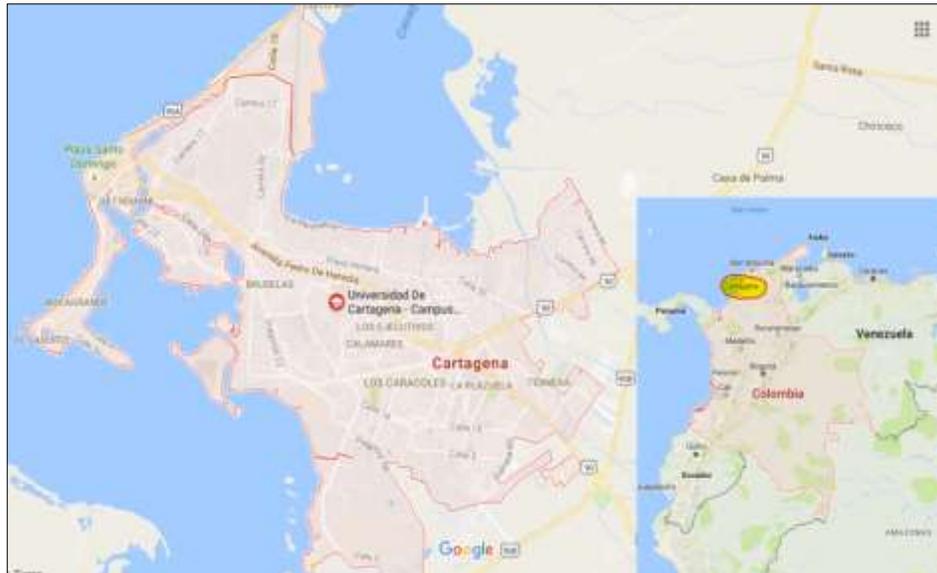
#### **3.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL**

La modelación, diseño geotécnico y estructural y análisis comparativo a nivel técnico y económico para los casos de muros anclados con y sin presencia de estructuras colindantes, se llevó a cabo en los laboratorios de sistemas dentro de las instalaciones de la Universidad de Cartagena en el Campus Piedra Bolívar, situada en la Ciudad de Cartagena de Indias (Colombia) con coordenadas geográficas  $10^{\circ}24'06.3''N$ ,  $75^{\circ}30'19.6''W$  y con una altura de 35 metros sobre el nivel del mar. (Ver Figura 45 y 46)



### 3.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL

La ejecución del presente proyecto se desarrolló durante el primer y parte del segundo periodo académico del año 2017, lo cual comprendió el tiempo desde el mes de Febrero hasta mediados del mes de Noviembre, teniendo así una duración aproximada de 41 semanas. El tiempo de ejecución y desarrollo del proyecto no se ajustó a lo programado en primera instancia (16 semanas) debido a que el diseño geotécnico del sistema anclado de contención por su complejidad tomó mucho más tiempo del estimado, lo que corrió los tiempos propuestos en el cronograma de actividades. Por otro lado, la disponibilidad de los laboratorios de sistema de las instalaciones de la Universidad de Cartagena, campus Piedra de Bolívar estuvo sujeto a lo establecido por la Dirección del programa de Ingeniería Civil.



**Figura 35.** Ubicación geográfica de la Ciudad de Cartagena (Colombia). Fuente: Google Maps (2016).



**Figura 36.** Ubicación geográfica de la Universidad de Cartagena, coordenadas 10°24'06.3"N, 75°30'19.6"W.

Fuente: Google Maps (2016).

### **3.3. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL**

El presente proyecto se enmarcó en el diseño y estudio del comportamiento de sistemas de muros anclados sometidos a distintas condiciones de empuje por concepto de colindancia o no con estructuras. Del mismo modo también comprendió la verificación de estados límite de falla, de modo que se garantizara la estabilidad de los muros anclados, así como también la verificación de los estados límite de servicio de manera que se salvaguardara la integridad del sistema de contención en cada caso y de la estructura colindante en el caso en el que esta se consideraba presente, esto de acuerdo a los parámetros y rangos estipulados en la NSR-10 para cada estado límite. Finalmente el estudio también abarcó el análisis de cantidades de obra, y consecutivamente el cálculo de presupuesto básico por concepto de costos en materiales para cada caso.

### **3.4. RESULTADOS**

Dentro de los resultados obtenidos al finalizar el presente proyecto se encuentra la identificación precisa de las consideraciones de diseño asumidas, el diseño geotécnico y



estructural del sistema de muros anclados, la verificación de los estados límite de falla y de servicio y el presupuesto básico para cada uno de los casos planteados. Así como también el análisis comparativo entre los casos, con respecto a las consideraciones de diseño y a los aspectos técnicos y económicos de los diseños finales, con lo cual se buscó finalmente determinar así la influencia de estructuras colindantes en el diseño final del sistema de contención anclado.

### **3.5. PRODUCTO FINAL A ENTREGAR Y COMPLEMENTARIOS**

Luego de llevar a cabo todo el proyecto se presentó el diseño tanto de tipo geotécnico como estructural de los sistemas de muros anclados, así como también los planos correspondientes, el despiece de los elementos estructurales y un presupuesto básico para cada caso. Del mismo modo el análisis técnico y comparativo que permitirá, de acuerdo a los parámetros mencionados anteriormente, determinar la influencia de estructuras colindantes en la concepción, análisis y diseño de un sistema de muros anclados para el sótano de la edificación de estudio.

Para el caso del diseño geotécnico de los sistemas de muros anclados, a pesar de no haber sido un objetivo propuesto, se desarrolló una hoja de cálculo en Excel totalmente automatizada, de acuerdo a la bibliografía consultada y consignada en el marco referencial de la presente investigación (Ir a Anexos “C”). Dicha hoja de cálculo, se nombró como DIMA v1.0. (Siglas para abreviación de “Diseño de Muros Anclados - Versión 1.0.”) y esta es capaz de elegir estado de la masa de suelo contenido (activo o pasivo de acuerdo a permisibilidad de movimientos laterales), calcular empuje de tierra, altura de excavación segura, dimensión vertical de panel, carga de diseño por anclaje, longitud libre y longitud de bulbo de anclaje, así como también de realizar las verificaciones de estabilidad interna y externa tanto en condición estática como en condición sísmica del sistema. Fuera del aspecto geotécnico, es capaz de calcular el número de cables por anclaje, carga de presfuerzo y presión en el jack para compensar pérdidas en anclaje, carga de ensayo de



anclaje, dimensión de placa de apoyo, y finalmente es capaz de hacer el chequeo a cortante del muro para determinar espesor necesario de muro.

Adicionalmente y en relación a la complejidad que enmarca el diseño geotécnico de este tipo de estructuras y lo dispendioso que puede llegar a ser, se planteó como un objetivo anexo el conformar con todo el marco teórico consultado y consignado una guía realmente útil y eficiente para los estudiantes de pregrado de Ingeniería Civil, especialmente los pertenecientes a la Universidad de Cartagena, que más adelante deseen desarrollar su trabajo de grado o bien proyectos de investigación en relación al tema de muros anclados en sótanos, puesto que en la actualidad en la biblioteca del Programa de Ingeniería Civil de la Universidad de Cartagena no existen otras investigaciones relacionadas con esta temática de manera específica.

En general, con los resultados obtenidos se desea aportar una perspectiva mucho más práctica y realista acerca de la implementación de un sistema de contención como lo es el de muros anclados en sótanos, el cual resulta interesante como objeto de estudio dada su gran practicidad constructiva. Tal aporte apunta a la comunidad en general de profesionales de la Ingeniería Civil, tanto local como nacional y en especial a la comunidad de estudiantes de pregrado de Ingeniería Civil de la Universidad de Cartagena, para los cuales generalmente no se desarrolla la enseñanza acerca de este sistema estructural de contención dentro del pensum.

Así mismo, se espera que las conclusiones del presente estudio sirvan de base para estudios futuros relacionados con la temática aquí planteada, como por ejemplo para estudios de factibilidad del sistema de muros anclados en sótanos con presencia de estructuras colindantes con respecto a otros sistemas de contención o más estudios de comportamientos de este sistema de contención para condiciones propias y representativas de la ciudad de Cartagena.



### **3.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN**

Las modelaciones, análisis y diseños se realizaron para la edificación residencial “GALILEA” ubicada originalmente en el Barrio Venecia de la ciudad de Sincelejo con 9 pisos en total y 2 niveles de sótano, cuyos planos arquitectónicos fueron proporcionados por el director actual de la presente investigación, el Ingeniero Civil José España Morato, responsable del diseño estructural de la misma. Tal edificación se construyó realmente sobre un terreno inclinado, por lo que en una de sus caras laterales posee dos niveles de sótano, mientras que en la cara lateral contraria a esta posee solo un nivel de sótano y en las otras caras transversales del perímetro la altura de muro sometido a empuje de tierra es variable, como lo muestra la figura A-1 (Ver Anexo A). De acuerdo a esto se decidió desarrollar los diseños solo para el muro sobre la cara perimetral en la cual existen dos niveles de sótano, pues se consideró que plantear un sistema de muros anclados como mecanismo de contención era innecesario para las demás caras perimetrales.

Así mismo, se planteó el sistema de muro anclado como un sistema de retención temporal, pues considerarlo de carácter permanente implicaría dejar los anclajes en servicio sobre terreno ajeno, del cual claramente no se puede disponer de manera permanente por tal condición. Por el contrario considerando el sistema como temporal los anclajes pueden ser cortados al ser construidas las losas de entrepiso y los anclajes quedan embebidos en el terreno adyacente, pero como desecho y no como parte activa del sistema de contención. Luego de construidas las losas, los anclajes se retiran y el muro queda apoyado lateralmente sobre estas.

Del mismo modo se definió que el sistema de muros anclados no haría parte del sistema de resistencia de fuerzas laterales de la edificación en cuestión, ni tampoco parte del sistema de cimentación, así como también que ninguna columna estaría adosada al mismo. Cabe anotar que dentro de los distintos tipos de muros anclados, se decidió trabajar con un muro anclado descolgado y con sistema constructivo de arriba hacia abajo en anillos conformados por paneles. Esto dada la alta practicidad constructiva que posee esta alternativa y por lo tanto la pertinencia que representa esto para el presente estudio (Ver figura 31).



Adicionalmente, se decidió trabajar con algún tipo de suelo presente en la ciudad de Cartagena, en aras de fortalecer la pertinencia y la representatividad de la presente investigación y sobre el cual fuera factible la utilización del sistema de muros anclados según la literatura consultada. De acuerdo a lo anterior se decidió para efectos de diseño trabajar con un suelo de tipo mixto el cual garantizara al conjunto una cohesión necesaria para posibilidad de excavaciones verticales sin entibación y buenas características de adhesión y fricción en los bulbos de los anclajes. Así pues se determinó trabajar con una Arena Arcillosa (SC según SUCS), la cual según afirma el Ingeniero Civil y asesor de la presente investigación MSc. Guilliam Barboza, se puede encontrar de manera predominante en la ciudad de Cartagena sobre la zona de Albornoz, lo que da soporte que para efectos de diseño se asuma esta como la ubicación de la edificación. Se asumieron parámetros geotécnicos promedio de acuerdo al tipo de suelo mencionado arriba debido a la falta de acceso que se tuvo finalmente a estudios geotécnicos reales sobre la zona. Así mismo, de acuerdo a la zona escogida como ubicación de la edificación para efectos de diseño se consideró que no existía presencia de nivel freático.

Por último, cabe anotar que para efectos de verificación de estados límites de servicio del sistema de muro anclado con edificación colindante, aparte del cálculo de desplazamientos laterales, se asumió para tal edificación una estructura con luz típica de 5 m (siendo este un valor bastante común en edificaciones para este parámetro), para verificar que los asentamientos diferenciales sobre la misma en el modelo por efectos de la construcción del muro no sobrepasaran el asentamiento diferencial máximo permitido sobre la misma. Del mismo modo, para efectos de análisis y diseño se asumió que la cimentación de esta era de tipo superficial con no más de 1.2 m de profundidad, por lo cual su representación en el modelo como una sobrecarga uniforme a nivel de terreno de 10KN/m<sup>2</sup> por cada piso, de acuerdo a Suarez (1998) era posible. (Ver Tabla 2).



#### **4. METODOLOGÍA**

El diseño geotécnico y estructural, las modelaciones, y el análisis comparativo a nivel técnico y económico para los casos de muros anclados con y sin presencia de estructuras colindantes, se llevó a cabo en los laboratorios de sistemas dentro de las instalaciones de la Universidad de Cartagena en el Campus Piedra Bolívar, situada en la Ciudad de Cartagena de Indias (Colombia). Teniendo este una duración aproximadamente de 41 semanas comprendida entre el mes de Febrero y mediados del mes de Noviembre de. La figura 37 muestra el esquema de la metodología empleada para el desarrollo del estudio.

La presente investigación es de tipo descriptiva dado que mediante un análisis comparativo de un par de diseños de sistemas de muros anclados con consideraciones distintas se



determinará las características técnicas y económicas sobre las que incide la presencia de estructuras colindantes en la concepción, análisis y diseño de un sistema de contención como este.

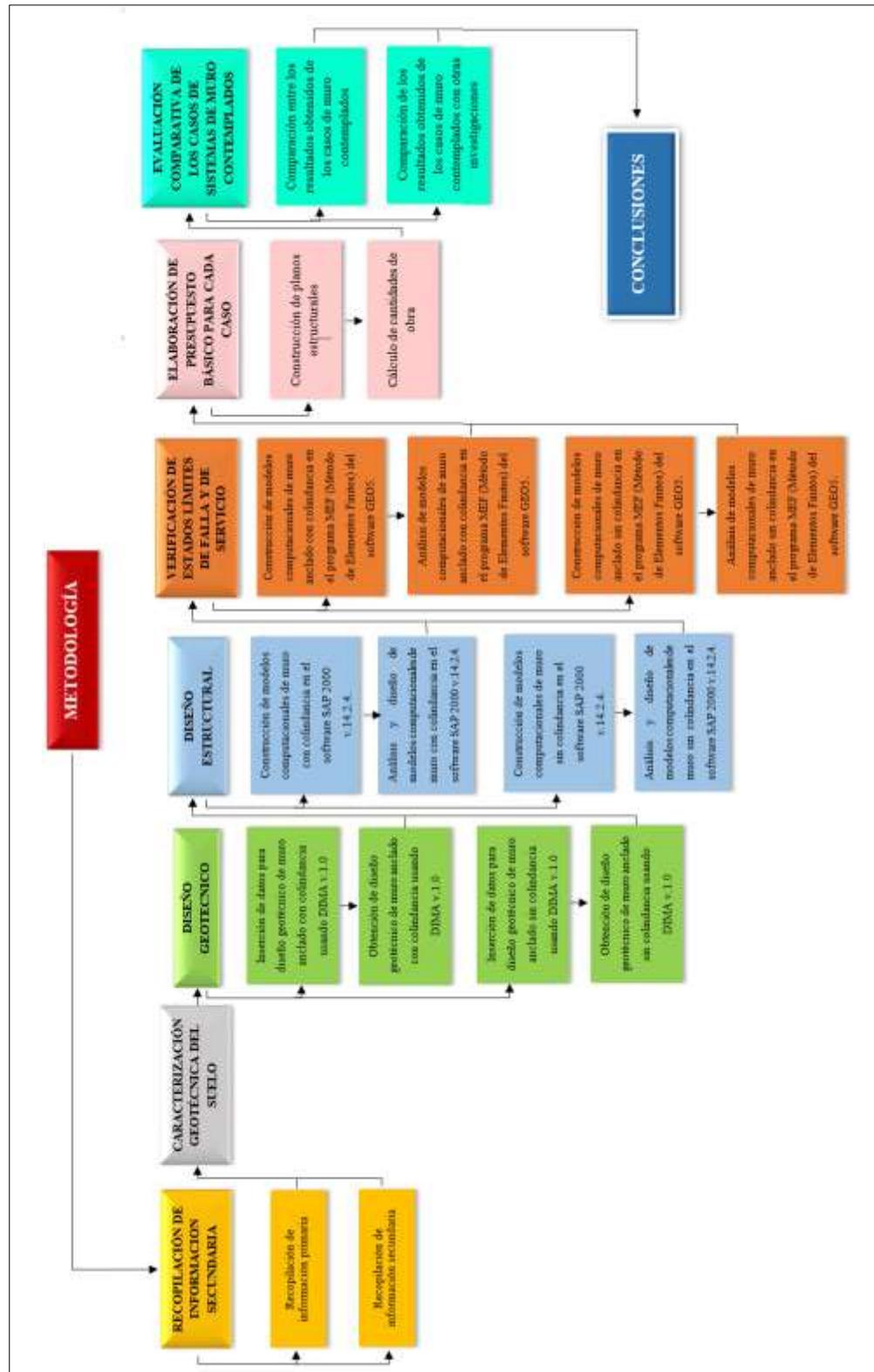


Figura 37. Metodología empleada para el desarrollo de la presente investigación. Fuente: Propia.



## **4.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN**

### **4.1.1. Recopilación de información secundaria**

En esta etapa se realizó la recopilación de toda la información relacionada con el diseño tanto geotécnico como estructural de muros anclados. Es decir toda la fundamentación teórica y técnica por parte de autores, documentos, publicaciones, libros, revistas e informes científicos que den base a la correcta realización del diseño de este tipo de obras. Además de toda la reglamentación también en estrecha relación con la parte técnica con esta temática y que esta consignada en el Reglamento Colombiano de construcción sismorresistente NSR-10.

#### **4.1.1.1. Revisión bibliográfica técnica, teórica, de los antecedentes y del estado del arte del marco referencial**

Esta revisión bibliográfica consistió en la búsqueda de los fundamentos teóricos y científicos necesarios para el correcto análisis y diseño de un sistema de muros anclados tanto desde el aspecto geotécnico como estructural, dentro de los cuales se encontraron tópicos como las consideraciones especiales para las condiciones por sobrecarga lateral debido a presencia de estructuras colindantes al sistema de contención, los criterios para la determinación de la estabilidad tanto del muro como de las excavaciones sin entibación durante el proceso constructivo, los conceptos aplicables para el diseño de una estructura de concreto en contacto con el suelo considerándola una estructura flexible y no totalmente rígida, de la determinación del módulo de balasto del suelo a contener para una estructura horizontal y su variación con la profundidad, entre otras.



#### **4.1.1.2. Revisión de criterios pertinentes en el Reglamento NSR-10**

Por último se consultó el reglamento de construcción sismorresistente colombiano NSR-10 en busca de los criterios bajo los cuales se debía someter el diseño tanto en el aspecto geotécnico como estructural.

#### **4.1.1.3. Consulta virtual de costos de materiales de construcción**

Inicialmente se pretendía hacer la consulta de precios en su totalidad en la base de datos de INVIAS, ya que se sabía de antemano que esta posee información actualizada y conforme al mercado real de la construcción en nuestro país, pero esta fuente no contiene información acerca de precios de todos los elementos propios de un anclaje, posiblemente por ser elementos constructivos de un uso poco común en comparación con los materiales usados frecuentemente en obras viales del país. Por tal motivo la consulta de precios se realizó desde varias fuentes como lo fueron: El informe de Análisis Unitarios de referencia 2016 de la Gobernación de Risaralda, El generador de precios en Colombia de Cype Ingenieros y por último de la base de datos del INVIAS para Bolívar en el año 2017.

### **4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO**

Para la identificación y obtención de los parámetros geotécnicos principales y necesarios para llevar a cabo tanto el diseño geotécnico como estructural de cada uno de los casos planteados de sistema de muros anclados fue precisa la caracterización geotécnica del suelo que sería objeto de estudio. Dicha caracterización se hizo a partir de la base de datos de suelos del software GEO 5 (Versión DEMO), esto por las razones mencionadas en el numeral 3.6, seleccionando valores de los parámetros geotécnicos dentro de los rangos propuestos por el software para el tipo de suelo con el que se decidió trabajar para efectos de diseño. Dentro de los parámetros geotécnicos definidos se encuentran el peso unitario, el ángulo de fricción interna efectivo y cohesión efectiva.



### **4.3. DISEÑO GEOTÉCNICO**

#### **4.3.1. Inserción de datos para diseño geotécnico de muro anclado con colindancia usando DIMA v.1.0**

El muro del sótano escogido para desarrollar los diseños, de acuerdo a los planos de la edificación objeto de estudio (Figura A-1 y A-2, Anexo A) tiene una altura total de 5.6 m, y un largo de 15 m. Así mismo la losa del segundo nivel de sótano llega sobre el muro a una altura de 3.2 m. Estos datos correspondientes a la configuración geométrica del muro junto con los parámetros geotécnicos se introdujeron en la hoja de cálculo de Excel DIMA v.1.0 desarrollada dentro del marco del presente proyecto para el diseño geotécnico y parte del diseño estructural del sistema de muros anclados (El diseño geotécnico comprende el cálculo del número de filas de anclajes, carga de diseño de anclaje, longitud libre, longitud de bulbo y por último la verificación de estabilidad interna y externa del sistema, tanto en condición estática como en condición sísmica. Por su parte el diseño estructural comprende el cálculo del número de cables por anclaje, dimensiones de placa de apoyo y verificación a cortante del muro para el espesor propuesto.), incorporando al diseño la presencia de una estructura colindante de 5 pisos, considerando de acuerdo a Suarez (1998) una sobrecarga sobre el suelo detrás del muro de 1 ton/m<sup>2</sup> por piso de la estructura colindante (Ver Tabla 2), es decir en este caso una sobrecarga total de 5 ton/m<sup>2</sup>, como lo muestra la tabla 8.



**Tabla 8.** Datos ingresados en DIMA v.1.0 para el diseño geotécnico de muro anclado con edificación colindante de 5 pisos.

Tipo de suelo	Valor	Unidades
Suelo granular		~
$\gamma$ (Densidad del suelo)	1.8	ton/m <sup>3</sup>
$\phi'$ (Angulo de fricción efectiva)	30	°
C (Cohesion aparente de la matriz de suelo)	1.6	ton/m <sup>2</sup>
$\gamma$ (Densidad del suelo)	1.8	ton/m <sup>3</sup>
Qu (Capacidad ultima de transferencia de carga)	10	(ton/m)
H (Altura total de muro)	5.6	m
L (Longitud total de muro)	15	m
i (Pendiente de la superficie del relleno)	0	°
$\beta$ (Pendiente de la cara posterior del muro)	0	°
d (Empotramiento de muro)	0	m
Colindancia	SI	~
qs' (Sobrecarga vertical por piso de estructura colindante)	1	ton/m <sup>2</sup>
N' (Pisos de estructura colindante)	5	~
f'c (Resistencia a la compresión del concreto)	28	MPa
fy (Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo)	420	MPa
fy (Resistencia a la fluencia para la placa de apoyo)	250	MPa
Aa (Coeficiente de aceleración pico efectiva)	0.1	~
FS (Para estabilidad en condición estática)	1.3	~
FS (Para estabilidad en condición sísmica)	1	~
FS (Para arrancamiento del bulbo)	2	~
DbG (Diametro de bulbo general a proponer)	0.15	m
DbG (Diametro de bulbo de primer piso de sótano a proponer)	0.15	m
SH (Dimensión horizontal del paño en general a proponer)	2.5	m
SV (Dimension vertical del paño)	1.866666667	m
Tf (Espesor de muro a proponer)	0.2	m

Fuente: Autor.

La dimensión vertical del paño depende de la altura de excavación segura para el primer nivel de paneles o paños, la cual a su vez se determinó luego de haber modelado y analizado dicha fase de excavación.

La determinación del valor del coeficiente de aceleración pico efectiva para la ciudad de Cartagena se realizó de acuerdo a la tabla 9, la cual corresponde a la Tabla A.2.3-2 del Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. Así mismo, la determinación de los factores de seguridad mínimos a cumplir para garantizar la estabilidad del sistema se hizo de acuerdo a la tabla 10, que corresponde a la Tabla H.6.9-1 también del



Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, teniendo en cuenta que el sistema de muro anclado a diseñar se contempla como temporal.

Cabe anotar que en el desarrollo del diseño aparte de los datos insertados en la tabla 8, se debió introducir además el ángulo de inclinación para cada anclaje y la dimensión de la cabeza de anclaje, cuyo valor depende del número de cables necesarios para el mismo.

**Tabla 9.** Valores de  $A_a$  y  $A_v$  para las ciudades capitales de departamento.

Ciudad	$A_a$	$A_v$	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

Fuente: Tabla A.2.3-2. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.



**Tabla 10. Factores de seguridad indirectos mínimos.**

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
<b>Deslizamiento</b>	1.60	1.60	Diseño	1.05
<b>Volcamiento:</b> el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\geq 3.00$ $\leq 1/6$	$\geq 3.00$ $\leq 1/6$	Diseño Diseño	$\geq 2.00$ $\leq 1/4$
<b>Capacidad portante</b>	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
<b>Estabilidad Intrínseca materiales térreos</b> (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
<b>Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados</b>	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
<b>Estabilidad general del sistema:</b> Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
<b>Laderas adyacentes (Zona de influencia &gt; 2.5H)</b>	1.20	1.50	Diseño	1.05

Fuente: Tabla H.6.9-1. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

#### **4.3.2. Inserción de datos para diseño geotécnico de muro anclado sin colindancia usando DIMA v.1.0.**

Para este caso igualmente se hizo el ingreso de datos de las características del suelo y del proyecto como tal en la hoja de cálculo de Excel DIMA v.1.0, en este caso sin considerar la presencia de alguna estructura colindante, como se muestra en la tabla 11.

La dimensión vertical del paño también para este caso depende de la altura de excavación segura del primer nivel, la cual se determinó luego de haber modelado y analizado dicha fase de excavación. Así mismo la determinación del valor del coeficiente de aceleración pico efectivo y la determinación de los factores de seguridad mínimos a cumplir para garantizar la estabilidad del sistema se hizo del mismo modo que se hizo para el caso de muro anclado con colindancia.

Cabe anotar que en el desarrollo del diseño aparte de los datos insertados en la tabla 11, también se debió introducir el ángulo de inclinación para cada anclaje y la dimensión de la cabeza de anclaje, cuyo valor depende del número de cables necesarios para el mismo.



**Tabla 11.** Datos ingresados en DIMA v.1.0 para el diseño geotécnico de muro anclado sin colindancia.

	Valor	Unidades
Tipo de suelo	Suelo granular	~
$c_u$ (Resistencia al corte no drenada)	1.0	ton/m <sup>2</sup>
$c_{u0}$ (Resistencia al corte no drenada)	1	ton/m <sup>2</sup>
$\phi'$ (Angulo de fricción efectiva)	30	°
C (Cohesion aparente de la matriz de suelo)	1.6	ton/m <sup>2</sup>
$\gamma$ (Densidad del suelo)	1.8	ton/m <sup>3</sup>
Qu (Capacidad ultima de transferencia de carga)	10	(ton/m)
H (Altura total de muro)	5.6	m
L (Longitud total de muro)	15	m
$i$ (Pendiente de la superficie del relleno)	0	°
$\beta$ (Pendiente de la cara posterior del muro)	0	°
d (Empotramiento de muro)	0	m
Colindancia	NO	~
$c_c$ (Resistencia a la compresión del concreto)	28	ton/m <sup>2</sup>
$f_y$ (Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo)	420	ton/m <sup>2</sup>
$f_y$ (Resistencia a la fluencia para la placa de apoyo)	250	ton/m <sup>2</sup>
Aa (Coeficiente de aceleración pico efectiva)	0.1	~
FS (Para estabilidad en condición estática)	1.3	~
FS (Para estabilidad en condición sísmica)	1	~
FS (Para arrancamiento del bulbo)	2	~
DbG (Diametro de bulbo general a proponer)	0.15	m
Db (Diametro de bulbo de primer nivel a proponer)	0.15	m
SH (Dimensión horizontal del paño en general a proponer)	3.75	m
SV (Dimensión vertical del paño)	2.8	m
Tf (Espesor de muro a proponer)	0.20	m

Fuente: Autor.

## 4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL

### 4.4.1. Construcción de modelos computacionales de muro con colindancia en el software SAP 2000 v.14.2.4.

Para los modelos realizados en SAP 2000 v.14.2.4 correspondientes al caso de muro con edificación colindante, teniendo en cuenta el sistema constructivo escogido para efectos de diseño conocido como “muro descolgado” debido a su practicidad constructiva (Muro que se construye según La Escuela Politécnica de Cuenca (S.f.) en niveles o anillos de arriba hacia abajo, estos a su vez conformados por paneles o batches fundidos sobre excavaciones alternas o intercaladas dejando una berma de seguridad en la zona en la que



se construirán los paneles alternos faltantes, como lo muestra la figura 31) y que según la hoja de cálculo DIMA v.1.0 consta de tres niveles de paneles anclados, se definieron 11 etapas constructivas con el fin de tener en cuenta el proceso constructivo del mismo y ser lo más cercano posible a la realidad. Siendo así la etapa 1: construcción de los paneles (o paños) anclados del primer nivel sobre excavación intercalada; etapa 2: construcción de los paneles anclados restantes en el primer nivel completando toda la longitud del muro; etapa 3: excavación intercalada para paneles del segundo nivel; etapa 4: construcción de paneles anclados del segundo nivel sobre excavación intercalada; etapa 5: excavación para paneles restantes del segundo nivel; etapa 6: construcción de los paneles anclados restantes en el segundo nivel completando toda la longitud del muro; etapa 7: excavación intercalada para paneles del tercer nivel; etapa 8: construcción de paneles anclados del tercer nivel sobre excavación intercalada; etapa 9: excavación para paneles restantes del tercer nivel; etapa 10: construcción de los paneles anclados restantes en el tercer nivel completando toda la longitud del muro; y por último la etapa 11: destensado de todos los anclajes luego de construidas las losas de entrepiso, quedando el muro completo apoyado lateralmente sobre estas. La excavación debajo de un panel dentro del modelo se representa quitando los apoyos simples en la base del mismo.

De acuerdo a lo anterior, se realizó un modelo para cada etapa nombrándose de acuerdo al caso (Defínase, Caso 1: Muro con edificación colindante, Caso 2: Muro sin edificación colindante) y a la etapa del respectivo caso, como por ejemplo para la etapa 1 del caso 1 se nombró Modelo SAP 1-1 (Primer número indica el caso y el segundo número la etapa dentro del caso).

Para la construcción de todos los modelos, en los dos casos, inicialmente se definieron las características de los materiales escogidos para el diseño del sistema de muro en los dos casos. (Ver figura 38 y 39).



The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' set to 'C200' with a green color swatch, 'Material Type' set to 'Concrete', and 'Material Notes' with a 'Modify/Show Notes...' button. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' as 25 and 'Mass per Unit Volume' as 1.2543, with 'Units' set to 'Tonf. m. C'. The 'Isotropic Property Data' section lists 'Modulus of Elasticity, E' as 250000, 'Poisson's Ratio,  $\nu$ ' as 0.2, 'Coefficient of Thermal Expansion,  $\alpha$ ' as 1.900E-06, and 'Shear Modulus, G' as 104562.5. The 'Other Properties for Concrete Materials' section shows 'Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ ' as 2004 and an unchecked 'Lightweight Concrete' checkbox. At the bottom, there is a 'Switch To Advanced Property Display' checkbox, 'OK', and 'Cancel' buttons.

**Figura 38.** Características del concreto definidas para todos los modelos estructurales en el software SAP 2000 v.14.2.4. Fuente: Autor.

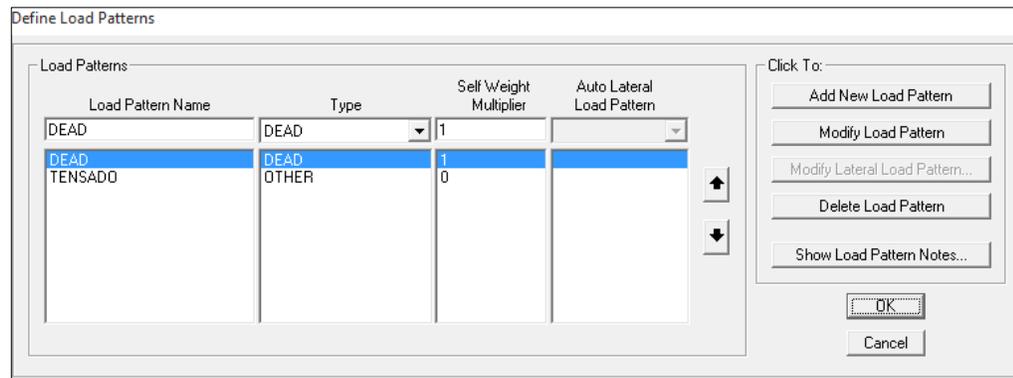
The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a reinforcing steel material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' set to 'R4200' with a blue color swatch, 'Material Type' set to 'Rebar', and 'Material Notes' with a 'Modify/Show Notes...' button. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' as 7.85 and 'Mass per Unit Volume' as 0.3804, with 'Units' set to 'Tonf. m. C'. The 'Uniaxial Property Data' section lists 'Modulus of Elasticity, E' as 21000000, 'Poisson's Ratio,  $\nu$ ' as 0, 'Coefficient of Thermal Expansion,  $\alpha$ ' as 1.170E-05, and 'Shear Modulus, G' as 0. The 'Other Properties for Rebar Materials' section lists 'Minimum Yield Stress,  $F_y$ ' as 42000, 'Minimum Tensile Stress,  $F_u$ ' as 58245.57, 'Expected Yield Stress,  $F_{ye}$ ' as 48482.5, and 'Expected Tensile Stress,  $F_{ue}$ ' as 61870.13. At the bottom, there is a 'Switch To Advanced Property Display' checkbox, 'OK', and 'Cancel' buttons.

**Figura 39.** Características del acero de refuerzo definidas para todos los modelos estructurales en el software SAP 2000 v.14.2.4. Fuente: Autor.



Posteriormente, se definieron los estados de carga y combinaciones de carga para la condición en la que el muro se encontraría aún anclado y no se habrían construido las losas de entrepiso como lo muestran las figuras 40 y 41 (de igual manera para los dos casos). Dentro de los modelos las fuerzas de empuje o la presión que el suelo ejerce sobre la parte posterior del muro está dada por la reacción de los resortes insertados en esta zona del muro, los cuales representan el módulo de balasto horizontal sobre la profundidad del muro. Tales resortes reaccionan en proporción a las fuerzas de anclaje, las cuales a su vez fueron calculadas con las condiciones de empuje más crítico en el sistema, que según fue analizado en la hoja de Excel DIMA v.1.0 para este caso es en estado estático, por encima del estado sísmico.

Por tal motivo en los modelos del muro en condición anclada no se insertó un estado de carga para el empuje. La combinación para efectos de diseño en la condición anclada, fue la combinación B.2.4-2 del reglamento NSR-10 (1.2 (D + TD)). (TD = Tensión de diseño de anclaje).



**Figura 40.** Estados de carga definidos en el software SAP 2000 v.14.2.4 para modelos del muro en condición anclada (Aplicada en los dos casos). Fuente: Autor.



Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
TENSADO	Linear Static	1.2
DEAD	Linear Static	1.2
TENSADO	Linear Static	1.2

**Figura 41.** Combinación de carga B.2.4.2 de la NSR-10 definida en el software SAP 2000 v.14.2.4 para modelos del muro en condición anclada (Aplicada en los dos casos). Fuente: Autor.

Luego se definieron las características de sección transversal del muro a utilizar, introduciendo así el valor preliminar de espesor de muro arrojado por la hoja de cálculo de Excel DIMA v.1.0 luego de la verificación por punzonamiento en la zona de anclaje, que para este caso fue de 0.20 m (Ver figura 42). Del mismo modo se asignaron los valores de recubrimiento de las dos caras del muro, teniendo en cuenta que este comprendía una capa de refuerzo para cada cara, y que cada capa poseía refuerzo en dirección tanto horizontal como vertical (Ver figura 43).



**Figura 42.** Definición de sección transversal del muro en modelos realizados en el software SAP 2000 v.14.2.4 para caso 1. Fuente: Autor.

**Figura 43.** Definición de recubrimiento de concreto para las barras de refuerzo en el muro (Aplicado para los dos casos). Fuente: Autor.



Subsiguiente a esto, para el análisis de los paneles y del muro en general, en primera instancia se modeló un panel individual de diseño, el cual se discretizó tanto horizontal como verticalmente, dando lugar a un panel con pequeñas áreas discretizadas. Dado que según la ecuación 87, el módulo de balasto horizontal  $K_h$  está en función de la profundidad  $z$ , se deduce que el valor del  $K_h$  de las áreas discretizadas en una fila cualquiera será el mismo, por lo cual se calculó este valor para la profundidad del centro de cada área discretizada en una columna de áreas discretizadas, como se muestra en la tabla 16. Con base en lo anterior, para la inserción de los resortes o “springs” en representación del módulo de balasto en el modelo, el cual a su vez es la representación de la rigidez del suelo detrás del muro, se asignó a la primera fila de áreas discretizadas el valor del  $K_h$  calculado para  $z_1$  en la tabla 16, a la segunda fila de áreas discretizadas el valor del  $K_h$  calculado para  $z_2$  en la tabla 16 y así sucesivamente. Cabe anotar que estos resortes son colocados sobre la cara posterior del panel en representación del suelo. La figura 44 muestra por ejemplo la inserción de este parámetro para la primera fila de áreas discretizadas. Consecutivamente se asignó la carga de diseño de anclaje sobre la zona de la placa de apoyo en la cara frontal del panel como lo muestra la figura 45. En la figura 46 puede observarse el modelo del panel individual discretizado, con los resortes ubicados en la cara posterior del mismo en representación del módulo de balasto horizontal del suelo  $K_h$ , y la carga de anclaje aplicada (Área de color azul) en la zona de la placa de apoyo.



Assign Springs To Area Object Face

Spring Type

- Simple
  - Spring Stiffness per Unit Area: 233.33
  - Simple Spring Resists: Tension and Compression
- Link Property

Spring Location

Area Object Face: Bottom

Spring Tension Direction

- Parallel to Area Object Local Axis
- Normal To Specified Area Object Face
  - Inward
- User Specified Direction Vector
  - Coordinate System
  - Global X Component
  - Global Y Component
  - Global Z Component

Positive Local 2-Axis Orientation

Link Local 2-Axis Angle From Default Orientation: 0.

Options

- Add to Existing Springs
- Replace Existing Springs
- Delete Existing Springs

Units: Tonf, m, C

OK Cancel

**Figura 44.** Inserción de valor de módulo de balasto horizontal para primera fila de áreas discretizadas en modelos realizados en el software SAP 2000 v.14.2.4 para caso 1. Fuente: Autor.

Area Uniform Loads

Load Pattern Name: TENSADO

Units: Tonf, m, C

Uniform Load

Load: 344.44

Coord System: GLOBAL

Direction: Y

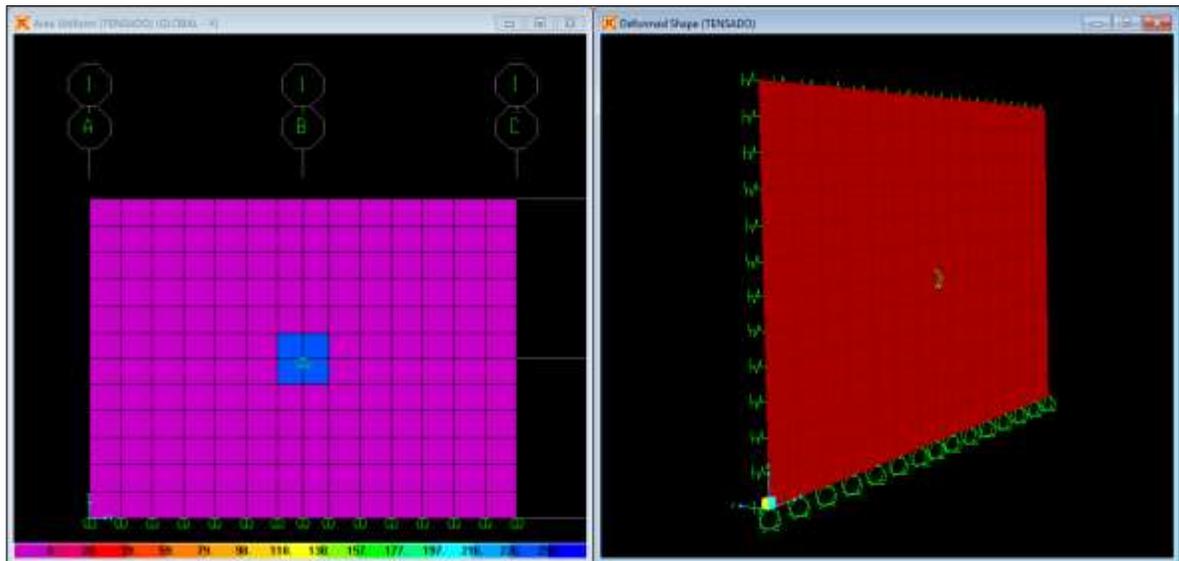
Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Cancel

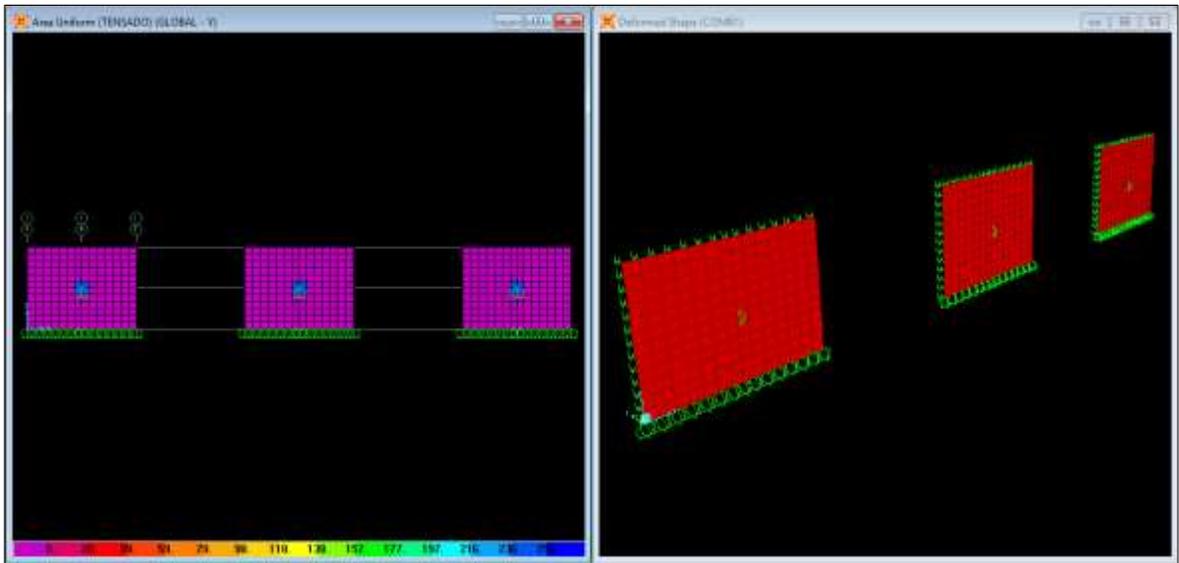
**Figura 45.** Asignación de carga de anclaje repartida en el área de placa de apoyo, igual para todos los paneles del caso 1. Fuente: Autor.

TD (Tensión de diseño en anclaje) = 31 ton, B (Lado de placa cuadrada) = 0.3 m, p (Carga uniforme) = 344.44 ton/m<sup>2</sup>

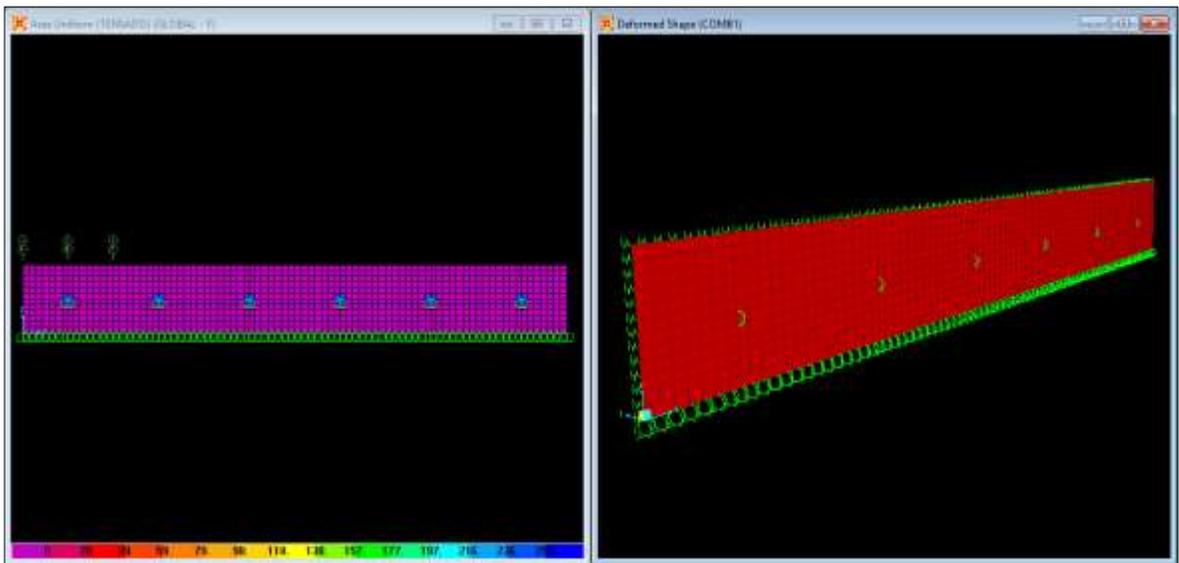


**Figura 46.** Modelo de panel típico para caso 1. Fuente: Autor.

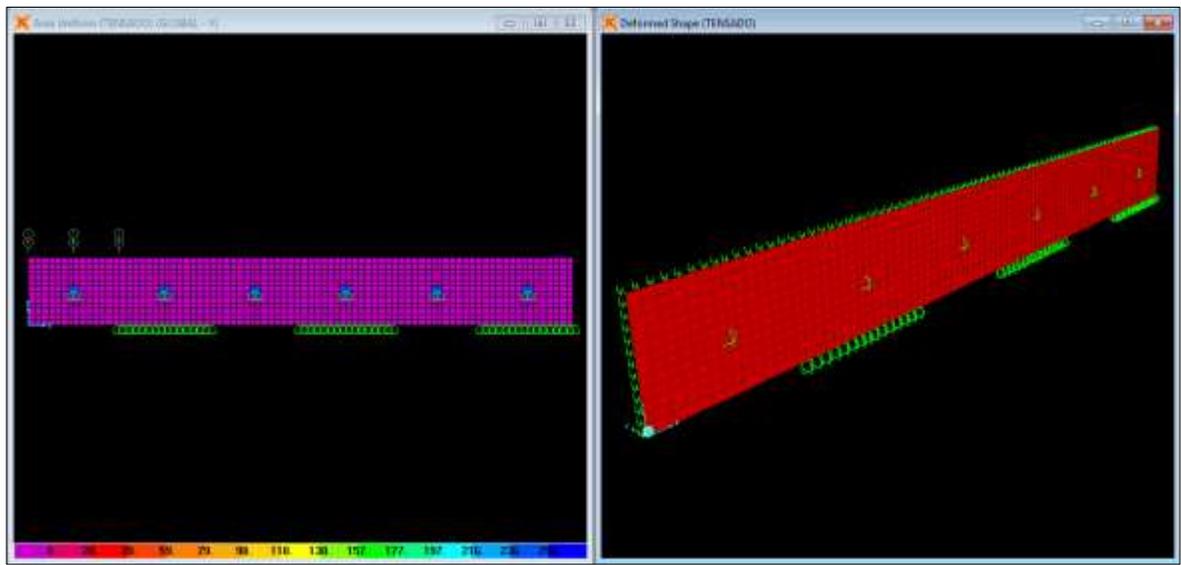
Luego de esto se replicó el panel típico horizontal y verticalmente, de acuerdo a la secuencia de las etapas constructivas planteadas anteriormente. (Ver figura 46 a la figura 56). Es importante señalar que para los paneles de los niveles inferiores se insertaron los valores de módulo de balasto horizontal  $K_h$  de acuerdo a lo calculado en la tabla 16.



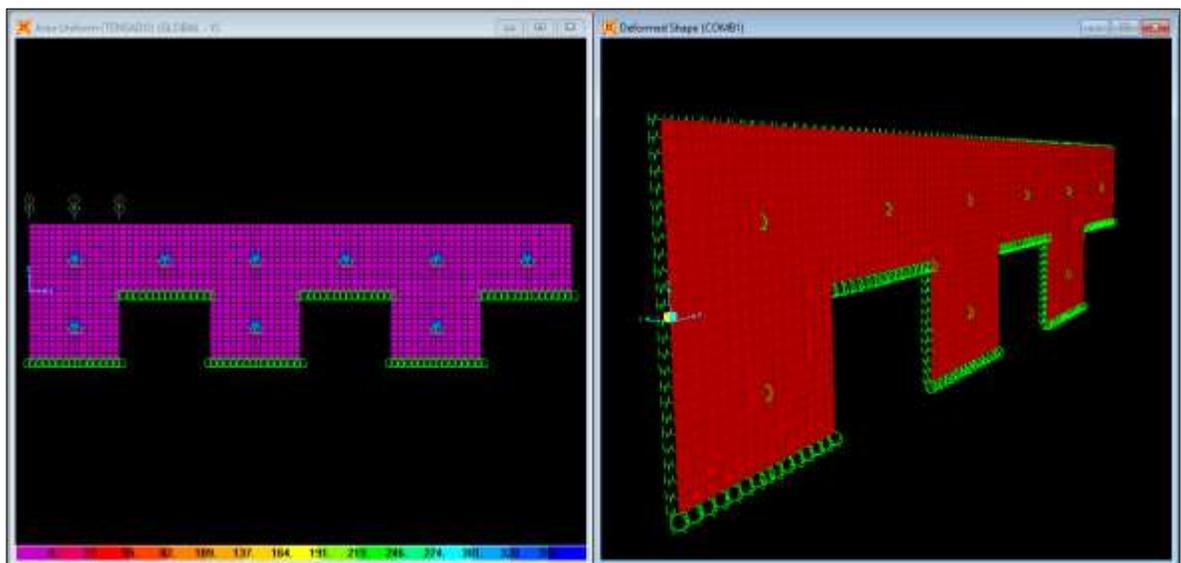
**Figura 47.** Modelo SAP 1-1 en representación de la etapa 1. Fuente: Autor.



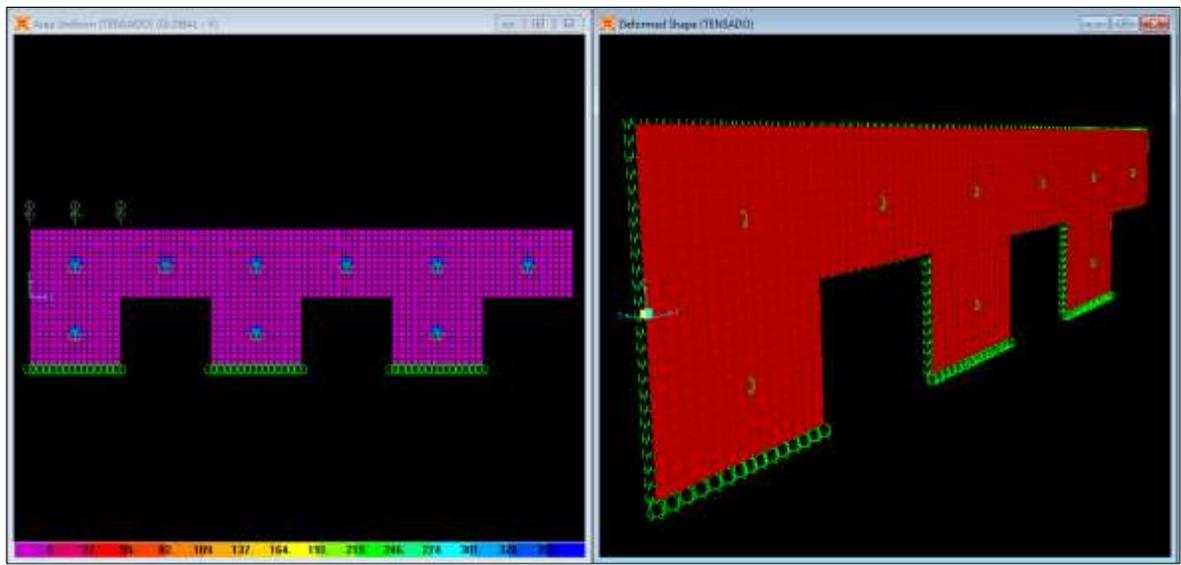
**Figura 48.** Modelo SAP 1-2 en representación de la etapa 2. Fuente: Autor.



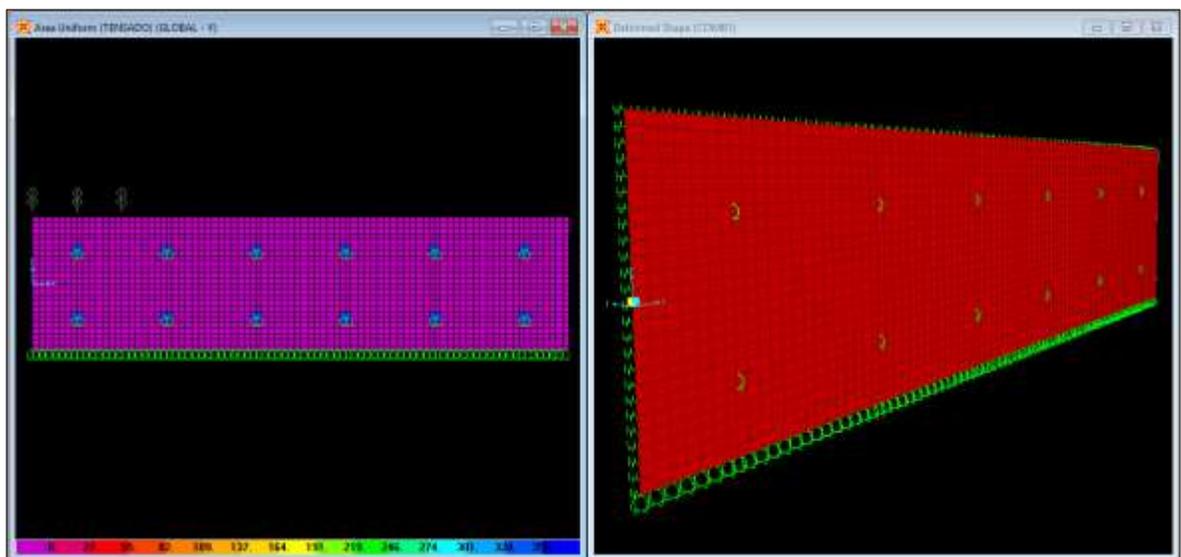
**Figura 49.** Modelo SAP 1-3 en representación de la etapa 3. Fuente: Autor.



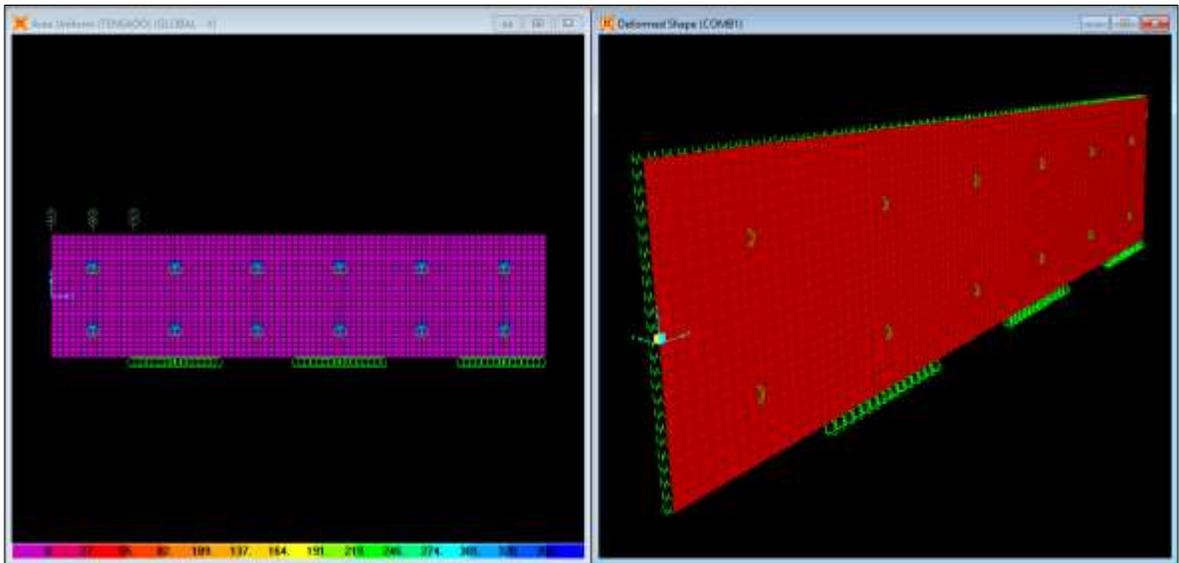
**Figura 50.** Modelo SAP 1-4 en representación de la etapa 4. Fuente: Autor.



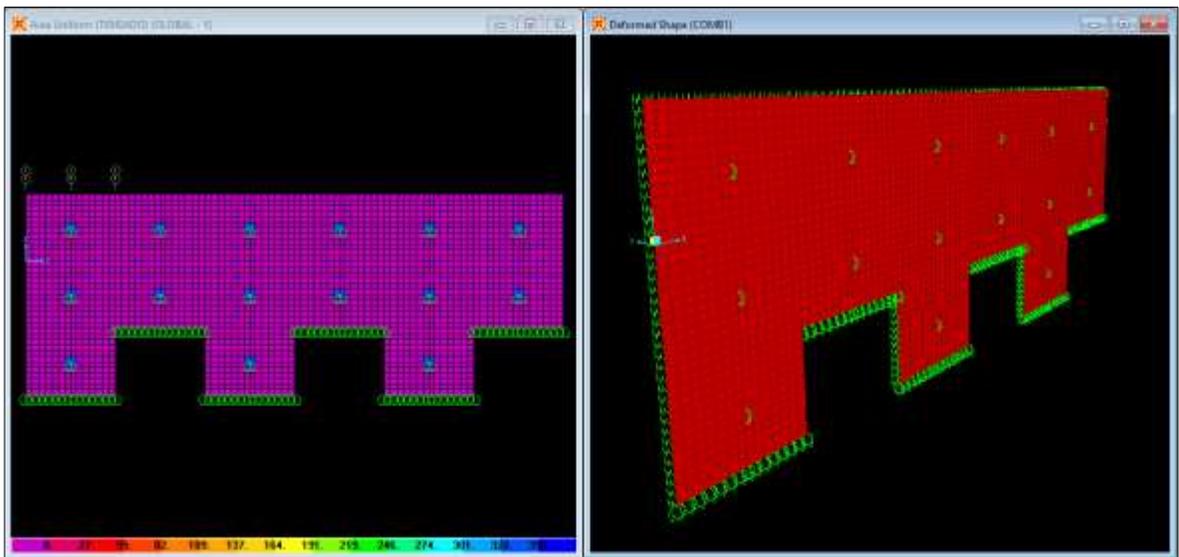
**Figura 51.** Modelo SAP 1-5 en representación de la etapa 5. Fuente: Autor.



**Figura 52.** Modelo SAP 1-6 en representación de la etapa 6. Fuente: Autor.



**Figura 53.** Modelo SAP 1-7 en representación de la etapa 7. Fuente: Autor.



**Figura 54.** Modelo SAP 1-8 en representación de la etapa 8. Fuente: Autor.

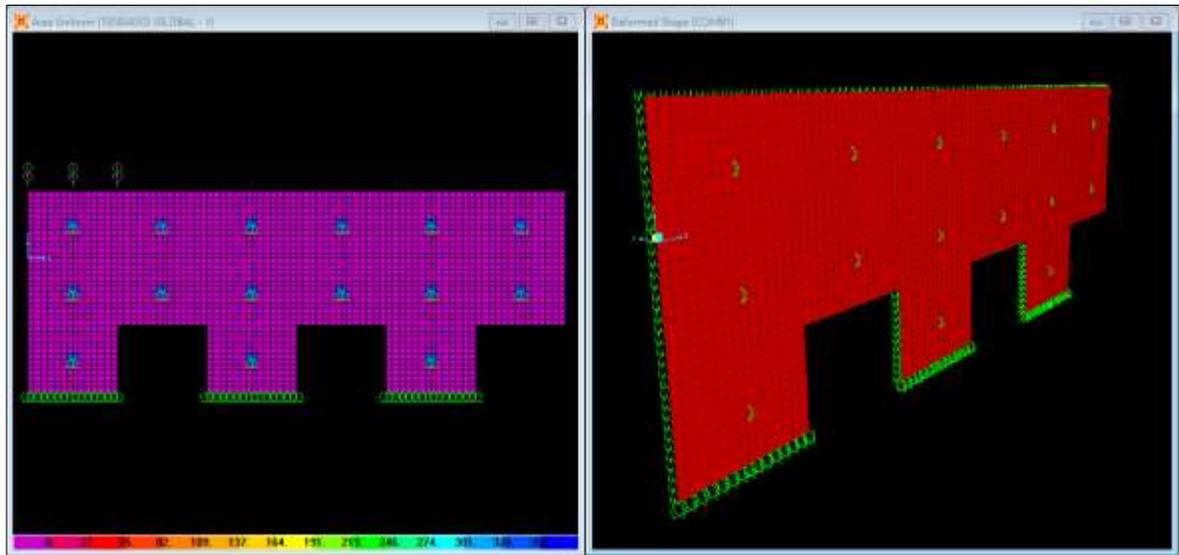


Figura 55. Modelo SAP 1-9 en representación de la etapa 9. Fuente: Autor.

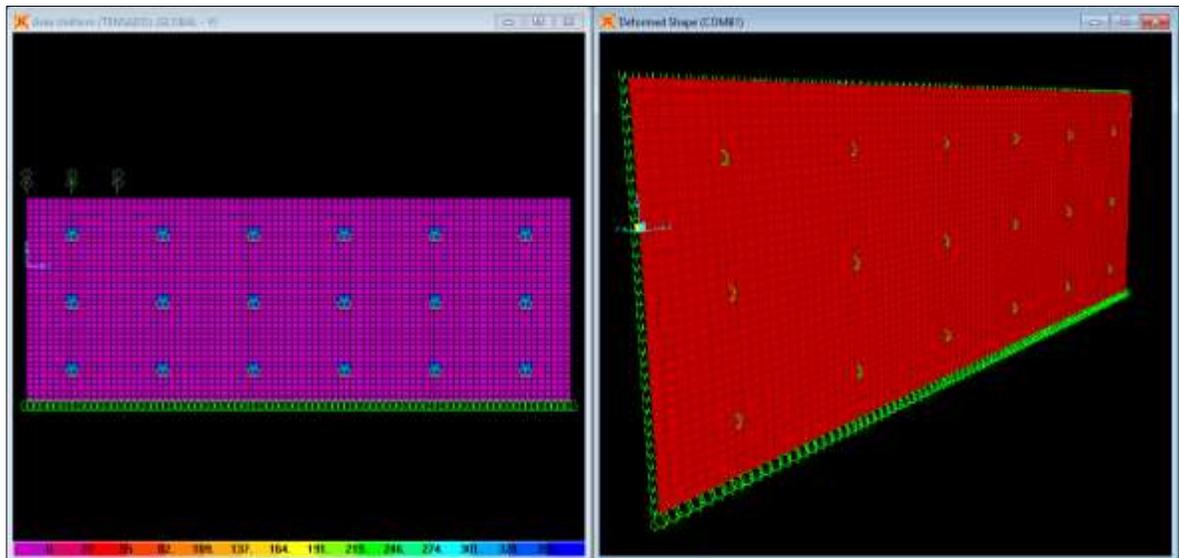
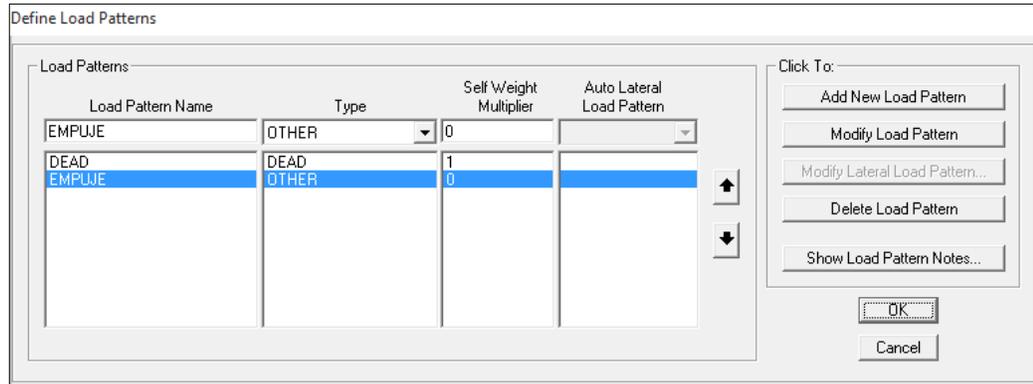


Figura 56. Modelo SAP 1-10 en representación de la etapa 10. Fuente: Autor.

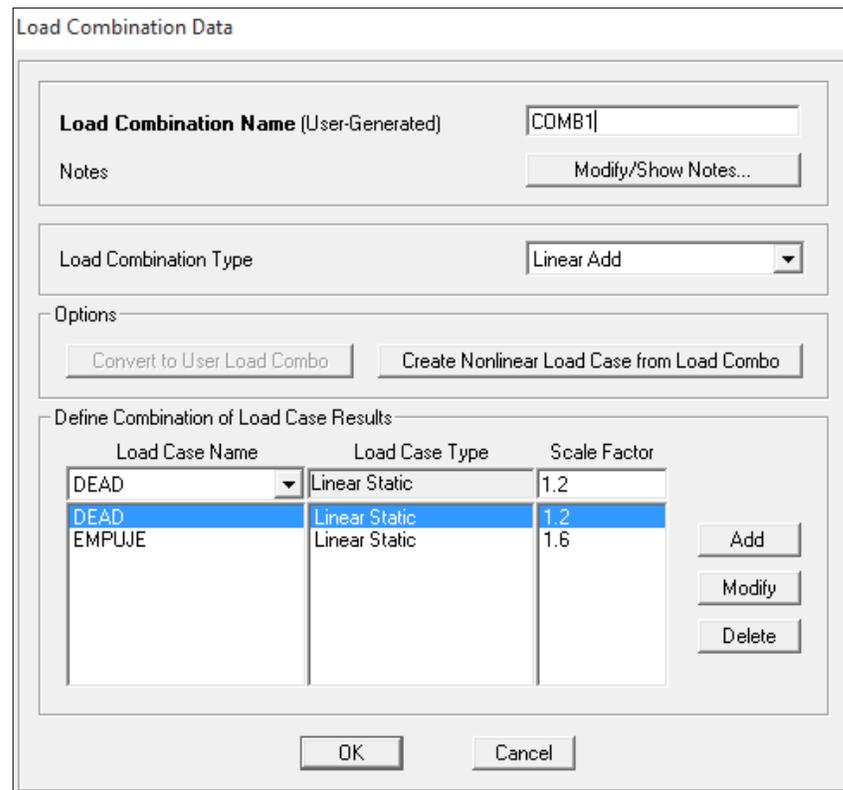
Finalmente, para la modelación del estado de servicio del muro, en el cual los anclajes son destensados y el muro queda apoyado lateralmente sobre las losas, se definieron también los estados de carga y combinaciones de carga como se muestra en las figuras 57 y 58 (de igual manera para los dos casos).



La combinación para efectos de diseño en esta condición, fue también la combinación B.2.4-2 del reglamento NSR-10 (1.2D+1.6H).



**Figura 57.** Estados de carga definidos en el software SAP 2000 v.14.2.4 para modelos del muro apoyado lateralmente sobre las losas (Aplicada en los dos casos). Fuente: Autor.



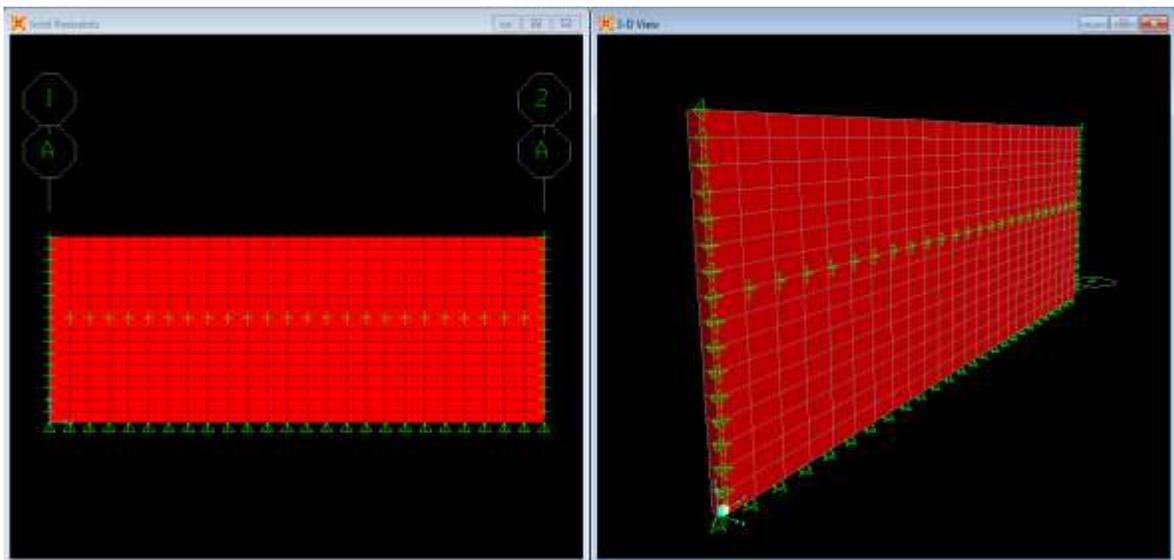
**Figura 58.** Combinación de carga B.2.4.2 de la NSR-10 definida en el software SAP 2000 v.14.2.4 para modelos del muro apoyado lateralmente sobre las losas (Aplicada en los dos casos). Fuente: Autor.



Luego se realizó el modelo del muro completo en toda su longitud y altura, con las mismas dimensiones del espesor de muro como se hizo para el estado anclado e incluyendo los apoyos que representan las losas de apoyo como lo muestra la figura 59.

El estado de empuje para esta condición también se asumió como estático (En reposo), pues se consideró que dada la rigidez de las losas, el movimiento del muro sería lo suficientemente restringido como para no permitir la condición activa, lo que no permitiría que se genere la cuña de presión activa sísmica.

Por último se asignó la carga correspondiente al empuje detrás del muro como lo muestra la figura 60 y 61.



**Figura 59.** Modelo SAP 1-11 (Muro destensado y apoyado lateralmente sobre losas de entrepiso) en representación de la etapa 11. Fuente: Autor.



Pattern Data

Pattern Name: ET

Pattern Assignment Type:

- X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)
- Z Coordinate at Zero Pressure and Weight Per Unit Volume

Pattern Value = Ax + By + Cz + D

Constant A: 0

Constant B: 0

Constant C: -0.9

Constant D: 7.54

Restrictions:

- Use all values
- Zero Negative values
- Zero Positive values

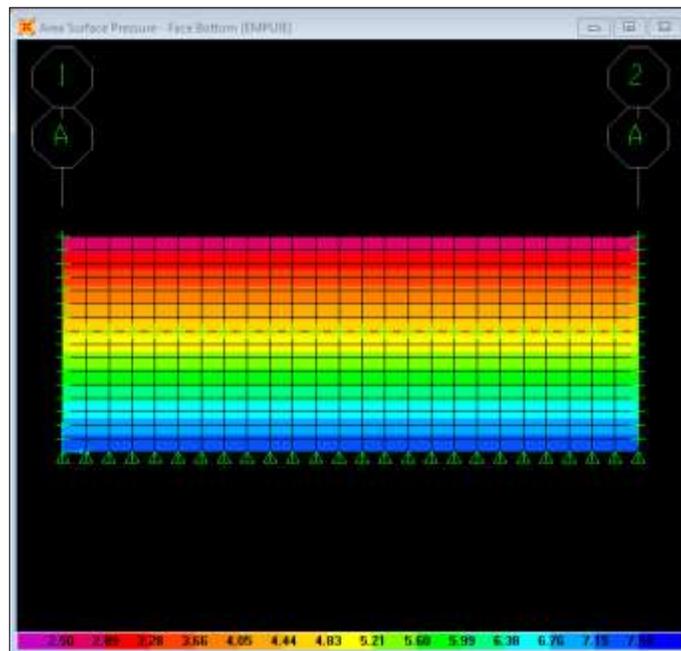
Options:

- Add to existing values
- Replace existing values
- Delete existing values

OK Cancel

**Figura 60.** Configuración de empuje de tierra en el software SAP 2000 v.14.2.4 para muro destensado y apoyado lateralmente sobre losas de entrepiso para caso 1. Fuente: Autor.

ET (Empuje de tierra) = Cz + D. para z = 0 m (Fondo de la excavación) ET = 5.04 ton/m<sup>2</sup> (Empuje en reposo) + 2.5 ton/m<sup>2</sup> (Empuje por sobrecarga). Para z = 5.6 m, ET = 2.5 ton/m<sup>2</sup> (Empuje por sobrecarga). ∴ C = -0.9, D = 7.54.



**Figura 61.** Empuje de tierra asignado al Modelo SAP 1-11. Fuente: Autor.



#### **4.4.2. Construcción de modelos computacionales de muro sin colindancia en el software SAP 2000 v.14.2.4.**

Para los modelos realizados en SAP 2000 v.14.2.4 correspondientes al caso de muro sin edificación colindante, teniendo en cuenta el sistema constructivo escogido para efectos de diseño conocido como “muro descolgado”, y que según la hoja de cálculo DIMA v.1.0 este consta de dos niveles de paneles anclados, se definieron 7 etapas constructivas con el fin de tener en cuenta el proceso constructivo del mismo y ser lo más cercano posible a la realidad. Siendo así la etapa 1: construcción de los paneles (o paños) anclados del primer nivel sobre excavación intercalada; etapa 2: construcción de los paneles anclados restantes en el primer nivel completando toda la longitud del muro; etapa 3: excavación intercalada para paneles del segundo nivel; etapa 4: construcción de paneles anclados del segundo nivel sobre excavación intercalada; etapa 5: excavación para paneles restantes del segundo nivel; etapa 6: construcción de los paneles anclados restantes en el segundo nivel completando toda la longitud del muro; y por último la etapa 7: destensado de todos los anclajes luego de construidas las losas de entrepiso, quedando el muro completo apoyado lateralmente sobre estas. La excavación debajo de un panel dentro del modelo se representa quitando los apoyos simples en la base del mismo.

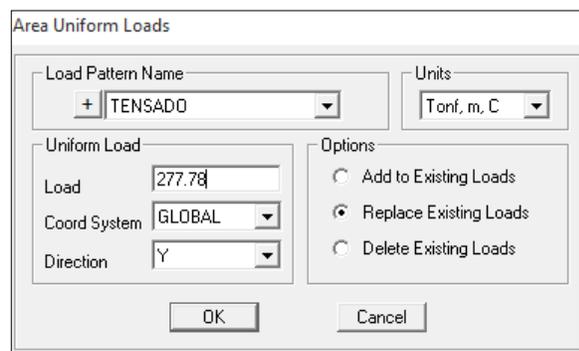
De acuerdo a lo anterior, se realizó un modelo para cada etapa nombrándose de acuerdo al caso (con o sin colindancia) y a la etapa del respectivo caso, como por ejemplo para la etapa 1 del caso 2 (muro anclado sin edificación colindante) se nombró Modelo SAP 2-1 (Primer número indica el caso y el segundo número la etapa dentro del caso).

Para la construcción de todos los modelos de este caso, como se mencionó anteriormente, se definieron las características de los materiales escogidos para el diseño del sistema de muro como se hizo para el caso de muro con edificación colindante (Ver figura 38 y 39). Igualmente, los estados de carga y combinaciones de carga para la condición en la que el muro se encontraría aún anclado y no se habrían construido las losas de entrepiso se definieron del mismo modo que se hizo para el caso 1 en la misma condición (Ver figura 40 y 41).



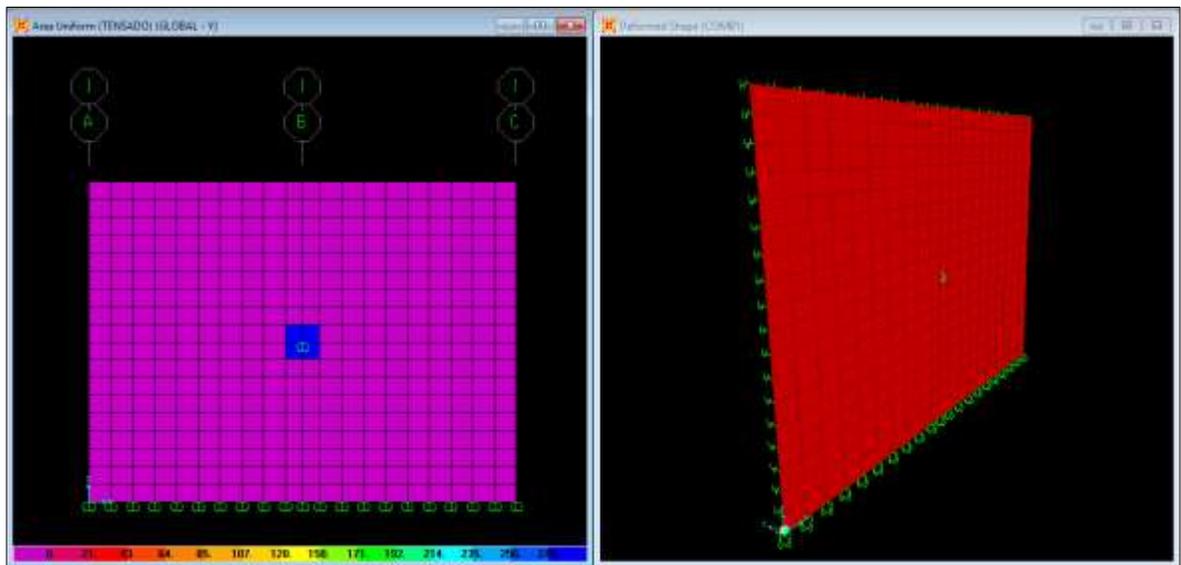
Luego se definieron las características de sección transversal del muro a utilizar, introduciendo así el valor preliminar de espesor de muro arrojado por la hoja de cálculo de Excel DIMA v.1.0 luego de la verificación por punzonamiento en la zona de anclaje, que para este caso fue también de 0.20 m (Ver figura 42). Del mismo modo se asignaron los valores de recubrimiento de las dos caras del muro de la misma manera como se hizo para el caso 1 (Ver figura 43).

Subsiguiente a esto, para el análisis de los paneles y del muro en general en primera instancia se modeló un panel individual de diseño, el cual se discretizó y se le asignaron los valores de módulo de balasto horizontal  $K_h$  de la misma manera que se hizo para el caso 1 (Caso de muro con edificación colindante). Los valores de módulo de balasto horizontal fueron tomados igualmente de la tabla 16, al corresponder al mismo espesor de muro que para el caso 1. Consecutivamente se asignó la carga de diseño de anclaje sobre la zona de la placa de apoyo en la cara frontal del panel como lo muestra la figura 63. En la figura 64 puede observarse el modelo del panel individual discretizado, con los resortes o “springs” ubicados en la cara posterior del mismo en representación del módulo de balasto horizontal del suelo  $K_h$ , y la carga de anclaje aplicada (Área de color azul) en la zona de la placa de apoyo.



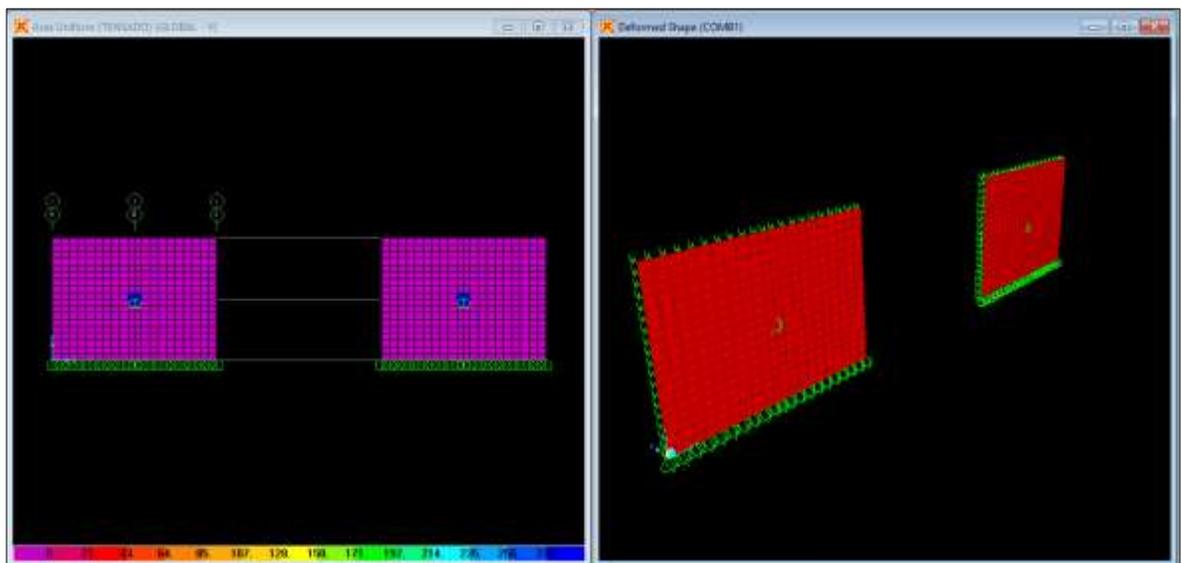
**Figura 62.** Asignación de carga de anclaje repartida en el área de placa de apoyo, igual para todos los paneles del caso 2. Fuente: Autor.

$$TD \text{ (Tensión de diseño)} = 25 \text{ ton, } B \text{ (Lado de placa cuadrada)} = 0.3 \text{ m, } p \text{ (Carga uniforme)} = 277.78 \text{ ton/m}^2$$

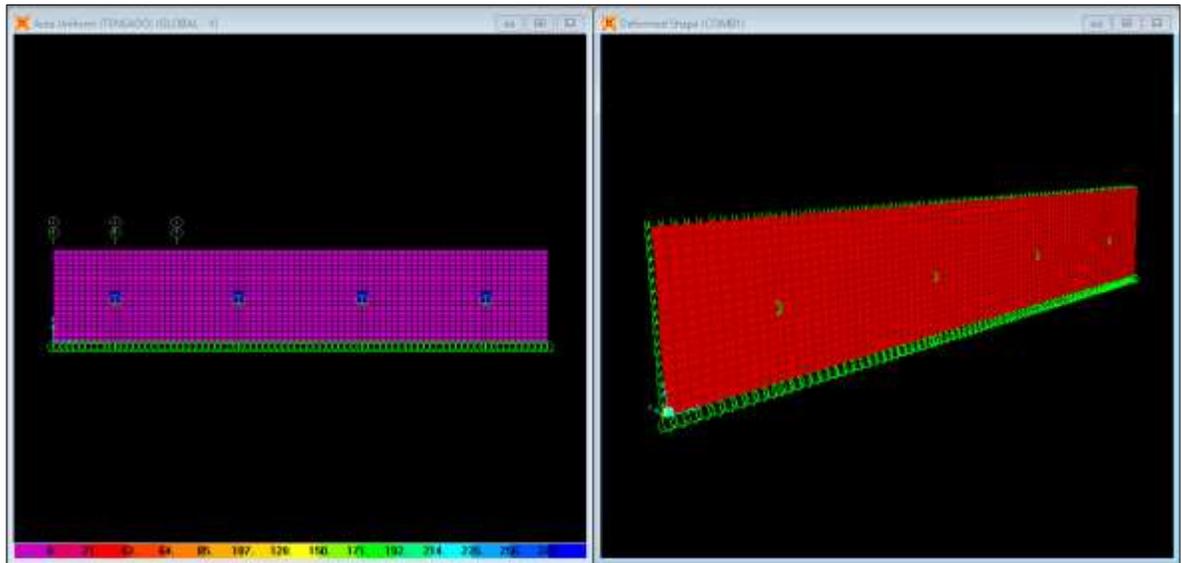


**Figura 63.** Modelo de panel típico para caso 2. Fuente: Autor.

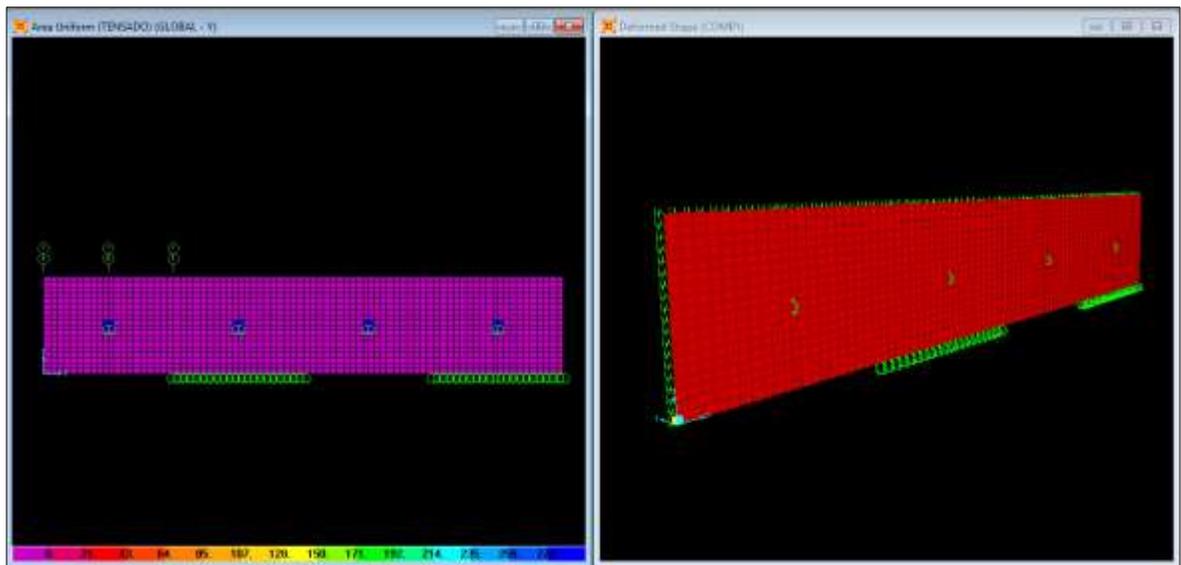
Luego de esto se replicó el panel típico horizontal y verticalmente, de acuerdo a la secuencia de las etapas constructivas planteadas anteriormente. (Ver de la figura 65 a la figura 70). Es importante señalar que para los paneles del segundo nivel se insertaron los valores de módulo de balasto horizontal  $K_h$  de acuerdo a lo calculado en la tabla 16.



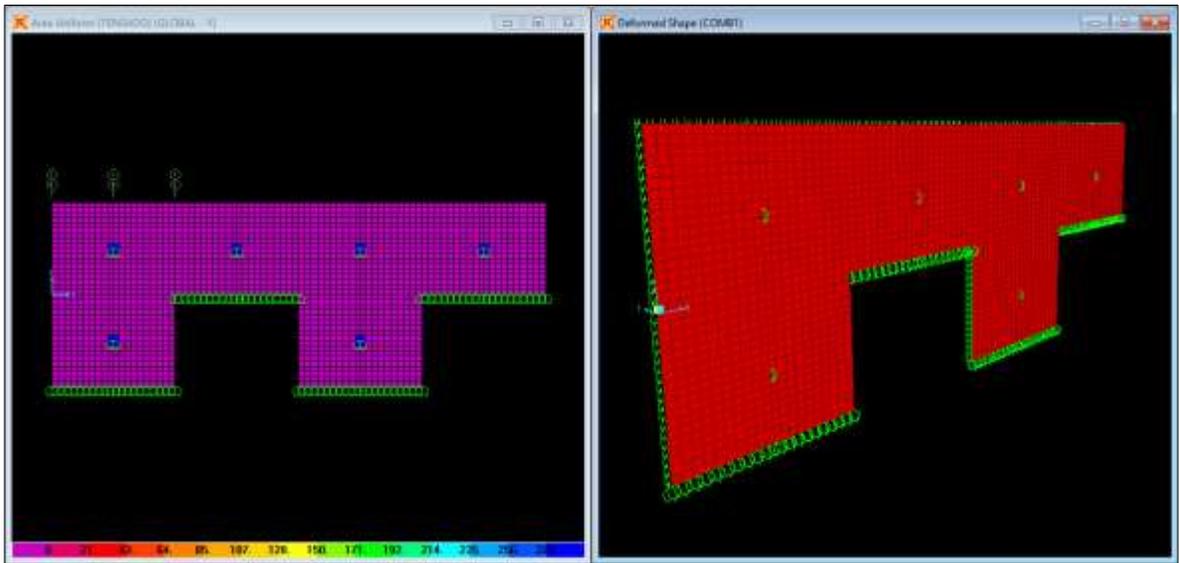
**Figura 64.** Modelo SAP 2-1 en representación de la etapa 1. Fuente: Autor.



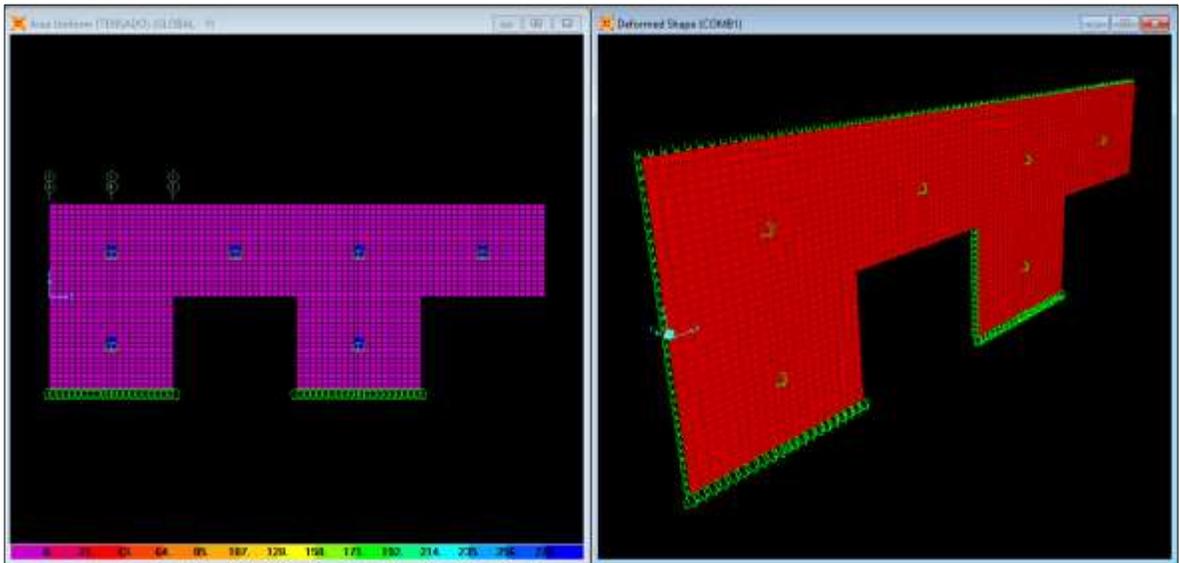
**Figura 65.** Modelo SAP 2-2 en representación de la etapa 2. Fuente: Autor.



**Figura 66.** Modelo SAP 2-3 en representación de la etapa 3. Fuente: Autor.



**Figura 67.** Modelo SAP 2-4 en representación de la etapa 4. Fuente: Autor.



**Figura 68.** Modelo SAP 2-5 en representación de la etapa 5. Fuente: Autor.

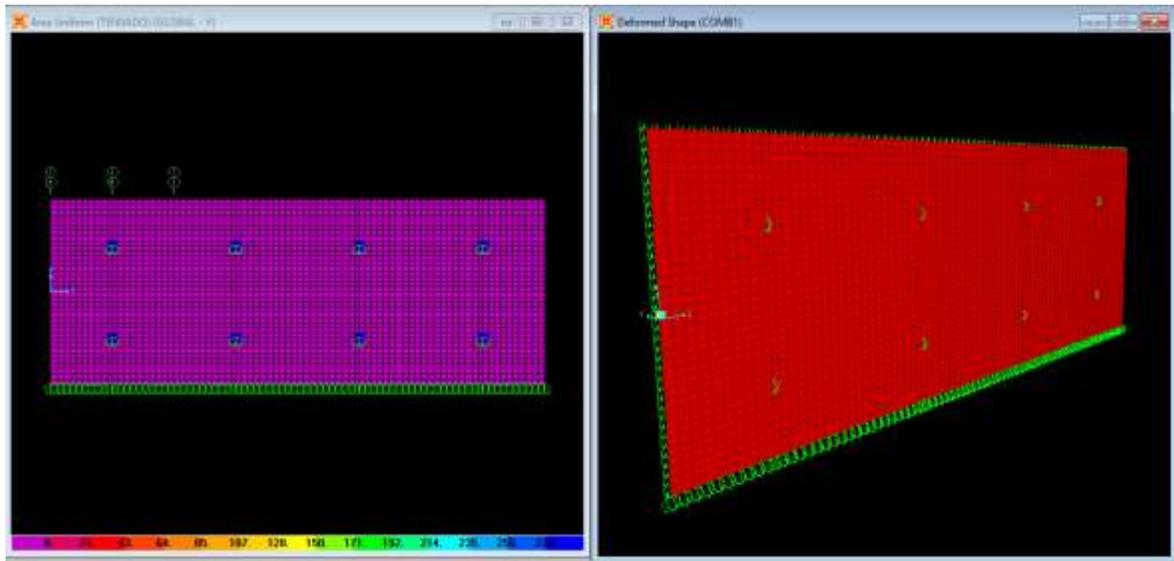


Figura 69. Modelo SAP 2-6 en representación de la etapa 6. Fuente: Autor.

Finalmente, para la modelación del estado de servicio del muro, en el cual los anclajes son destensados y el muro queda apoyado lateralmente sobre las losas, se definieron también los estados de carga y combinaciones de carga de igual modo que se hizo para esta condición en el caso de muro anclado con edificación colindante (Caso 1).

Luego se realizó el modelo del muro completo en toda su longitud y altura, con las mismas dimensiones del espesor de muro como se hizo para el estado anclado e incluyendo los apoyos que representan las losas de apoyo como lo muestra la figura 71.

El estado de empuje para esta condición también se asumió como estático, pues se consideró que dada la rigidez de las losas el movimiento del muro sería lo suficientemente restringido como para no permitir la condición activa, lo que no permitiría que se genere la cuña de presión activa sísmica.

Por último se asignó la carga correspondiente al empuje detrás del muro como lo muestran las figuras 72 y 73.

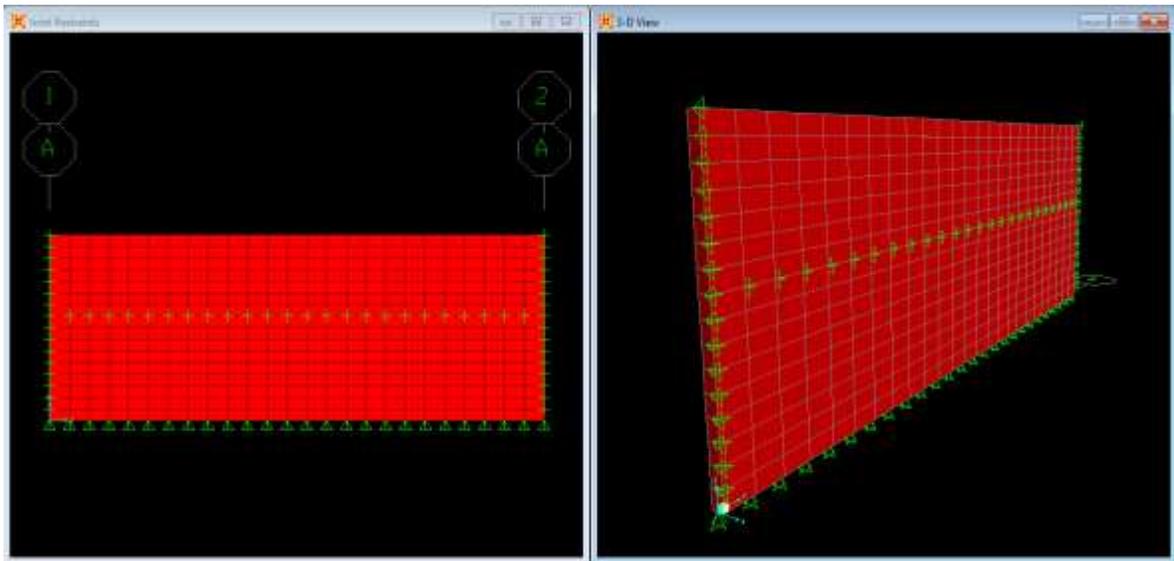


Figura 70. Modelo SAP 2-7 (Muro destensado y apoyado lateralmente sobre losas de entrepiso) en representación de la etapa 7. Fuente: Autor.

Pattern Data

Pattern Name: ET

Pattern Assignment Type

- X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)
- Z Coordinate at Zero Pressure and Weight Per Unit Volume

Pattern Value = Ax + By + Cz + D

Constant A: 0

Constant B: 0

Constant C: -0.6

Constant D: 3.36

Restrictions:

- Use all values
- Zero Negative values
- Zero Positive values

Options:

- Add to existing values
- Replace existing values
- Delete existing values

OK Cancel

Figura 71. Configuración de empuje de tierra en el software SAP 2000 v.14.2.4 para muro destensado y apoyado lateralmente sobre losas de entrepiso para caso 2. Fuente: Autor.

ET (Empuje de tierra) = Cz + D. para z = 0 m (Fondo de la excavación), ET = 3.36 ton/m<sup>2</sup>. Para z = 5.6 m, ET = 0 ton/m<sup>2</sup>. ∴ C = -0.6, D = 3.36.

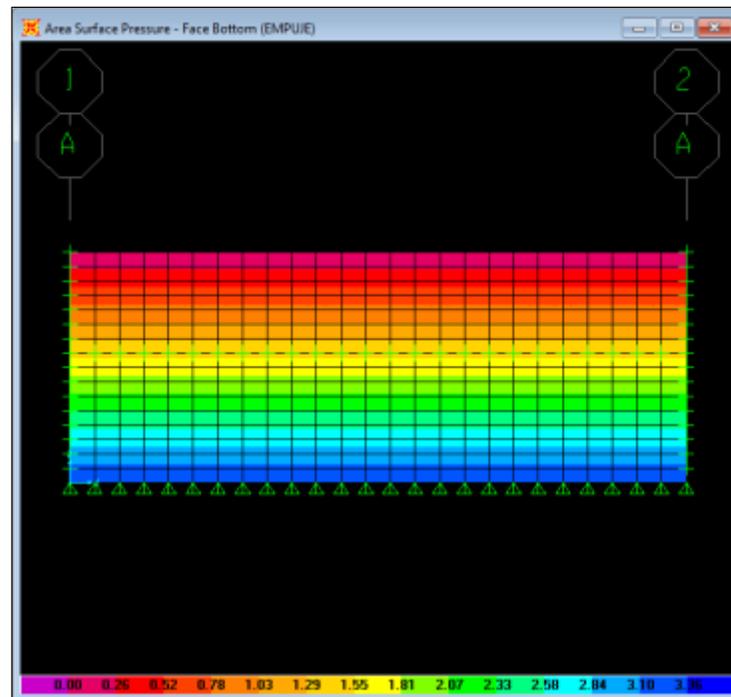


Figura 72. Empuje de tierra asignado al Modelo SAP 2-7. Fuente: Autor.

#### 4.4.3. Análisis y diseño de modelos computacionales de muro con colindancia en el software SAP 2000 v.14.2.4.

Luego de construidos los modelos computacionales en representación del caso de muro con edificación colindante, se procedió a realizar el respectivo análisis estructural de los mismos en el software SAP 2000 v.14.2.4, verificando que el acero requerido por flexión en el muro no representara una cantidad excesiva de barras de refuerzo (Separación entre barras no menor a 10 cm), o de diámetros de barra demasiado grandes (No más de 6/8”), esto con el fin de generar practicidad constructiva. Esto se logró variando el espesor del muro en los distintos modelos con valores por encima del necesario para cumplir con los requerimientos por punzonamiento.

Luego, se procedió con el diseño estructural, determinando el armado o malla general del muro en sus dos caras, la longitud de empalme necesaria en el refuerzo para la conexión entre paneles, así como también una malla de refuerzo especial en la cara en contacto con el suelo sobre la zona de anclaje para cada panel, al tener en cuenta la concentración de



esfuerzos en dicha zona debido a que estos se diseñaron y modelaron como estructuras flexibles

#### **4.4.4. Análisis y diseño de modelos computacionales de muro sin colindancia en el software SAP 2000 v.14.2.4.**

De igual manera que para el caso de muro con edificación colindante, luego de construidos los modelos computacionales en representación del caso de muro sin edificación colindante, se procedió a realizar el análisis estructural de estos en el software SAP 2000 v.14.2.4, verificando que el acero requerido por flexión en el muro no representara una cantidad excesiva de barras de refuerzo (Separación entre barras no menor a 10 cm), o de diámetros de barra demasiado grandes (No más de 6/8”), esto con el fin de generar practicidad constructiva.

Del mismo modo, posteriormente se procedió con el diseño estructural, determinando el armado o malla general del muro en sus dos caras, la longitud de empalme necesaria en el refuerzo para la conexión entre paneles, así como también una malla de refuerzo especial en la cara en contacto con el suelo sobre la zona de anclaje para cada panel, al tener en cuenta la concentración de esfuerzos en dicha zona debido a que estos se diseñaron y modelaron como estructuras flexibles

#### **4.5. VERIFICACIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE FALLA (ESTABILIDAD INTERNA) Y ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO (DEFORMACIONES LATERALES, ASENTAMIENTOS) DEL SISTEMA DE MURO PARA CADA ETAPA CONSTRUCTIVA**

Para la construcción de estos modelos lógicamente se hizo uso de la información obtenida del diseño geotécnico por parte de la hoja de cálculo DIMA v.1.0 para cada uno de los casos. Para efectos de diferenciar los modelos que se hicieron en cada uno de los casos se



nombraron como Caso 1 al muro anclado con edificación colindante y como Caso 2 al muro anclado sin colindancia.

Se utilizó el programa MEF (Método de elementos finitos) de GEO5 (En su versión DEMO libre, dado que la Universidad de Cartagena no posee actualmente la licencia de uso del mismo) la esencialmente para el análisis y cálculo de deformaciones y asentamientos tanto del muro como de la estructura colindante durante todas las etapas de construcción, para verificar así los estados límites de servicio de acuerdo al reglamento NSR-10. Se eligió un programa de elementos finitos por la precisión que tienen estos para el cálculo de deformaciones, pues su metodología permite un estudio del comportamiento de la masa de suelo muy cercano a lo que ocurriría en la realidad. También se aprovechó la construcción de estos modelos para el análisis de estabilidad interna de cada una de las etapas del proceso constructivo del muro anclado en cada caso en aras de verificar los estados límites de falla de acuerdo también al reglamento NSR-10. No era necesario verificar la estabilidad externa para los anclajes en cada etapa constructiva, pues los anclajes quedaban por debajo del nivel del fondo de la excavación, y las condiciones sísmicas solo se consideraron para el estado final del muro anclado y no para su estado en construcción.

Es importante señalar que dada las características del software, no fue posible modelar las excavaciones de manera intercalada (propias del método constructivo que se consideró para llevar a cabo el diseño del sistema de muro anclado) para ninguno de los dos casos puesto que el programa hace toda la modelación por ancho unitario (1 metro de ancho) de acuerdo a su configuración predeterminada.

Además es necesario aclarar que no fue posible la construcción de un solo modelo para cada caso, debido a que el programa en la modelación del muro construido por etapas permite que este sea modificado en una etapa posterior solo en su espesor y no en su altura. Y además si se optaba por agregar otro fragmento de muro hacia abajo en el modelo, es decir en donde se hacía la excavación, el muro no se comportaba monolíticamente y generaba una rotula en la unión de los dos elementos.



#### **4.5.1. Construcción de modelos computacionales de muro anclado con colindancia en el programa MEF (Método de Elementos Finitos) del software GEO5.**

Para la determinación de la dimensión vertical del panel o paño que corresponde igualmente a la altura de excavación para cada nivel, en primera instancia se modelo el terreno sometido a la sobrecarga correspondiente a la estructura colindante al borde de la excavación (Para el aprovechamiento máximo del área) y se modelo la excavación para un paño de dimensión vertical igual a 2.8 m a modo de prueba inicialmente (es decir, la mitad de la altura total del muro), con el objetivo de verificar que el corte vertical por excavación fuera estable según el valor del factor de seguridad para taludes que contiene la tabla 13 y determinar así de manera iterativa la dimensión vertical adecuada de los paños o paneles anclados, y en su defecto la separación de la excavación con la estructura colindante.

Inicialmente para la creación de este modelo primario, así como también para todos los modelos realizados con el objetivo de analizar en su totalidad todo el proceso constructivo en sus diferentes etapas, tanto para el Caso 1 como para el Caso 2, fue necesario definir en la pestaña de “Configuraciones” la opción de “Estabilidad de Taludes” en la selección de “Tipo de análisis”. Y en los estándares de diseño para “Estructuras de hormigón” se seleccionó la opción “ACI 318-11” que es una de las actualizaciones del código ACI 318-08, sobre el cual está basado el Reglamento de construcción NSR-10 de Colombia. (Ver figura 74).

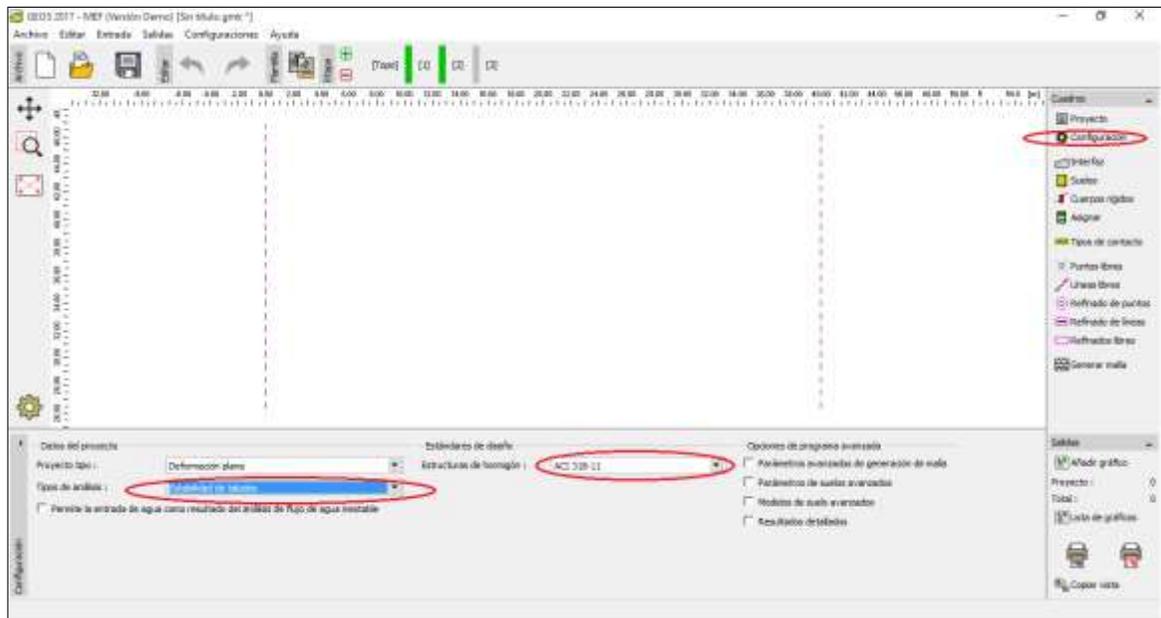


Figura 73. Definición de configuración para todos los modelos realizados en el Programa MEF de GEO5.

Fuente: Autor.

Del mismo modo fue necesario la inserción de los parámetros de suelo escogidos para la presente investigación en la pestaña “Suelos” (Ver figura 75). Igualmente se agregó la configuración para el tipo de contacto entre el suelo y el muro de concreto, el cual pudo hacerse basado en los ejemplos de las bases de datos que proporciona el programa MEF de GEO5. (Ver figura 76).



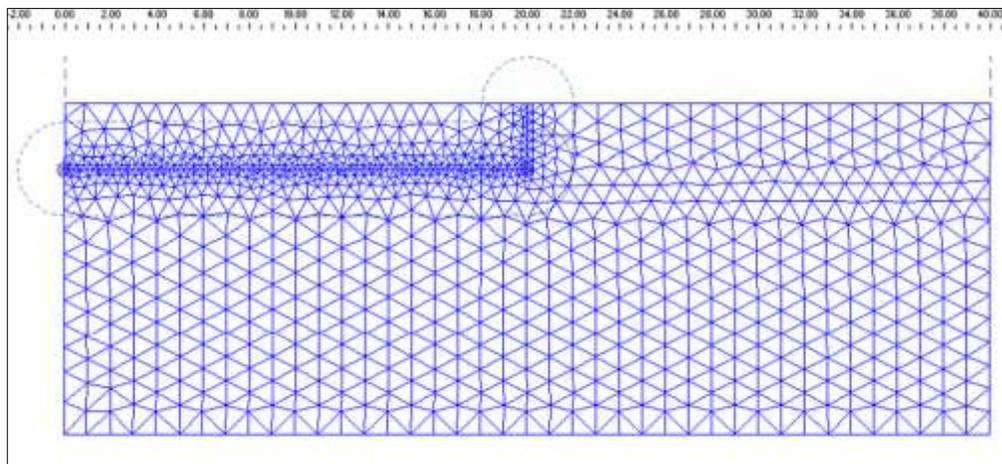
Figura 74. Inserción de parámetros geotécnicos del suelo en todos los modelos realizados en el Programa MEF de GEO5. Fuente: Autor.

Figura 75. Propiedades del tipo de contacto entre el suelo y el muro de concreto asignado para todos los modelos realizados en MEF de GEO5. Fuente: Autor.



Luego se definió la interfaz sobre la que se iba a trabajar, es decir la extensión sobre el corte transversal que se visualiza del sistema de muro (Que para todos los modelos se trabajó con una interfaz de 40 m de largo con 15 m de profundidad). Así mismo se definieron líneas y puntos que representan sobre el corte transversal la excavación del primer nivel.

Posteriormente se definió una malla para los cálculos de elementos finitos que realiza el programa, para lo cual se eligió una longitud de borde de 1 m (Es decir la longitud aproximada de las líneas que conforman la malla) y se refino con una longitud de borde de 0.2m en las zonas cercanas a la excavación para lograr una mayor precisión de los datos. (Ver figura 77)



**Figura 76.** Interfaz y malla de elementos finitos generada para la determinación de dimensión vertical de paño en caso 1. Fuente: Autor.

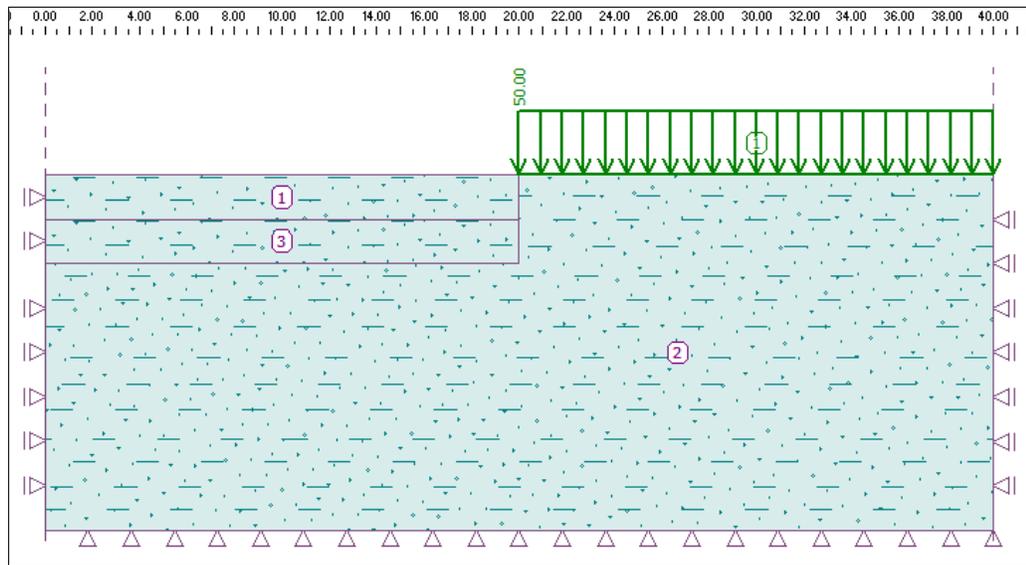
Todos los programas del software GEO 5 están configurados para estructurar el análisis de las estructuras por etapas constructivas, y, las condiciones establecidas en cada etapa son heredadas por las etapas siguientes, por lo que los resultados de cada etapa están influenciados por las anteriores a esta. Dentro de la configuración del programa MEF La primera etapa de construcción (cálculo de la tensión geostática) representa la etapa inicial del cuerpo del suelo antes del inicio de la construcción. Los desplazamientos asociados a



esta etapa se configuran como nulos, es decir el programa analiza las deformaciones de las siguientes etapas teniendo en cuenta las deformaciones de esta primera etapa como origen o cero relativo. Por tal motivo en esta primera etapa dentro del programa se modeló el terreno sometido a la sobrecarga de la edificación colindante a la proyección del muro de sótano con un valor de 50 KN/m<sup>2</sup> (Ver figura 78), considerando, como se dijo anteriormente, que inicialmente la excavación se situaría al borde de la misma para el aprovechamiento máximo del área, como lo muestra la figura 79.

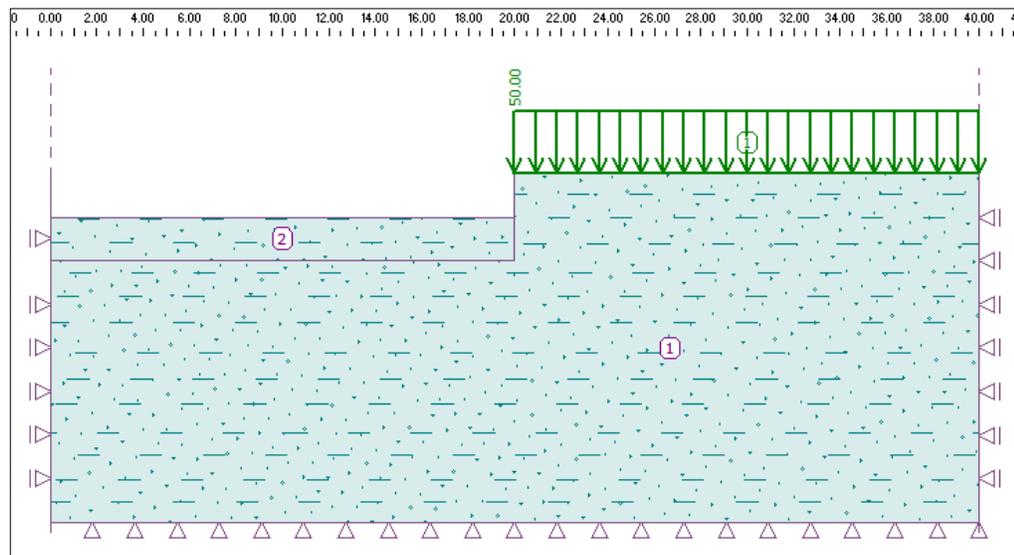


**Figura 77.** Sobrecarga por edificación colindante. Fuente: Autor.



**Figura 78.** Modelación de estado inicial del terreno antes de iniciar las excavaciones. Fuente: Autor.

Luego se configuró en una segunda etapa constructiva dentro del modelo la porción de terreno correspondiente a la excavación del primer nivel de paños como inactiva en la interfaz creada, para representar la etapa constructiva 1. (Ver figura 80).

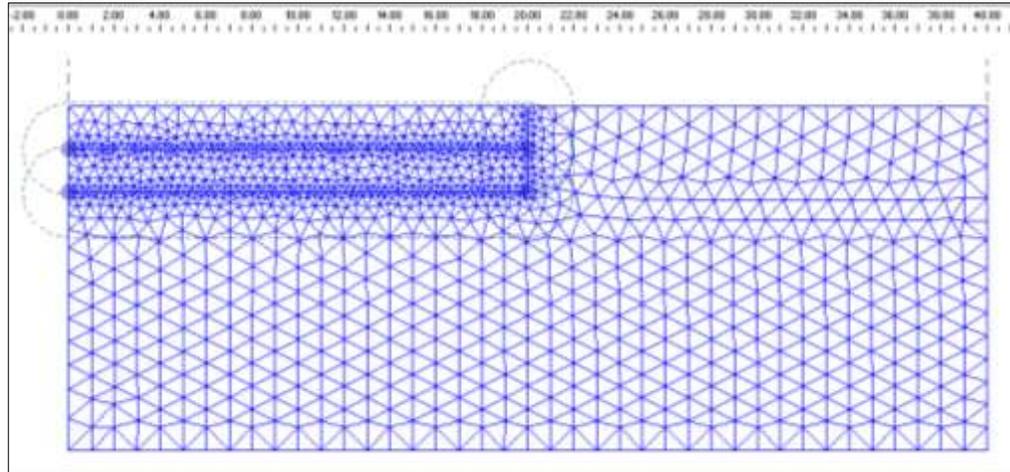


**Figura 79.** Modelación para la determinación de dimensión vertical de paño o altura de excavación estable en el caso 1. Fuente: Autor.



Dado que la modelación de esta primera etapa constructiva permitía la determinación de la dimensión vertical del paño y por consiguiente el número de filas de anclaje a usar, luego del análisis de esta fue posible el diseño geotécnico con la hoja de cálculo en Excel DIMA v.1.0. y la modelación de las siguientes etapas constructivas para este caso. Dado que el software no permite la modelación de las excavaciones de manera intercalada y a que el análisis de estabilidad anterior arrojó que para el caso de muro anclado con colindancia (Caso 1) el número de niveles de anclajes necesarios eran 3, se consideraron 4 etapas constructivas a analizar en el programa así: La etapa 1 cuando se hace la excavación para la construcción del primer nivel de paños o paneles; la etapa 2 cuando se coloca el primer nivel de paños o paneles anclados; La etapa 3 cuando se coloca el segundo nivel de paños o paneles anclados; Y la etapa final (Etapa 4) cuando se coloca el tercer nivel de paños o paneles anclados. Del mismo modo, por las razones antes mencionadas que no permitieron la realización de un solo modelo para el análisis de este caso, fue necesaria la construcción de tres modelos con el objetivo de observar el comportamiento de las deformaciones y de calcular la estabilidad de la masa de suelo en cada una de las etapas constructivas. El modelo MEF 1-1 (el primer número indica el caso y el segundo el número del modelo dentro del caso en estudio) se hizo para el estudio de las etapas constructivas 1 y 2. El modelo MEF 1-2 para el estudio de la etapa 3, y finalmente el modelo MEF 1-3 para el estudio de la etapa final (etapa 4).

De acuerdo a esto el modelo creado para la determinación de la dimensión vertical del paño o panel, corresponde al Modelo MEF 1-1. El análisis de esta primera etapa constructiva arrojó además que la excavación debía separarse por lo menos 1 metro de la estructura colindante para cumplir con el factor de seguridad mínimo para taludes. Para el análisis de la etapa constructiva 2 en el Modelo MEF 1-1 se debió modificar primero la malla de elementos finitos definiendo líneas y puntos que representan sobre el corte transversal la excavación del primer nivel y segundo nivel de paneles anclados como se muestra en la figura 81, y además modificar para el cálculo de la tensión geostática (primera etapa dentro del programa) la separación de la sobrecarga correspondiente a la edificación del borde de la excavación para el muro anclado.



**Figura 80.** Interfaz y malla de elementos finitos generada para el Modelo MEF 1-1. Fuente: Autor.

Posteriormente en el modelo MEF 1-1 se ingresaron los datos del muro a modelar (Que para el caso 1 corresponde a un espesor de muro de 0.25 m después de haber modelado y analizado los paneles en el software SAP 2000), se calculó en la sección “Vigas” del programa (Las características del concreto a usar se modelaron seleccionando la opción “generar” dentro de la ventana “Vigas” e ingresando únicamente el  $f'c$  – Ver figura 82 y 83) y los datos del anclaje para el primer nivel de paños (Ver figura 84) con el objetivo de representar la etapa constructiva 2 como se muestra en la figura 85. Cabe anotar que dada la separación necesaria entre la edificación y el borde de la excavación se colocó una sobrecarga de 15 KN/m<sup>2</sup> en el terreno libre que se encuentra sobre la excavación de acuerdo a la sección H.5.1.2 del Reglamento NSR-10 que establece: “*ESTADOS LÍMITES DE FALLA – La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin entibado. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas libres próximas a excavaciones temporales será de 15 KPa (1.5t/m<sup>2</sup>)*”. Esta sobrecarga de 15KN/m<sup>2</sup> solo se colocó en los modelos de este caso para la verificación de estabilidad (Verificación de estados límites de falla), para el cálculo de deformaciones y asentamientos (Verificación de estados límites de servicio) como es lógico no se tuvo en cuenta.



Figura 81. Ingreso de datos para modelación de muro en el Modelo MEF 1-1 para recrear la etapa constructiva 2. Fuente: Autor.

Figura 82. Configuración de características del concreto escogido para el diseño (Aplicado a todos los modelos MEF de los casos 1 y 2). Fuente: Autor.



Nuevo anclaje

Datos de anclaje

Punto de inicio : Adjuntar al estado actual del terreno

x = 20.00 [m]

z = 14.07 [m]

Punto de fin : Entrada de longitud y pendiente de anclaje

Longitud : l = 14.40 [m]

Pendiente :  $\alpha$  = 20.00 [°]

Separación de anclajes : b = 2.50 [m]

Rigidez

Modo de entrada : área de la sección transversal de anclaje

Área : A = 420.0 [mm<sup>2</sup>]

Módulo de elasticidad : E = 210000.00 [MPa]

Fuerza tensora : F<sub>c</sub> = 780.00 [kN]

Activo en compresión

Fuerza

Fuerza de tesado : F = 310.00 [kN]

Añadir Cancelar

Figura 83. Ingreso de datos para modelación de la primera fila de anclajes en el Modelo MEF 1-1 para recrear la etapa constructiva 2. Fuente: Autor.

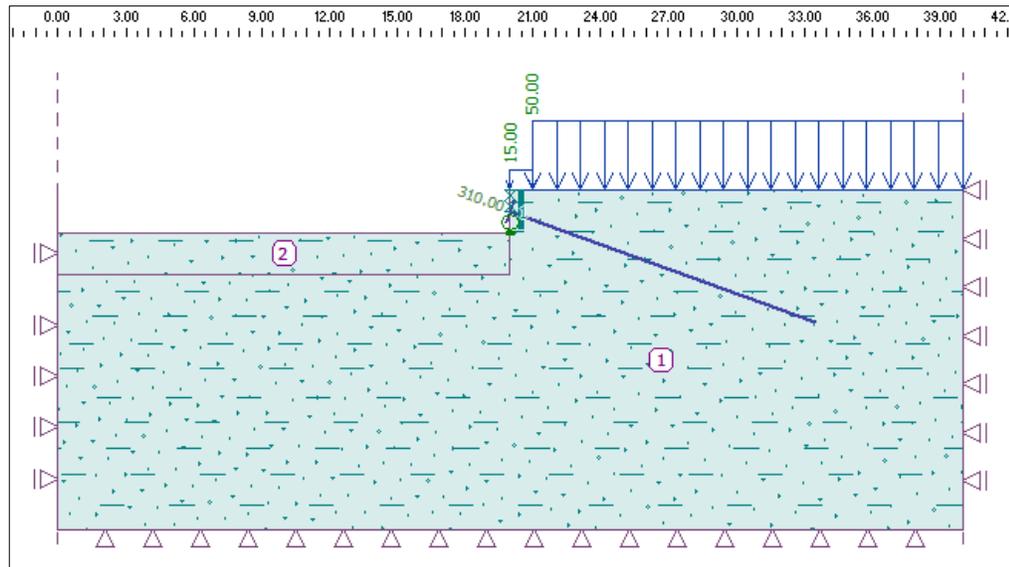


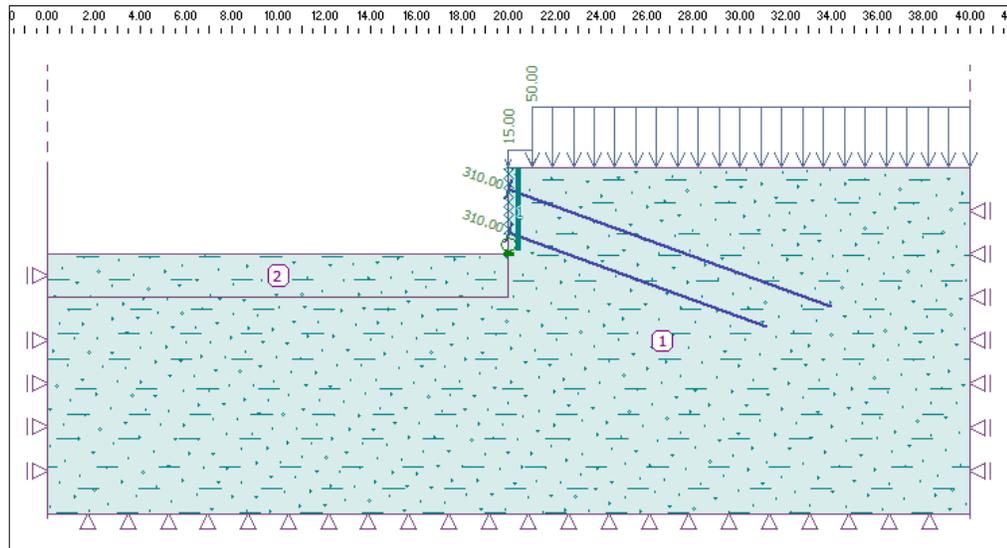
Figura 84. Configuración de Modelo MEF 1-1 para recrear etapa constructiva 2. Fuente: Autor.



Subsiguientemente en el Modelo MEF 1-2 luego de aplicar la configuración para el tipo de análisis, los parámetros del suelo, el tipo de contacto suelo-muro, la creación de la interfaz de trabajo y de la malla de elementos finitos y la creación de la primera etapa dentro del programa (Calculo de la tensión geo estática) como representación de masa de suelo antes de iniciada las excavaciones como se mencionó al principio, en una segunda etapa dentro del programa se colocó como inactiva la zona del terreno correspondiente a la excavación hasta el segundo nivel, se modeló el muro (Pero esta vez como un elemento completo hasta la base de la excavación del segundo nivel de paños) con la misma configuración de sección transversal y características del concreto que se usó para la modelación del muro en el Modelo MEF 1-1 (Ver figura 82 y 83), se agregaron los datos para la modelación de la primera fila de anclajes exactamente como se hizo para el Modelo MEF 1-1 (Ver figura 84) y se agregaron también los datos para la modelación de la segunda fila de anclajes (Ver figura 86) para representar la etapa constructiva 4 como se muestra en la figura 87.

Datos de anclaje	
Punto de inicio :	Posición absoluta
x =	20.00 [m]
z =	12.20 [m]
Punto de fin :	Entrada de longitud y pendiente de anclaje
Longitud :	l = 11.90 [m]
Pendiente :	$\alpha = 20.00 [^\circ]$
Separación de anclajes :	b = 2.50 [m]
Rigidez	
Modo de entrada :	área de la sección transversal de anclaje
Área :	A = 420.0 [mm <sup>2</sup> ]
Módulo de elasticidad :	E = 210000.00 [MPa]
Fuerza tensora :	F <sub>c</sub> = 780.00 [kN]
<input type="checkbox"/>	Activo en compresión
Fuerza	
Fuerza de tesado :	F = 310.00 [kN]

**Figura 85.** Ingreso de datos para modelación de la segunda fila de anclajes en el Modelo MEF 1-2 para recrear la etapa constructiva 3. Fuente: Autor.



**Figura 86.** Configuración de Modelo MEF 1-2 para recrear etapa constructiva 3. Fuente: Autor.

Por su parte en el Modelo MEF 1-3 luego de aplicar todas las configuraciones iniciales necesarias (Que ya han sido nombradas en la descripción de la creación de los dos modelos anteriores) y la creación de la primera etapa dentro del programa para el cálculo de tensión geoestática, se modeló el muro (En este caso como un elemento completo hasta la base de la excavación del tercer nivel de paños y con la misma configuración de sección transversal y características del concreto que se usó para la modelación del muro en el Modelo MEF 1-1 y MEF 1-2), se agregaron los datos para la modelación de la primera fila de anclajes exactamente como se hizo para el Modelo MEF 1-1, los datos para la modelación de la segunda fila de anclajes de la misma manera como se hizo para el Modelo MEF 1-2, y también los datos para la modelación de la tercera fila de anclajes (Ver figura 88) para representar la etapa constructiva final (etapa 4) como se muestra en la figura 89.



Nuevo anclaje

Datos de anclaje

Punto de inicio : Adjuntar al estado actual del terreno

x = 20.00 [m]

z = 10.33 [m]

Punto de fin : Entrada de longitud y pendiente de anclaje

Longitud : l = 11.90 [m]

Pendiente :  $\alpha = 20.00$  [°]

Separación de anclajes : b = 2.50 [m]

Rigidez

Modo de entrada : área de la sección transversal de anclaje

Área : A = 420.0 [mm<sup>2</sup>]

Módulo de elasticidad : E = 210000.00 [MPa]

Fuerza tensora : F<sub>c</sub> = 780.00 [kN]

Activo en compresión

Fuerza

Fuerza de tesado : F = 310.00 [kN]

Añadir Cancelar

Figura 87. Ingreso de datos para modelación de la tercera fila de anclajes en el Modelo MEF 1-2 para recrear la etapa constructiva 6. Fuente: Autor.

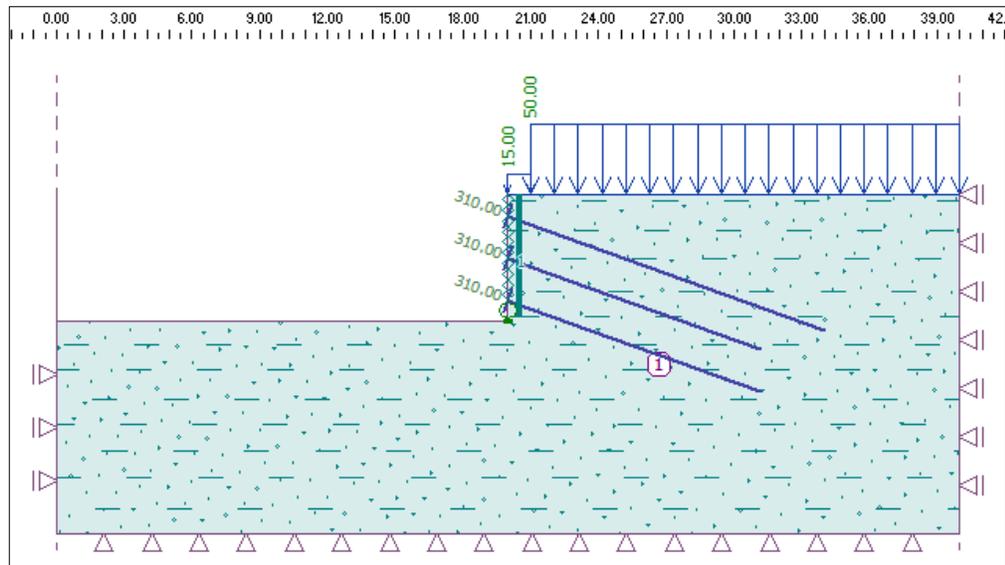


Figura 88. Configuración de Modelo MEF 1-3 para recrear etapa constructiva 6. Fuente: Autor.

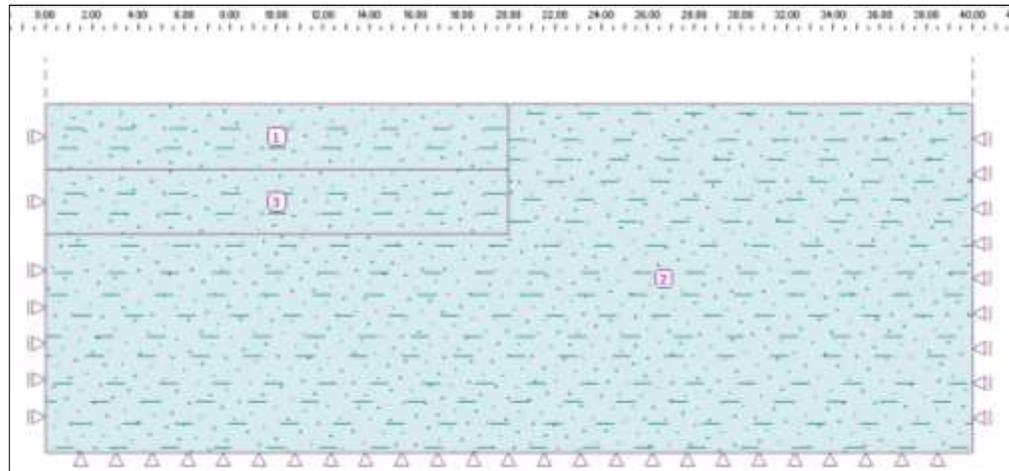


#### **4.5.2. Construcción de modelos computacionales de muro anclado sin colindancia en el programa MEF (Método de Elementos Finitos) del software GEO5.**

En el caso de muro sin colindancia, es decir el Caso 2, para la determinación de la dimensión vertical del panel o paño que corresponde igualmente a la altura de excavación para cada nivel, en primera instancia se modeló el terreno sometido a la sobrecarga de 15 KN/m<sup>2</sup> en el terreno libre que se encuentra sobre la excavación de acuerdo a la sección H.5.1.2 del Reglamento NSR-10 y se modeló la excavación para un paño de dimensión vertical igual a 2.8 m a modo de prueba inicialmente (es decir, la mitad de la altura total del muro), con el objetivo de verificar que el corte vertical por excavación fuera estable según el valor del factor de seguridad para taludes que contiene la tabla 14 y determinar así de manera iterativa la dimensión vertical adecuada de los paños o paneles anclados, y en su defecto la separación de la excavación con la estructura colindante.

Para la creación de este modelo en este caso, en primera instancia se aplicó la configuración para el tipo de análisis, se insertaron los parámetros del suelo, el tipo de contacto suelo-muro, se creó la interfaz de trabajo y se definió la malla para los cálculos de elementos finitos del mismo modo que se hizo para el Caso 1.

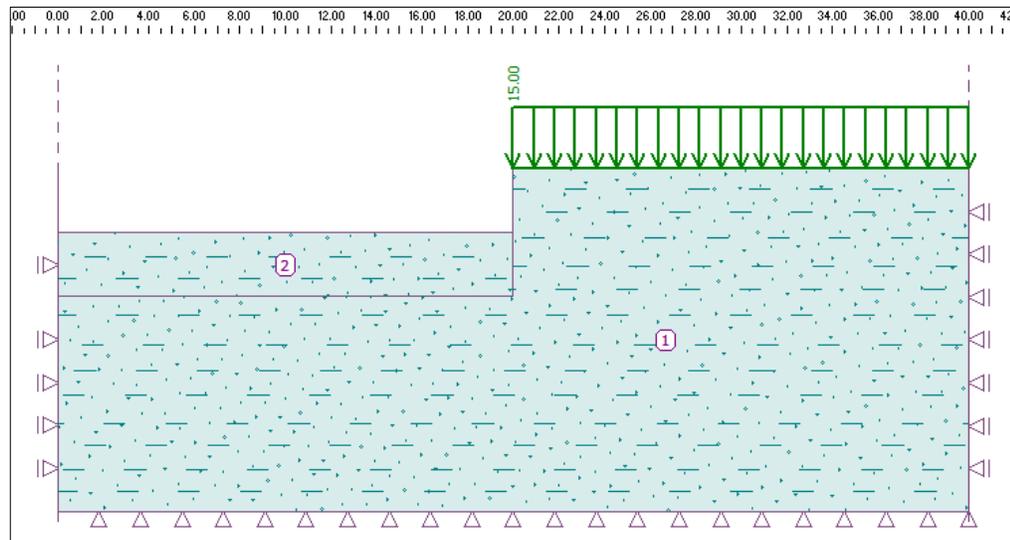
Luego, se modeló la primera etapa dentro del programa (Cálculo de la tensión geo estática) como representación de la masa de suelo antes de iniciada las excavaciones, configurando así el terreno sin ningún tipo de sobrecarga como se muestra en la figura 90.



**Figura 89.** Modelación de estado inicial del terreno antes de iniciar las excavaciones para el modelo MEF 2-1. Fuente: Autor.

Luego se configuró en una segunda etapa dentro del modelo la porción de terreno correspondiente a la excavación del primer nivel de paños como inactiva en la interfaz creada, para representar la etapa constructiva 1 (Ver figura 91). Además, dado que durante todo el proceso constructivo se hacen cortes verticales para las excavaciones, se colocó una sobrecarga de 15 KN/m<sup>2</sup> en el terreno libre que se encuentra sobre la excavación de acuerdo a la sección H.5.1.2 del Reglamento NSR-10.

Esta sobrecarga solo se colocó en los modelos de este caso para la verificación de estabilidad (Verificación de estados límites de falla), para el cálculo de deformaciones y asentamientos (Verificación de estados límites de servicio) como es lógico no se tuvo en cuenta.



**Figura 90.** Configuración del Modelo MEF 2-1 para recrear la etapa constructiva 1. Fuente: Autor.

Dado que la modelación de esta primera etapa constructiva permitía la determinación de la dimensión vertical del paño y por consiguiente el número de filas de anclaje a usar, luego del análisis de esta fue posible el diseño geotécnico con la hoja de cálculo en Excel DIMA v.1.0. y la modelación de las siguientes etapas constructivas para este caso. Igualmente, debido a la particularidad anteriormente mencionada que no permitió la modelación de las excavaciones de manera intercalada y a que el análisis de estabilidad anterior arrojó que para el caso de muro anclado sin colindancia (Caso 2) el número de niveles de anclajes necesarios eran 2, se consideraron 3 etapas constructivas a analizar en el programa (claramente sin tener en cuenta las excavaciones intercaladas) así: La etapa 1 cuando se hace la excavación para la construcción del primer nivel de paños o paneles; la etapa 2 cuando se coloca el primer nivel de paños o paneles anclados; Y La etapa final (etapa 3) cuando se coloca el segundo nivel de paños o paneles anclados. También, por los mismos motivos que para el caso 1, no fue posible la construcción de un solo modelo para el análisis de este caso, por lo que fue necesario la construcción de dos modelos con el objetivo de observar el comportamiento de las deformaciones en cada una de las etapas constructivas planteadas. El modelo MEF 2-1 (el primer número indica el caso y el segundo



el número del modelo dentro del caso en estudio) se hizo para el estudio de las etapas constructivas 1 y 2. El modelo MEF 2-2 para el estudio de la etapa final (Etapa 3).

De acuerdo a esto el modelo creado para la determinación de la dimensión vertical del paño o panel, corresponde al Modelo MEF 2-1. Para el análisis de la etapa constructiva 2 en el Modelo MEF 2-1 se debió modificar primero la malla de elementos finitos definiendo líneas y puntos que representan sobre el corte transversal la excavación del primer nivel y segundo nivel de paneles anclados. Posteriormente en una tercera etapa del modelo MEF 2-1 se ingresaron los datos del muro a modelar (Que para el caso 2 corresponde a un espesor de muro de 0.20 m después de haber modelado y analizado los paneles en el software SAP 2000) en la sección “Vigas” del programa (Ver figura 92) y con las mismas características del concreto ingresadas para para todos los modelos del caso 1. Así mismo se ingresaron los datos del anclaje para el primer nivel de paños (Ver figura 93) con el objetivo de representar la etapa constructiva 2 como lo muestra la figura 94.

Viga nueva

Topología

Ubicación : Línea libre

Línea libre : Línea libre N° 1

Parámetros

Incluir el peso propio

Sección transversal y material

Tipo de secc. trans. : muro rectangular

Tipo de material : hormigón

Altura de la sección transversal : h = 0.20 [m]

Ancho de la sección transversal : b = 1.00 [m]

Nombre : Hormigón ACI

$I_y = 1.30E-03 \text{ m}^4/\text{m}$ ;  $A = 2.50E-01 \text{ m}^2/\text{m}$ ;  $E = 25044.56 \text{ MPa}$ ;  $G = 10518.71 \text{ MPa}$

Contactos

Introducir contacto a la izquierda  Introducir contacto a la derecha

Tipo de contacto : Contact type: Sheeting x Soil

**Figura 91.** Ingreso de datos para modelación de muro en el Modelo MEF 2-1 para recrear la etapa constructiva 2. Fuente: Autor.



Nuevo anclaje

Datos de anclaje

Punto de inicio : Adjuntar al estado actual del terreno

x = 20.00 [m]

z = 13.60 [m]

Punto de fin : Entrada de longitud y pendiente de anclaje

Longitud : l = 13.90 [m]

Pendiente :  $\alpha$  = 20.00 [°]

Separación de anclajes : b = 3.75 [m]

Rigidez

Modo de entrada : área de la sección transversal de anclaje

Área : A = 420.0 [mm<sup>2</sup>]

Módulo de elasticidad : E = 210000.00 [MPa]

Fuerza tensora : F<sub>c</sub> = 780.00 [kN]

Activo en compresión

Fuerza

Fuerza de tesado : F = 250.00 [kN]

Añadir Cancelar

Figura 92. Ingreso de datos para modelación de la primera fila de anclajes en el Modelo MEF 2-1 para recrear la etapa constructiva 2. Fuente: Autor.

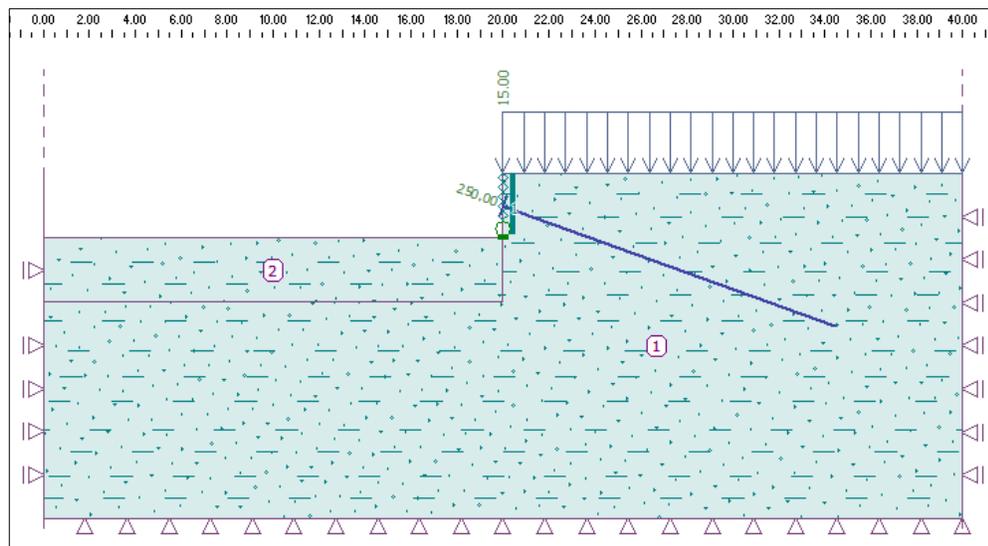


Figura 93. Configuración de Modelo MEF 2-1 para recrear etapa constructiva 2. Fuente: Autor.



Por su parte en el Modelo MEF 2-2 luego de aplicar todas las configuraciones iniciales necesarias (Que ya han sido nombradas en la descripción de la creación del modelo anterior) y la creación de la primera etapa dentro del programa para el cálculo de tensión geostática, se modeló el muro (En este caso como un elemento completo hasta la base de la excavación del segundo nivel de paños y con la misma configuración de sección transversal y características del concreto que se usó para la modelación del muro en el Modelo MEF 2-1), se agregaron los datos para la modelación de la primera fila de anclajes exactamente como se hizo para el Modelo MEF 2-1 y los datos para la modelación de la segunda fila de anclajes (Ver figura 95) para representar la etapa constructiva final (Etapa 3) como se muestra en la figura 96.

La imagen muestra una ventana de diálogo titulada "Nuevo anclaje" con un botón de cerrar (X) en la esquina superior derecha. El formulario está dividido en varias secciones:

- Datos de anclaje:**
  - Punto de inicio:
  - x =  [m]
  - z =  [m]
  - Punto de fin:
  - Longitud: l =  [m]
  - Pendiente:  $\alpha$  =  [°]
  - Separación de anclajes: b =  [m]
- Rigidez:**
  - Modo de entrada:
  - Área: A =  [mm<sup>2</sup>]
  - Módulo de elasticidad: E =  [MPa]
  - Fuerza tensora: F<sub>c</sub> =  [kN]
  - Activo en compresión
- Fuerza:**
  - Fuerza de tesado: F =  [kN]

En la parte superior derecha del formulario hay un diagrama que muestra un anclaje en un terreno inclinado. El anclaje tiene una longitud  $l$  y una inclinación  $\alpha$  respecto a la horizontal. La distancia horizontal desde el punto de inicio hasta el punto de fijación del anclaje es  $x$ , y la profundidad vertical es  $z$ . La separación entre anclajes es  $b$ . El terreno está representado por una zona sombreada con líneas diagonales.

En la parte inferior del formulario hay dos botones: "Añadir" (con un icono de más) y "Cancelar" (con un icono de X).

**Figura 94.** Ingreso de datos para modelación de la segunda fila de anclajes en el Modelo MEF 2-2 para recrear la etapa constructiva 4. Fuente: Autor.

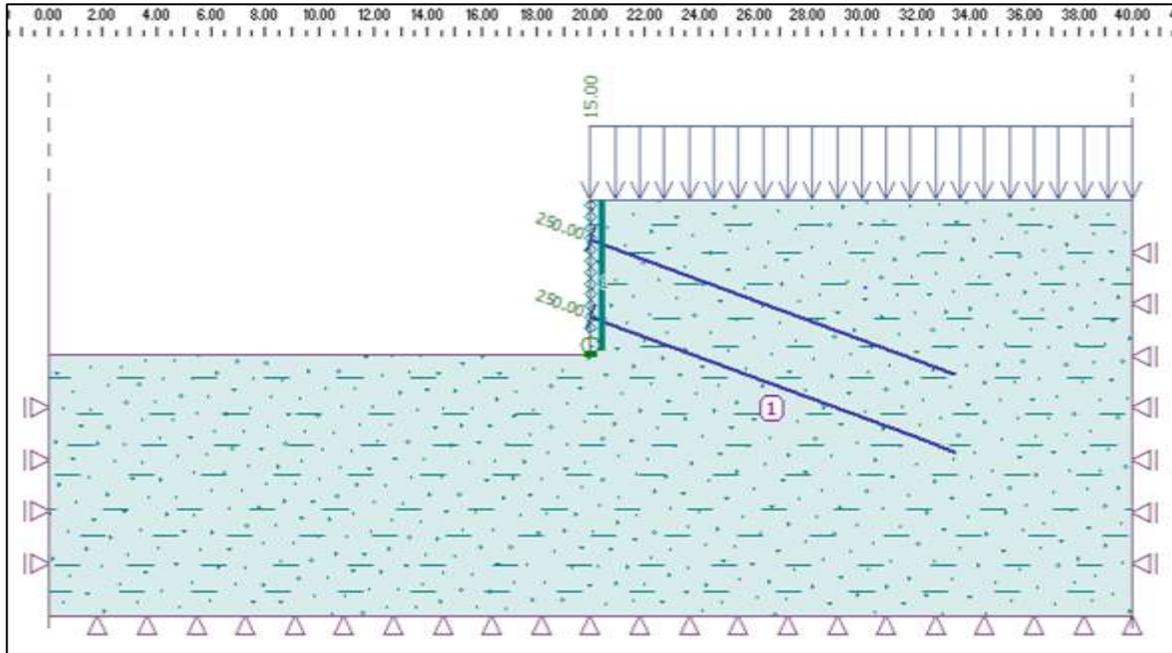


Figura 95. Configuración de Modelo MEF 2-2 para recrear etapa constructiva 4. Fuente: Autor.

#### 4.5.3. Análisis de modelos computacionales de muro anclado con colindancia en el programa MEF (Método de Elementos Finitos) del software GEO5.

Luego de construidos los tres modelos para la representación de las 6 etapas de construcción que se consideraron verificar para este caso, se procedió a correr el programa MEF de GEO5 y analizar cada uno de los modelos en cada una de sus etapas, verificando en cada una de estas que los desplazamientos laterales del muro fueran nulos o mínimos, en correspondencia con el estado de empuje de suelo supuesto en este caso para efectos de diseño (Estado de empuje en reposo). Del mismo modo verificando que el asentamiento diferencial de la estructura colindante, para la cual se asumió una estructura aporticada con luz típica de 5 m, no sobrepasara el valor máximo permitido para la misma de acuerdo a lo contemplado en la tabla 12, correspondiente a la Tabla H.4.9-1 del Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.



**Tabla 12.** Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas,  $l$

Tipo de construcción	$\Delta_{max}$
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{l}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{100}$

Fuente: Tabla H.4.9-1, Reglamento Colombiano de construcción sismorresistente NSR-10.

Del mismo modo para cada etapa constructiva se verificaron los estados límites de falla para las excavaciones y el proceso constructivo, comprobando que se cumpliera con el factor de seguridad para taludes en condición de construcción ( $FS=1.25$ ) según la tabla 13, correspondiente a la Tabla H.2.4-1 del Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

**Tabla 13.** Factores de seguridad básicos mínimos directos.

Condición	$F_{SBM}$		$F_{SBUM}$	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(\*)Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de construcción serán el 50% de los de diseño.

Fuente: Tabla H.2.4-1, Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente NSR-10.



#### **4.5.4. Análisis de modelos computacionales de muro anclado sin colindancia en el programa MEF (Método de Elementos Finitos) del software GEO5.**

Después de construidos los dos modelos para la representación de las 4 etapas de construcción que se consideraron verificar para este caso, se procedió a correr el programa MEF de GEO5 y analizar cada uno de los modelos en cada una de sus etapas, verificando que los desplazamientos laterales del muro no fueran excesivos.

Igualmente para cada etapa constructiva se verificaron los estados límites de falla para las excavaciones y el proceso constructivo, comprobando que se cumpliera con el factor de seguridad para taludes en condición de construcción según la tabla 13.

#### **4.6. ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO BÁSICO PARA CADA CASO**

La elaboración del presupuesto básico constó en primera instancia de la construcción de los planos estructurales y luego de la determinación de las cantidades de obra referente únicamente a los materiales a usar.

##### **4.6.1. Construcción de planos estructurales**

Luego de realizados los análisis en el software SAP 2000 v.14.2.4 y los diseños estructurales en base a estos análisis, se procedió a realizar los planos donde se especifica en detalle las dimensiones de los elementos, ubicación e inclinación de los anclajes, así como la distribución y colocación del refuerzo para los dos casos contemplados (Caso de muro anclado con edificación colindante y caso de muro sin colindancia). Lo anterior se realizó en el laboratorio de sistemas de la Universidad de Cartagena, Campus Piedra Bolívar, haciendo uso del software de diseño asistido por computador AUTOCAD 2015.



#### **4.6.2. Cálculo de cantidades de obra**

Realizados los planos estructurales de los sistemas de muro, se continuó con el cálculo de las cantidades de obra con referencia únicamente a los materiales a usar, lo que permitió la elaboración final del presupuesto básico para cada caso. Tal presupuesto básico se llevó a cabo teniendo en cuenta los precios unitarios de varias fuentes por los motivos que ya se mencionaron antes. En relación a ello, la consulta de precios se realizó de la siguiente manera: el costo por m<sup>3</sup> del concreto de resistencia acelerada (debido al tensado de los paneles o paños, el cual se hace generalmente a los 7 días de fundido) se consultó en el informe de Análisis Unitarios de referencia 2016 de la Gobernación de Risaralda. El costo de los cables para el anclaje, el refuerzo corrugado para el muro y el mecanismo de apoyo del anclaje (Cabeza de anclaje, cuñas y placa de apoyo) se tomó del generador de precios en Colombia de Cype Ingenieros. Por último el costo de la lechada de inyección para el bulbo de los anclajes si fue tomado de la base de datos del INVIAS para Bolívar en el año 2017. La tabla 14 contiene los precios unitarios de cada material mencionado anteriormente y los cuales fueron los escogidos como esenciales para la determinación del presupuesto básico de los muros anclados en cada caso.

**Tabla 14.** Precio de materiales necesarios para la construcción de un muro anclado.

<b>Material</b>	<b>Unidad</b>	<b>Precio unitario</b>
Concreto (28 MPa – Resistencia acelerada a los 7 días)	m <sup>3</sup>	\$ 363.027
Acero de refuerzo (Grado 60)	kg	\$ 2.051,62
Cable o torón de acero de pre-esfuerzo (15 mm o 0.6" de diámetro - Grado 270)	m	\$ 6.324
Lechada para bulbos	L	\$ 1.250
Mecanismo de apoyo (Cabeza de anclaje, Cuñas y placa de apoyo)	U	\$70.413,13

Fuente: Autor



## **4.7. EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LOS CASOS DE SISTEMAS DE MURO CONTEMPLADOS**

De acuerdo a las consideraciones de diseño tanto geotécnico como estructural, y las características de los diseños finales se contrastaron los sistemas de muros para cada caso planteado.

### **4.7.1. Comparación entre los resultados obtenidos de los casos planteados**

Se construyeron dos cuadros comparativos, con el fin de contrastar por una parte, las consideraciones técnicas tomadas en cuenta previas al diseño para cada caso, así como también de contrastar aspectos económicos y técnicos de los diseños finales para los casos de muros planteados (Caso de sistema de muro con edificación colindante y caso de sistema de muro sin colindancia), para con ello poder determinar finalmente la influencia de la presencia de estructuras colindantes en la concepción, análisis y diseño de un sistema de muros anclado para el sótano de la edificación de estudio.

### **4.7.2. Comparación de los resultados obtenidos de los casos planteados con otras investigaciones.**

Se realizó un contraste entre los resultados obtenidos en este estudio con otras investigaciones realizadas, más que todo en el aspecto técnico y constructivo de los sistemas de muros anclados.



## 5. RESULTADOS

### 5.1. ANÁLISIS DE INFORMACIÓN SECUNDARIA

#### 5.1.1. Resultados de revisión bibliográfica técnica, teórica, de los antecedentes y del estado del arte del marco referencial

En la tabla 15 puede apreciarse los documentos, libros, artículos y publicaciones consultadas con relación al diseño de muros anclados, cálculo de empuje de tierras, cálculo de fuerza de anclaje, metodologías de determinación de estabilidad y guías de cálculo para los elementos de contención en concreto. Todo lo anterior como respaldo bibliográfico para el desarrollo de la presente investigación.

**Tabla 15.** *Material bibliográfico utilizado en el desarrollo del estudio*

<b>Nombre</b>	<b>Autor</b>	<b>Año</b>	<b>Objetivo del Documento</b>
Diseño de acero estructural	Bowles, Joshep E.	1993	Conceptos básicos para diseño de elementos de acero.
Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.	Suarez Díaz, Jaime	1998	Conceptos técnicos y teóricos de diseño de elementos constitutivos de muros anclados
Summary report of research on permanent ground anchors walls, Volume I: Current practice and limiting equilibrium analyses.	Long, J. H.; Weatherby, D. E.; Cording, E.J.	1998	Teorías de equilibrio límite para la determinación de estabilidad de muros anclados
Geotechnical engineering circular No. 4: Ground anchors and anchored systems	Sabatini y otros	1999	Diseño geotécnico de sistema de muros anclados



Manual de construcción geotécnica	Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos	2002	Parámetros de diseño de anclajes en tierra
Introducción a la mecánica de suelos	Covo, Alvaro.	2003	Método para la determinación del módulo de balasto horizontal del suelo para estructuras sometidas a fuerzas laterales.
Estructuras de concreto I	Segura Franco, Jorge.	2011	Conceptos sobre diseño estructural de losas de concreto
Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. 7ma Edición	Braja M. Das	2011	Conceptos técnicos y teóricos en relación a los muros de contención
Geotechnical engineering circular no. 7: Soil nail walls - reference manual	Lazarte, Carlos A. y otros.	2015	Condiciones de suelo favorables para la instalación de anclajes en tierra
Deslizamientos: Técnicas de remediación	Suarez Díaz, Jaime	S. f.	Procedimientos específicos para diseño geotécnico y estructural de sistema de muros anclados.
Sistemas de estabilización del terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos - Caso especial de muros anclados. (Presentación de conferencia)	Blanco Blasco, Antonio	S. f.	Consideraciones especiales para el diseño estructural del muro de acuerdo a condición de colindancia y en las distintas etapas constructivas

Fuente: Autor

### **5.1.2. Resultados de Revisión de criterios pertinentes en el Reglamento NSR-10**

Los apartes revisados en la NSR-10 corresponden a los criterios mínimos requeridos y pertinentes para el diseño de un sistema de muros anclados tanto en el aspecto geotécnico como en el aspecto estructural. Se revisó de manera detallada el título H del reglamento, específicamente la sección H.4.9 para los criterios de asentamientos totales y diferenciales



máximos en estructuras. De manera general todo el capítulo H.5 con todos los criterios necesarios para el desarrollo de excavaciones y estabilidad de taludes, como por ejemplo la sección H.5.1.2 para los criterios límite de falla en las excavaciones verticales, su seguridad y estabilidad y procedimientos adecuados en caso de estructuras vecinas, la sección H.5.1.3 con los requerimientos para cumplir con el límite de servicio y el capítulo H.6 con los factores de seguridad indirectos para la estabilidad de muros de contención.

Por otro lado también se tuvieron en cuenta los criterios contenidos en la sección B.2.4 para la elección de las combinaciones de carga en los modelos realizados. Del mismo modo se revisó el capítulo A.2 para la correcta caracterización sísmica de la ubicación geográfica sobre la cual se trabajó. Además se siguió de manera estricta las recomendaciones para las características de los materiales a usar, como por ejemplo la calidad del acero de refuerzo según la sección C.3.5.3. y la calidad del acero de pre-esfuerzo utilizado para los cables de anclaje según la sección C.3.5.6.

Por ultimo también se revisó en detalle el título C del reglamento para la obtención de los criterios necesarios con respecto al diseño de los muros como elementos de concreto y el correcto diseño del refuerzo necesario. De este modo se revisó la sección C.11.11 para las disposiciones específicas para el cálculo de resistencia a cortante en zapatas y losas, la sección C.10 para la revisión de la información relacionada con el armado del muro de concreto y por último la sección C.7.7.1 para la determinación de los valores mínimos de recubrimiento del acero embebido en el concreto.

## **5.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO PARA EFECTOS DE DISEÑO GEOTECNICO Y ESTRUCTURAL**

Los parámetros geotécnicos escogidos de acuerdo al suelo seleccionado (Arena Arcillosa – SC) para efectos de diseño fueron tomados de la base de datos de suelos del software GEO5 DEMO (Versión libre), software utilizado precisamente para las verificaciones de estabilidad y cálculo desplazamientos en las etapas constructivas para cada caso planteado.



En la figura 97 pueden observarse rangos de los parámetros geotécnicos propios del tipo de suelo escogido, y en la figura 98 los valores asumidos de acuerdo a dichos rangos.

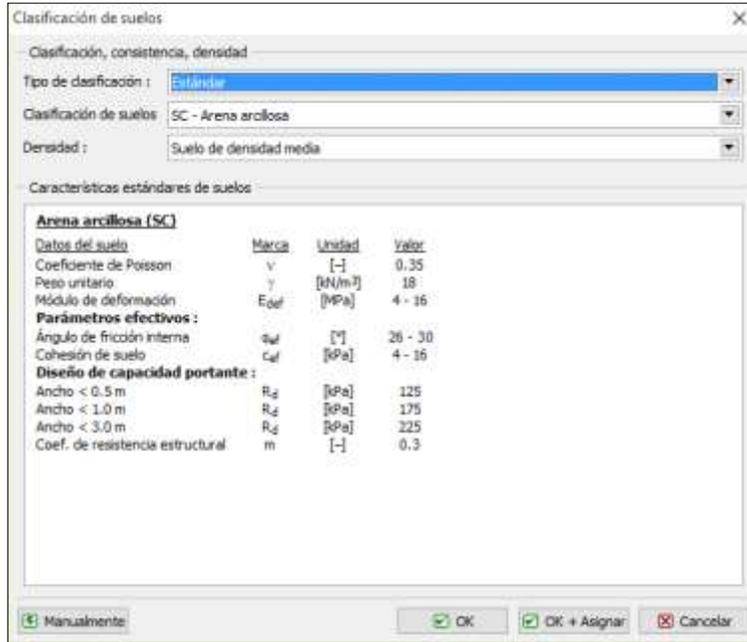


Figura 96. Características de la Arena arcillosa (SC) según la base de datos del software geotécnico GEO5.

Fuente: Autor.

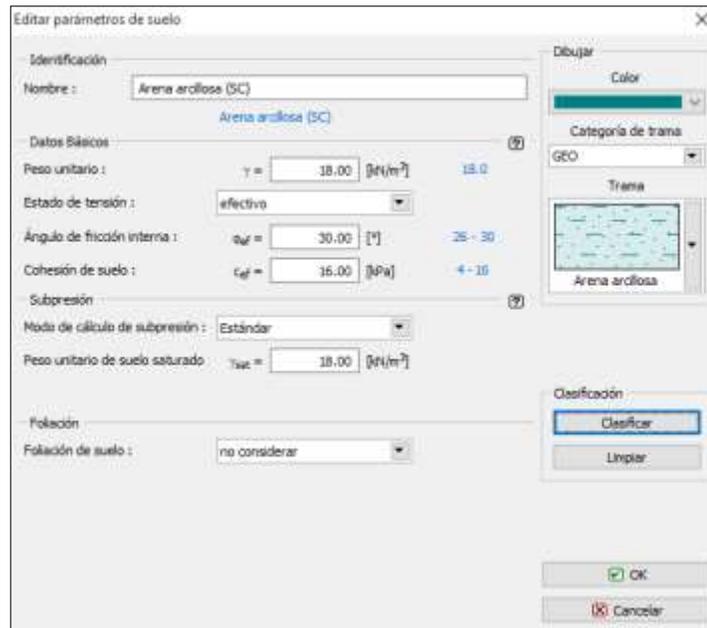


Figura 97. Parámetros geotécnicos asumidos de acuerdo a los rangos propuestos por el software geotécnico GEO5. Fuente: Autor.



Por otro lado, para el cálculo de los valores del módulo de balasto horizontal sobre toda la profundidad del muro, necesarios para la modelación de la rigidez horizontal del suelo en el software SAP v14.2.4, fue necesario obtener en primera instancia el valor de la densidad relativa, también llamada compacidad relativa del suelo. Esta se halló haciendo uso de la ecuación 67. Dado que no se poseían datos del número de golpes  $(N_1)_{60}$  para la estimación de la densidad relativa, se procedió a estimar despejando esta variable en la ecuación 69 y haciendo uso del valor del ángulo de fricción escogido aquí para efectos de diseño ( $\varphi' = 30$ ), como se muestra a continuación:

$$\varphi' = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20 \quad (69)$$

$$\rightarrow \frac{(\varphi' - 20)^2}{20} = (N_1)_{60} \rightarrow \frac{(30 - 20)^2}{20} = (N_1)_{60} \therefore 5 = (N_1)_{60}$$

Como puede observarse, dado que el valor de  $\varphi' = 30$  se asumió para toda la masa de suelo, igualmente el valor obtenido de  $(N_1)_{60}$  fue el mismo para toda la profundidad del estrato. Posteriormente, con el valor de  $(N_1)_{60}$ , se procedió a calcular la densidad o compacidad relativa para el suelo en estudio.

$$D_r(\%) = 1.55(N_1)_{60} + 40 \quad (67)$$

$$\rightarrow D_r(\%) = 1.55(5) + 40 \therefore D_r(\%) = 47.75 \%$$

Finalmente con el valor de la densidad relativa del suelo  $D_r$  se pudo determinar el coeficiente de variación de reacción horizontal de la subrasante  $f$  dado por la gráfica 6, para el cual se obtuvo un valor de 600 Ton/m<sup>3</sup>.

Así, con la información calculada anteriormente, y haciendo uso de la ecuación 65 se calcularon los valores del módulo de balasto horizontal sobre toda la profundidad del muro para los dos casos como se muestran en las tablas 16 y 17. Es importante señalar que inicialmente se calcularon los valores de  $K_h$  para un espesor de muro de  $D = 0.20$  m, pues para los dos casos tal espesor de muro era el necesario para soportar los esfuerzos por punzonamiento en la zona de anclaje. Sin embargo, para el caso de muro con colindancia luego de realizar el análisis respectivo en el software SAP 2000 v.14.2.4. se encontró que



tal espesor demandaba grandes cantidades de acero por flexión, por lo que se decidió aumentarlo hasta  $D = 0.25$  m. Por lo anterior, posteriormente fue necesario el cálculo de los valores de  $K_h$  para el espesor de muro de  $D = 0.25$  m como se muestra en la tabla 17. Finalmente este espesor para el caso en mención resultó satisfactorio.

Para ilustrar cómo se halla el  $K_h$  con la ecuación 65, a continuación se presenta el procedimiento de cálculo para  $z_1$ , es decir para  $z = 0.078$  m, en el caso de muro sin edificación colindante (con espesor de  $D = 0.20$  m).

$$K_h = \frac{fz}{D} \quad (65)$$

$$\rightarrow K_{h_1} = \frac{600 * 0.078}{0.20} \therefore K_{h_1} = 234 \text{ ton/m}^3$$



**Tabla 16.** Cálculo de módulo de reacción horizontal  $K_h$ , para muro de espesor  $D = 0.20$  m.

<b>MÓDULO DE REACCIÓN HORIZONTAL, <math>K_h</math></b>						
<b>No.</b>	<b>z (m)</b>	<b>(N1)60</b>	<b>Densidad relativa</b>	<b>Factor f (Ton/m3)</b>	<b><math>K_h</math> (Ton/m3) (D = 0.20m)</b>	<b>K (Ton/m) (D = 0.20m)</b>
1	0.078	5	47.75	600	233.33	7.26
2	0.233	5	47.75	600	700	21.78
3	0.389	5	47.75	600	1166.67	36.3
4	0.544	5	47.75	600	1633.33	50.81
5	0.7	5	47.75	600	2100	65.33
6	0.856	5	47.75	600	2566.67	79.85
7	1.011	5	47.75	600	3033.33	94.37
8	1.167	5	47.75	600	3500	108.89
9	1.322	5	47.75	600	3966.67	123.41
10	1.478	5	47.75	600	4433.33	137.93
11	1.633	5	47.75	600	4900	152.44
12	1.789	5	47.75	600	5366.67	166.96
13	1.944	5	47.75	600	5833.33	181.48
14	2.1	5	47.75	600	6300	196
15	2.256	5	47.75	600	6766.67	210.52
16	2.411	5	47.75	600	7233.33	225.04
17	2.567	5	47.75	600	7700	239.56
18	2.722	5	47.75	600	8166.67	254.07
19	2.878	5	47.75	600	8633.33	268.59
20	3.033	5	47.75	600	9100	283.11
21	3.189	5	47.75	600	9566.67	297.63
22	3.344	5	47.75	600	10033.33	312.15
23	3.5	5	47.75	600	10500	326.67
24	3.656	5	47.75	600	10966.67	341.19
25	3.811	5	47.75	600	11433.33	355.7
26	3.967	5	47.75	600	11900	370.22
27	4.122	5	47.75	600	12366.67	384.74
28	4.278	5	47.75	600	12833.33	399.26
29	4.433	5	47.75	600	13300	413.78
30	4.589	5	47.75	600	13766.67	428.3
31	4.744	5	47.75	600	14233.33	442.81
32	4.9	5	47.75	600	14700	457.33
33	5.056	5	47.75	600	15166.67	471.85
34	5.211	5	47.75	600	15633.33	486.37
35	5.367	5	47.75	600	16100	500.89
36	5.522	5	47.75	600	16566.67	515.41

Fuente: Autor.



**Tabla 17.** Cálculo de módulo de reacción horizontal  $K_h$ , para muro de espesor  $D = 0.25$  m.

<b>MÓDULO DE REACCIÓN HORIZONTAL, <math>K_h</math></b>					
<b>z (m)</b>	<b><math>(N_1)_{60}</math></b>	<b>Densidad relativa</b>	<b>Factor f (Ton/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>K_h</math> (Ton/m<sup>3</sup>) (D = 0.25m)</b>	<b>K (Ton/m) (D = 0.25m)</b>
0.078	5	47.75	600	186.67	7.26
0.233	5	47.75	600	560	21.78
0.389	5	47.75	600	933.33	36.3
0.544	5	47.75	600	1306.67	50.81
0.7	5	47.75	600	1680	65.33
0.856	5	47.75	600	2053.33	79.85
1.011	5	47.75	600	2426.67	94.37
1.167	5	47.75	600	2800	108.89
1.322	5	47.75	600	3173.33	123.41
1.478	5	47.75	600	3546.67	137.93
1.633	5	47.75	600	3920	152.44
1.789	5	47.75	600	4293.33	166.96
1.944	5	47.75	600	4666.67	181.48
2.1	5	47.75	600	5040	196
2.256	5	47.75	600	5413.33	210.52
2.411	5	47.75	600	5786.67	225.04
2.567	5	47.75	600	6160	239.56
2.722	5	47.75	600	6533.33	254.07
2.878	5	47.75	600	6906.67	268.59
3.033	5	47.75	600	7280	283.11
3.189	5	47.75	600	7653.33	297.63
3.344	5	47.75	600	8026.67	312.15
3.5	5	47.75	600	8400	326.67
3.656	5	47.75	600	8773.33	341.19
3.811	5	47.75	600	9146.67	355.7
3.967	5	47.75	600	9520	370.22
4.122	5	47.75	600	9893.33	384.74
4.278	5	47.75	600	10266.67	399.26
4.433	5	47.75	600	10640	413.78
4.589	5	47.75	600	11013.33	428.3
4.744	5	47.75	600	11386.67	442.81
4.9	5	47.75	600	11760	457.33
5.056	5	47.75	600	12133.33	471.85
5.211	5	47.75	600	12506.67	486.37
5.367	5	47.75	600	12880	500.89
5.522	5	47.75	600	13253.33	515.41

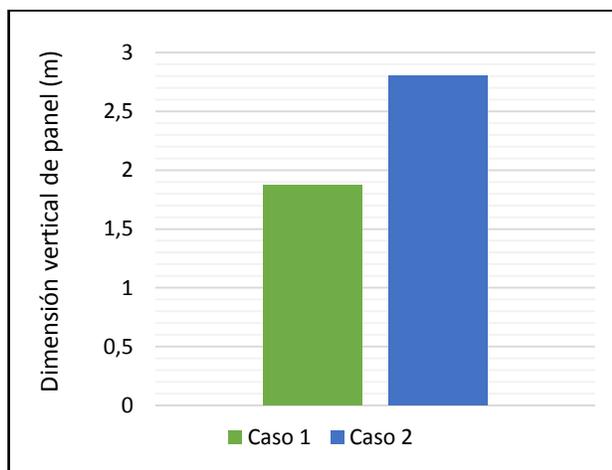
Fuente: Autor.



### 5.3. RESULTADOS DE DISEÑOS FINALES

El diseño total y final de los sistemas de muro anclado necesito de una constante retroalimentación entre los diseños geotécnico y estructural y las respectivas verificaciones de estado de falla y de servicio.

Con el análisis de los modelos en el programa MEF de GEO5 en la etapa constructiva 1 en cada caso (Ver verificación de estados límites de falla), se determinó la dimensión vertical de panel (Igual a altura de excavación segura) para cada uno de estos. Estos valores se presentan en la Gráfica 7.



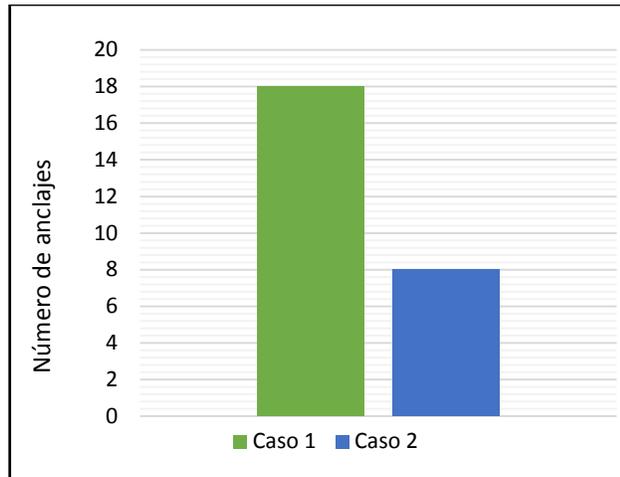
*Gráfica 7.* Dimensión vertical de panel para cada caso. Fuente: Autor.

Evidentemente este parámetro fue menor en el caso 1, con un valor de 1.87 m, resultando preciso además una separación de 1 m entre la excavación y la estructura colindante para la estabilidad del corte (Ver Anexo B, Figura B-1). Dicha separación representa un recorte en el área en planta del 4% para cada nivel de sótano en este caso. En contraste, para el caso 2 una dimensión vertical de 2.8 m y la excavación al borde del lindero del terreno adyacente resulto ser una condición estable. (Ver Anexo B, figura B-5).

De acuerdo a las dimensiones de los paneles, pudo obtenerse la cantidad de anclajes para la totalidad del muro en cada caso. Tales valores se encuentran referenciados en la Gráfica 8.

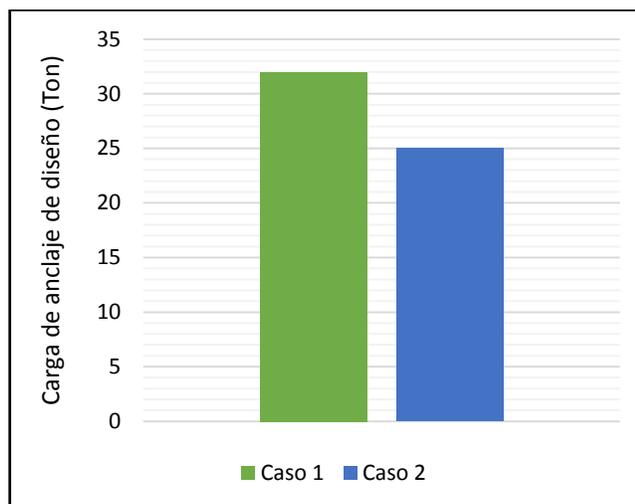


En esta puede constatarse un mayor número de anclajes para el caso 1, debido a que para este caso las dimensiones del panel resultaron menores en referencia al caso 2.



**Gráfica 8.** Número de anclajes en muro para cada caso. Fuente: Autor.

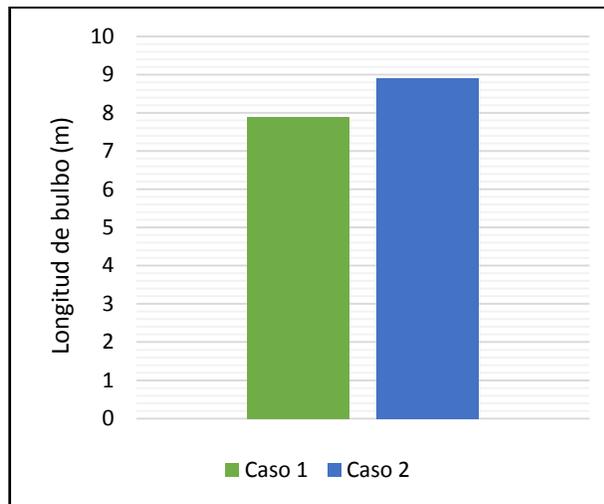
Así mismo, luego de introducidos los datos en la Hoja de cálculo DIMA v.1.0, pudo establecerse el valor de la carga de anclaje de diseño y la longitud de bulbo para cada uno de los casos, los cuales pueden observarse en las Gráficas 9 y 10 respectivamente.



**Gráfica 9.** Carga de anclaje de diseño para cada caso. Fuente: Autor.

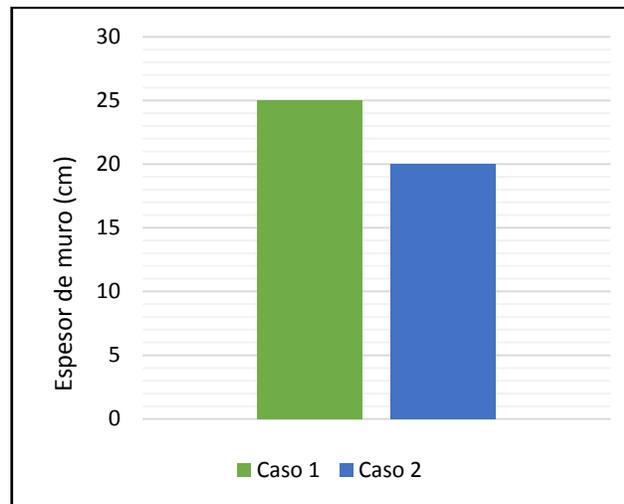


Con respecto a estos resultados puede verificarse que la carga de anclaje de diseño para el caso 1 fue de 32 ton, con 7 ton (28%) por encima de la carga de anclaje para el caso 2. Lo anterior se da por el incremento del empuje a causa de la sobrecarga que representa la estructura colindante en el caso 1 con respecto al caso 2, aun cuando el área aferente de carga por anclaje es mayor en este último.



**Gráfica 10.** Longitud de bulbo en anclajes para cada caso. Fuente: Autor.

Igualmente es posible observar que la longitud de bulbo para el caso 1 fue de 7.9 m, siendo 1 m (11%) más corto con respecto al caso 2, esto a pesar de que para el primero la carga de anclaje fue mayor. Lo anterior se justifica en el aumento de la presión efectiva sobre los bulbos por motivo de la sobrecarga por estructura colindante en el caso 1, lo que a su vez contribuyó a una longitud de bulbo menor.



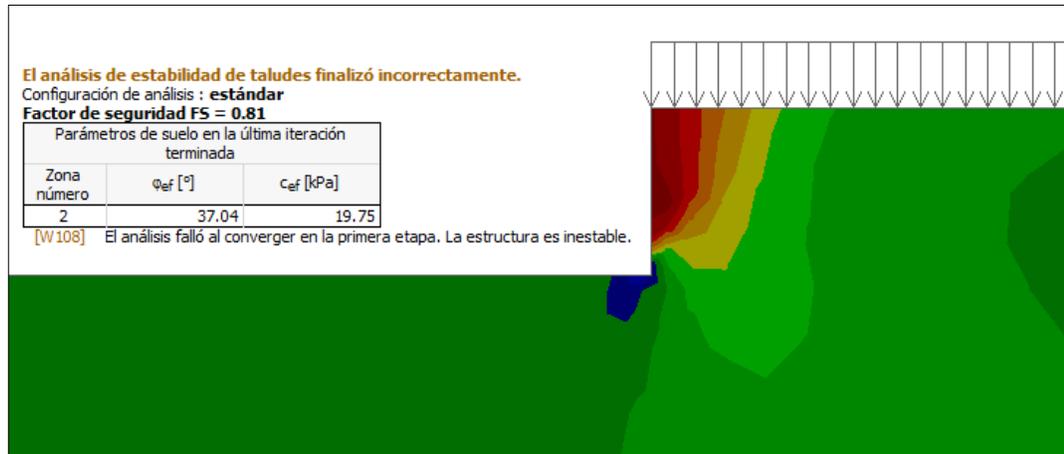
**Gráfica 11.** Esesor de muro para cada caso. Fuente: Autor.

Con base en el análisis realizado en el software SAP 2000 v.14.2.4 (Ver Anexo C) se determinó el espesor definitivo en cada uno de los casos, los cuales se muestran en la Gráfica 11. Se evidencia que para el caso 1 el espesor de muro fue de 25 cm, con 5 cm más que el resultante para el caso 2, esto a razón de mayores esfuerzos por flexión causados a su vez por un mayor empuje y una mayor fuerza de anclaje en el primero.

## **5.4. RESULTADOS DE VERIFICACIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE FALLA Y ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO**

### **5.4.1. Resultados de verificación de estados límites de falla en el programa MEF del software GEO5**

Luego de analizar cada una de las etapas constructivas contempladas para cada caso en el programa MEF de GEO5 se verificaron los estados límites de falla para las excavaciones y el proceso constructivo, comprobando que se cumpliera con el factor de seguridad para taludes en condición de construcción ( $FS=1.25$ ) según la Tabla H.2.4-1 del NSR-10.



**Figura 98.** Verificación de estados limites de falla de etapa constructiva 1 en Caso 1 con 2.8 m de altura de excavación. Fuente: Autor.

En la figura 99 correspondiente a la verificación de los estados limites de falla de la etapa constructiva 1 en el caso 1, para la determinación de la altura de excavación estable y con esto la dimensión vertical del panel o paño, puede apreciarse que la altura de excavación de 2.8 m (Mitad de la altura de muro) ubicada al borde de la edificación colindante planteada inicialmente condujo a inestabilidades. De acuerdo a esto se intentó determinar iterativamente este parámetro, ensayando posteriormente con una altura de excavación de 1.87 m (Tercera parte de la altura de muro) ubicada igualmente al borde de la edificación colindante, condición que resulto ser inestable también. Finalmente se ensayó con esta última altura de excavación añadiendo una separación de 1 m entre la excavación y la estructura colindante, para lo cual resulto que el corte era estable con un factor de seguridad de 1.28 como muestra la Figura B-1.

Teniendo en cuenta la modificación mencionada anteriormente para el caso 1, se encontró además en la verificación de estados límites de servicio de la etapa constructiva 2 que la carga de anclaje de diseño para el primer panel o paño producía una cuña pasiva con deformaciones hacia el suelo del orden de 7.5 cm, lo que conllevaba a un elevado desalineamiento del eje del muro, como lo muestra la Figura 100. Por lo anterior, se determino iterativamente que una carga de 23 ton en este primer panel conllevaba a



deformaciones relativamente aceptables, con un con un factor de seguridad de 2.82 como lo muestran las figuras B-2 y B-9.

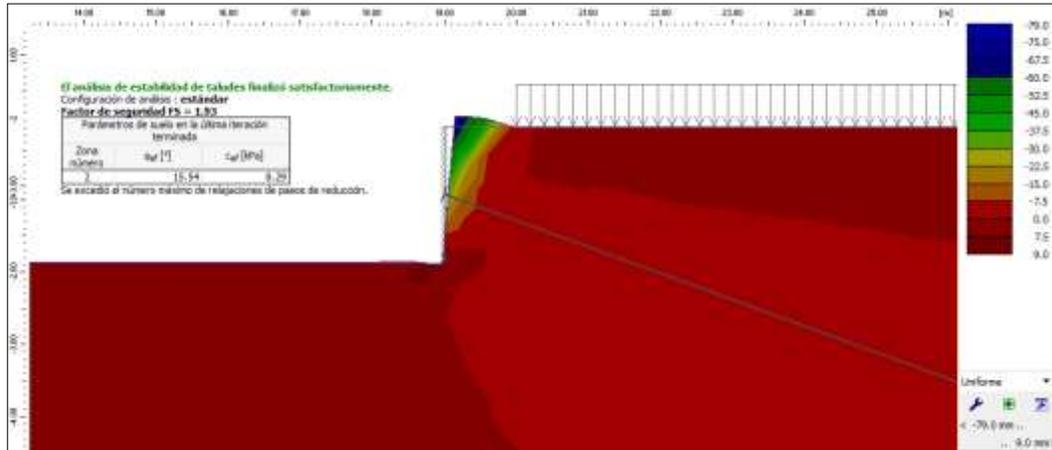
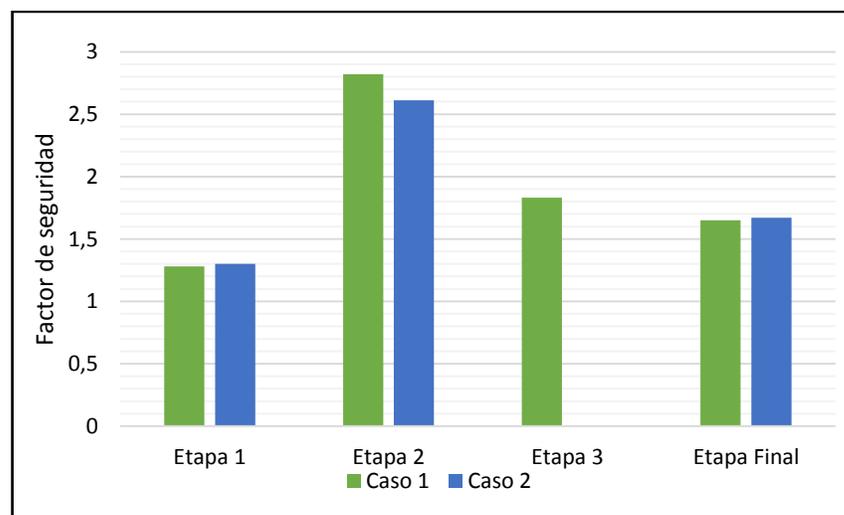


Figura 99. Verificación preliminar de estados límites de servicio en etapa constructiva 2 de Caso 1. Fuente: Autor.

Los resultados de verificación de estados límites falla para cada caso luego de implementar las modificaciones mencionadas anteriormente en los modelos se presentan en la Gráfica 12. Estos resultados pueden visualizarse de manera más detallada desde la figura B-2 a la figura B-7.



Gráfica 12. Factor de seguridad por etapas para cada caso. Fuente: Autor

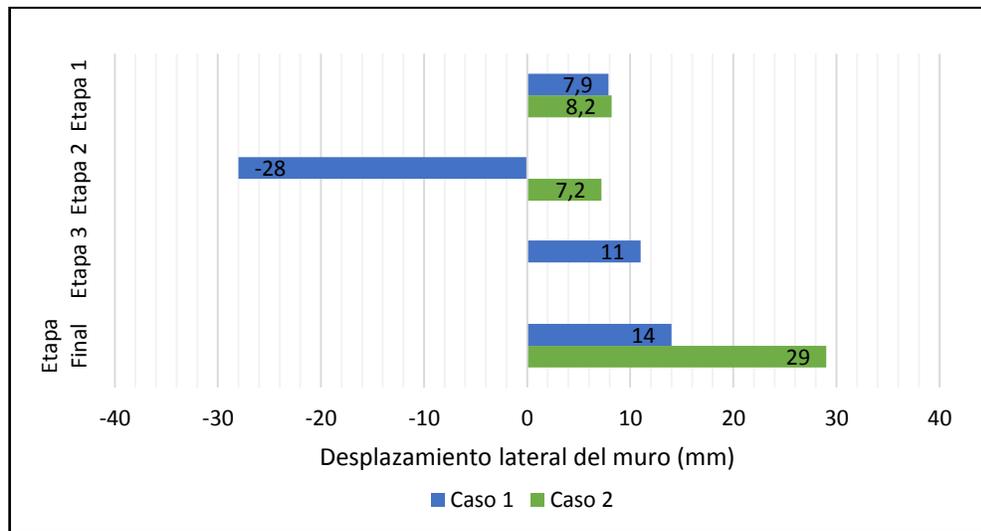


De acuerdo a lo anterior se considera que el sistema de muro anclado en cada uno de los casos y en cada una de sus etapas es seguro, pues los factores de seguridad están por encima del factor de seguridad mínimo ( $FS_{min}=1.25$ ) según la Tabla H.2.4-1 del NSR-10. Se destaca además que los valores de FS más bajos se presentan en la primera etapa para los dos casos, es decir donde se excava para la construcción del primer nivel de anclajes

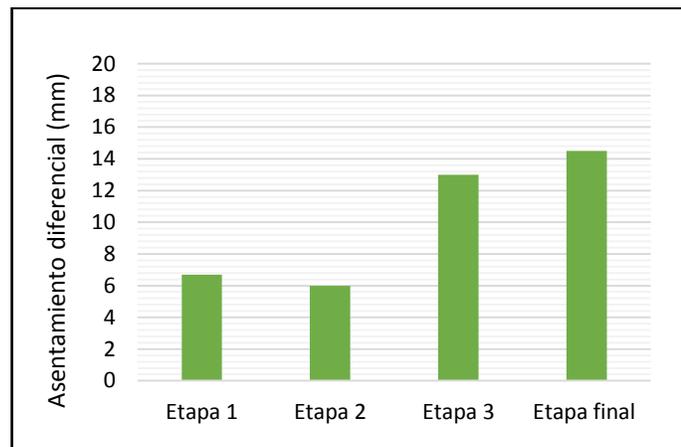
#### **5.4.2. Resultados de verificación de estados límites de servicio en el programa MEF del software GEO5**

Posteriormente se sometieron los modelos a la verificación de los estados límites de servicio, constatando en cada una de estas que los desplazamientos laterales del muro no sobrepasaran el 0.5 % H de acuerdo a lo estipulado en la Tabla A.6.4-1 del NSR-10. Adicionalmente que para el caso 1 los asentamientos diferenciales sobre la estructura colindante no sobrepasaran los 17.0 mm de acuerdo a lo calculado con la expresión (c) de la Tabla H.4.9-1 del NSR-10.

Los resultados de deformaciones laterales en cada una de las etapas constructivas para cada caso pueden observarse en la gráfica 13. De manera más detallada pueden visualizarse desde la figura B-8 a la figura B-14. Los signos negativos indican que el desplazamiento es hacia dentro del suelo.



Gráfica 13. Desplazamiento lateral máximo del muro por etapas para cada caso. Fuente: Autor.



Gráfica 14. Asentamiento diferencial sobre estructura colindante en Caso 1.

Por un lado se observó que el desplazamiento lateral máximo del sistema de muro anclado en el caso 1 se presenta en la etapa constructiva 2 hacia dentro del suelo con magnitud de 28 mm, que es cuando se tensa el primer nivel de paneles o paños, mientras que para el caso 2 se presenta en la etapa final con una magnitud de 29 mm hacia afuera del suelo. Se destaca como en la etapa final el desplazamiento lateral máximo en el caso 1 es un 55% menor al presentado en el caso 2 para la misma etapa.

Así mismo, pudo constatar que el asentamiento diferencial máximo sobre la estructura colindante en el caso 1 se alcanza en la etapa final del muro anclado, cuando ya son



tensados los tres niveles de paneles, sin sobrepasar el límite de los 17 mm, de acuerdo a la expresión (c) de la Tabla H.4.9-1 del NSR-10. Así entonces, es posible afirmar que el diseño del sistema de muros anclados en este caso es óptimo pues no compromete la integridad ni la estabilidad de la estructura colindante.

## **5.5. PRESUPUESTO BÁSICO PARA CADA CASO CONTEMPLADO**

### **5.5.1. Construcción de planos estructurales**

Luego de realizados los análisis en el software SAP 2000 v.14.2.4 y los diseños estructurales con base en estos análisis, se realizaron los planos (Ver anexo D) donde se especifica en detalle las dimensiones de los elementos, ubicación e inclinación de los anclajes, así como la distribución y colocación del refuerzo para los dos casos contemplados (Caso de muro anclado con edificación colindante y caso de muro sin colindancia).

### **5.5.2. Cálculo de cantidades de obra y Presupuestos básicos.**

Con los planos estructurales finalizados se llevó a cabo el cálculo de las cantidades de obra, necesario para la elaboración del presupuesto básico para cada caso con referencia únicamente a los materiales a usar, como lo muestran las tablas 18 y 19.

Es evidente la superioridad en cantidades de obra necesarias de para el caso 1 en comparación con las cantidades de obra necesarias para el caso 2, esto en todos los materiales analizados. Lo anterior claramente se debe a que para el primero se presentó un mayor espesor de muro, mayores cantidades de acero de refuerzo y mayor número de anclajes.



**Tabla 18.** *Cantidades de obra de muro anclado con edificación colindante.*

<b>CANTIDADES DE OBRA DE MURO ANCLADO CON EDIFICACIÓN COLINDANTE</b>						
<b>Descripción</b>			<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>		
<b>Concreto</b>	Espesor de muro (m)		0.25	m3		
	Largo de muro (m)		15			
	Altura de muro (m)		5.6			
<b>Acero</b>	3/8" (m)		259.2	Kg		
	1/2" (m)		3520.8			
	6/8" (m)		345			
<b>Cable o torón de acero (15mm o 0.6" de diámetro)</b>	Nivel de anclajes 1	Longitud total de anclaje (m)	14.4	m		
		Cables por anclaje	3			
		Número de anclajes	6			
	Nivel de anclajes 2	Longitud total de anclaje (m)	11.9		688	
		Cables por anclaje	3			
		Número de anclajes	6			
	Nivel de anclajes 3	Longitud total de anclaje	11.9			688
		Cables por anclaje	3			
		Número de anclajes	6			
<b>Lechada</b>	D. bulbo (m)		0.15	L		
	Long. Bulbo (m)		7.9			
	Número de Bulbos		18			
<b>Mecanismo de apoyo (Cabeza de anclaje, Cuñas y placa de apoyo)</b>			u	18		

Fuente: Autor.



**Tabla 19.** *Cantidades de obra de muro anclado sin edificación colindante.*

<b>CANTIDADES DE OBRA DE MURO ANCLADO SIN EDIFICACIÓN COLINDANTE</b>					
<b>Descripción</b>			<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	
<b>Concreto</b>	Espesor de muro (m)		0.2	m3	16.8
	Largo de muro (m)		15		
	Altura de muro (m)		5.6		
<b>Acero</b>	3/8" (m)		2036	Kg	2863
	1/2" (m)		1824.8		
<b>Cable o torón de acero (15mm o 0.6" de diámetro)</b>	Nivel de anclajes 1	Longitud total de anclaje (m)	13.9	m	334
		Cables por anclaje	3		
		Número de anclajes	4		
	Nivel de anclajes 2	Longitud total de anclaje (m)	13.9		
		Cables por anclaje	3		
		Número de anclajes	4		
<b>Lechada</b>	D. bulbo (m)		0.15	L	1259
	Long. Bulbo (m)		8.9		
	Número de Bulbos		8		
<b>Mecanismo de apoyo (Cabeza de anclaje, Cuñas y placa de apoyo)</b>			u	8	

Fuente: Autor.

Las Tablas 20 y 21 muestran el presupuesto básico para cada caso de muro anclado contemplado, teniendo en cuenta los precios unitarios para el departamento de Bolívar que



se encontraron en la base de datos de INVIAS, El informe de Análisis Unitarios de referencia 2016 de la Gobernación de Risaralda, El generador de precios en Colombia de Cype Ingenieros y las cantidades de obra calculadas a partir de los planos estructurales.

Se evidencia que el costo por concepto de materiales para el caso 1 es de \$ 25, 079,504.54, superior al costo del caso 2 por 8,040,687.34 (42%). Lo anterior se debe claramente a la superioridad en las cantidades de obra necesaria para el primero.

**Tabla 20.** *Presupuesto básico de muro anclado con edificación colindante.*

<b>PRESUPUESTO BÁSICO DE MURO ANCLADO CON EDIFICACIÓN COLINDANTE</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario</b>	<b>Valor parcial</b>
Concreto	m3	21	\$ 363,027.00	\$ 7,623,567.00
Acero	Kg	4240	\$ 2,051.62	\$ 8,698,868.80
Cable o torón de acero (15mm o 0.6" de diámetro)	m	688	\$ 6,324.00	\$ 4,348,382.40
Lechada	L	2513	\$ 1,250.00	\$ 3,141,250.00
Mecanismo de apoyo (Cabeza de anclaje, Cuñas y placa de apoyo)	u	18	\$ 70,413.13	\$ 1,267,436.34
<b>VALOR TOTAL</b>				<b>\$ 25,079,504.54</b>

Fuente: Autor.

**Tabla 21.** *Presupuesto básico de muro anclado sin edificación colindante.*

<b>PRESUPUESTO BÁSICO DE MURO ANCLADO SIN EDIFICACIÓN COLINDANTE</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario</b>	<b>Valor parcial</b>
Concreto	m3	16.8	\$ 363,027.00	\$ 6,098,853.60
Acero	Kg	2863	\$ 2,051.62	\$ 5,873,788.06
Cable o toron de acero (15mm o 0.6" de diámetro)	m	334	\$ 6,324.00	\$ 2,112,216.00
Lechada	L	1259	\$ 1,250.00	\$ 1,573,750.00
Mecanismo de apoyo (Cabeza de anclaje, Cuñas y placa de apoyo)	u	8	\$ 70,413.13	\$ 563,305.04



<b>VALOR TOTAL</b>	\$ 16,221,912.70
--------------------	------------------

Fuente: Autor.

## 5.6. CUADROS COMPARATIVOS DE CASOS DE MUROS ANCLADOS CONTEMPLADOS

Finalmente se resumieron en la tabla 22 las consideraciones técnicas tomadas en cuenta previas al diseño, así como también en la tabla 23 los aspectos económicos y técnicos de cada uno de los casos de muros contemplados a partir de distintos parámetros de comparación relacionados con los diseños finales

**Tabla 22.** Evaluación comparativa de consideraciones técnicas tomadas en cuenta previas al diseño para cada caso.

<b>Caso</b>	<b>(Caso 1)</b>	<b>(Caso 2)</b>
<b>Consideraciones de diseño</b>		
<b>Dimensión horizontal de panel o paño (Separación horizontal entre anclajes)</b>	2.5 m.	3.75 m.
<b>Condición de empuje de tierras</b>	Se consideró en este caso un estado de empuje en reposo, ( $K_0$ ).	Se consideró en este caso un estado de empuje activo, ( $K_a$ ).

Fuente: Autor.



**Tabla 23.** Evaluación comparativa de resultados de diseños finales para cada caso.

<b>Parámetro</b>	<b>Caso (Caso 1)</b>	<b>Caso (Caso 2)</b>
<b>Separación desde borde de excavación hasta lindero de propiedad adyacente.</b>	1 m	No fue necesaria separación alguna.
<b>Dimensión vertical del panel o paño</b>	1.87 m	2.8 m
<b>Numero de filas de anclajes</b>	3	2
<b>Numero de anclajes</b>	18	8
<b>Carga de anclaje de diseño</b>	32 ton	25 ton
<b>Longitud de bulbo</b>	7.9 m	8.9 m.
<b>Espesor de muro</b>	25 cm	20 cm
<b>Desplazamientos laterales finales máximos</b>	14 mm hacia afuera del suelo, en la parte superior del muro.	29 mm hacia afuera del suelo, en la parte inferior del muro.
<b>Costo total por concepto de cantidades de obra</b>	\$ 25,079,504.54	\$ 16,221,912.70

Fuente: Autor.

## 5.7. ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS CON RESULTADOS DE ESTUDIOS ANTERIORES

Por una parte en la investigación “*The DDBD Method In The A-Seismic Design of Anchored Diaphragm Walls*”, los autores Cecconi, Pane and Vecchietti S. (2008) estudian un sistema de pantallas diafragma ancladas por medio del procedimiento de diseño conocido como el método de diseño directo en base al desplazamiento (DDBD por sus siglas en ingles), en base al cual encontraron que por ejemplo en lo relacionado con los



valores de factor de seguridad, el valor elegido de la longitud de empotramiento ( $d = 2 \text{ m}$ ) conduce a valores de FS ligeramente por encima de la unidad ( $FS = 1,0$  a  $1,1$ ), a condición de que los desplazamientos máximos tolerables fueran del orden de  $8 - 10 \text{ cm}$ . Así mismo pudieron concluir que desplazamientos más pequeños llevan a empujes de dinámicos de tierra mucho más grandes y los valores de FS por debajo de la unidad, por lo que requeriría mayores valores de longitud de empotramiento. En contraste con lo anterior, en los casos de muros anclados diseñados en el presente estudio se trabajó con paneles construidos por niveles o anillos y en ninguno de los dos casos estudiados fue necesario la implementación de una longitud de empotramiento para alcanzar los factores de seguridad requeridos por el reglamento NSR-10 (1.3 para estabilidad general del sistema), además se obtuvieron desplazamientos muchísimo menores en el caso de muro anclado edificación colindante del orden de  $1.4 \text{ cm}$ . Solo se obtuvieron valores un poco mayores en el caso de muro anclado sin edificación colindante, que fueron del orden de  $2.9 \text{ cm}$ .

Así mismo, y en relación directa con la temática de la influencia de edificaciones colindantes en estructuras de contención de muros anclados, Sieminska-Lewandowska en el 2005 y en su estudio *“The displacements of anchored diaphragm walls”* realizó una toma de mediciones de los desplazamientos de los muros pantalla de dos grandes estaciones de metro de Varsovia, mediante monitoreos constantes con el fin de obtener los valores de desplazamiento horizontal máximo relativo de los muros pantalla, así como la evaluación y modelación del valor real de los parámetros de suelos en base a los resultados de las mediciones (Figura 1). La motivación de esta investigación fue la influencia de las obras de ingeniería en edificios en las cercanías de las excavaciones profundas sobre estas dos estaciones de metro (A13-Centrum y A14- Swietokrzyska) puesto que estas fueron construidas en el centro de la ciudad, en condiciones geotécnicas complejas, y en un área de residencia de densidad de construcción alta. Como resultado de este proceso, Sieminska-Lewandowska obtuvo que los desplazamientos horizontales reales máximos de un muro pantalla anclada aparecían en la parte superior de la pared, y que en la sección de excavación más profunda su valor no excedía de  $0,2\%$  de  $H$  (la mayor profundidad de la excavación). La forma de los desplazamientos tiene un carácter similar al de un voladizo, lo



que significa que disminuyen con la profundidad. De acuerdo a esto se pudo concluir que los muros anclados fueron diseñados adecuadamente y los anclajes garantizaban su estabilidad para lograr la capacidad requerida. En relación a esto, los desplazamientos laterales máximos obtenidos en la presente investigación fueron del orden igualmente del 0.2% de H (5.6 m) pero en la parte superior del elemento para el caso de muro anclado con edificación colindante, coincidiendo con Lewandoska en que el comportamiento de los desplazamientos se asemeja al de un voladizo. Por su parte, para el caso de muro anclado sin edificación colindante el desplazamiento lateral máximo fue de 0.52% de H, presentándose este no en la parte superior del elemento, sino en su parte inferior, difiriendo de lo encontrado por Lewandoska.



## 6. CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados del presente estudio y en el marco de los objetivos planteados, es posible concluir que:

- La presencia de la estructura colindante al sistema de muro anclado conllevó a aplicarse consideraciones de diseño mucho más conservadoras, planteándose así para el caso 1 una dimensión horizontal de panel (Igual a separación horizontal entre anclajes) de 2.5 m y un estado de empuje de tierra en reposo ( $K_0$ ), en contraste con una dimensión horizontal de panel de 3.75 m y un estado de empuje de tierra activo ( $K_a$ ) considerados para el caso 2.
- La existencia de la estructura colindante hizo necesaria una separación mínima de 1 m entre esta y el sistema de muro anclado en el caso 1, mientras que en el caso 2 no fue necesaria ninguna separación. Esto a su vez implicaría una reducción del 4% del área en planta de los dos niveles de sótano en el caso 1 con respecto al caso 2.
- La condición de colindancia con la edificación propuesta derivó en una menor dimensión vertical de panel en el diseño de muro anclado, obteniéndose así en el caso 1 una dimensión vertical de panel de 1.87 m, con 0.93 m (33%) menos con respecto a la calculada para el caso 2
- El estar dicha estructura adyacente al sistema de muro anclado influyó en un aumento significativo del número de anclajes, pues para el caso 1 resultaron necesarios 18 de estos, con 8 (80%) más con respecto a los hallados para el caso 2.
- La sobrecarga debido a la estructura colindante propició una mayor carga de anclaje de diseño, resultando así en el caso 1 una carga de anclaje de 32 ton, con 7 ton (28%) por encima de la determinada para el caso 2.



- La presencia de la edificación colindante condujo a una longitud de bulbo para anclaje menor, siendo para el caso 1 de 7.9 m, 1m (13%) por debajo de la longitud de bulbo en el caso 2.
- La edificación colindante al sistema de muro anclado propició en este último un mayor espesor de muro, pues para el caso 1 se obtuvo un valor de 25 cm, con 5 cm (25%) mayor con respecto al caso 2.
- Las consideraciones de diseño tomadas para el caso 1 fueron realmente efectivas al reducir los desplazamientos laterales finales en un 55% con respecto a los presentados en el caso 2, así como también al conllevar a asentamientos diferenciales por debajo del límite según la Tabla H.4.9-1 del NSR-10 (17 mm para este caso).
- La presencia de la estructura colindante al sistema de muro anclado condujo a un mayor costo por concepto de cantidades de obra, siendo para el caso 1 de \$ 25,079,504.54, con \$ 8,040,687.34 (42%) por encima del costo para el caso 2.

La importancia del presente estudio radicó en determinar la influencia de una estructura colindante los aspectos técnicos y económicos del diseño de un sistema de muros anclados como sótano de una edificación, así como también en identificar las consideraciones de diseño adecuadas a tener en cuenta para generar un diseño seguro y estable. Lo anterior tiene lugar ya que es muy común en la construcción de edificaciones, la implementación de sistemas de contención para la consecución de espacios subterráneos, los cuales generalmente se encuentran en colindancia con otras estructuras. Anexo a esto, en el presente estudio se plantearon condiciones geotécnicas propias de la ciudad de Cartagena, proporcionando una mayor pertinencia del mismo en el ámbito local. Finalmente, la presente investigación desde el enfoque académico sirve como soporte para enriquecer las fuentes bibliográficas de la Universidad de Cartagena, proporcionar una guía útil de diseño del sistema de contención en mención, y lógicamente servir como base y punto de partida en investigaciones posteriores.



## **7. LIMITACIONES Y RECOMENDACIONES**

En el desarrollo de la presente investigación se presentaron algunas limitantes en cuanto al tipo de suelo, el nivel de información proporcionada por el estudio geotécnico y al análisis de los modelos geotécnicos de los sistemas de muros anclados. A continuación se realiza un resumen de estas con cada una de las medidas o estrategias planteadas.

- Se asumió trabajar con un tipo de suelo de tipo Arena arcilloso (SC) el cual se encuentra presente en la zona de Albornoz de la ciudad de Cartagena, en aras de fortalecer la pertinencia del presente estudio en el ámbito local. Debido a que finalmente no se pudo tener acceso a estudios de suelo reales sobre la zona, se asumieron parámetros geotécnicos promedio tomados de la base de datos de suelos del software GEO5 de acuerdo al tipo de suelo. Esto pudo haber conllevado a errores sobre parámetros calculados, como lo es el módulo de balasto horizontal ingresado para los modelos.
- Por último, dentro de la modelación de los sistemas de muros anclados en el programa MEF del software GEO5, no se pudo modelar las excavaciones y colocación de paneles de manera intercalada como realmente lo demanda el sistema constructivo tenido en cuenta para los diseños, por lo que los resultados de estabilidad interna para dichas etapas constructivas no pudieron ser calculadas

Con base en los objetivos específicos del proyecto se plantean las siguientes recomendaciones para investigaciones futuras.

- Recolectar toda la información primaria de la zona del proyecto incluyendo datos de penetración estándar (SPT), Valores de compresión inconfiada y ensayos de placa necesarios para realizar un análisis más aproximado a la realidad.
- Hacer uso de algún software geotécnico que permita la modelación y análisis de todas las etapas constructivas con el objetivo de obtener información con mayor



precisión relacionada con el comportamiento de la estructura a lo largo de todo su proceso constructivo.

- Realizar un estudio similar al presente, teniendo en cuenta el sistema de contención anclado como parte del sistema de resistencia de fuerzas verticales, así como también presencia del nivel freático para determinar cómo afectan estas condiciones y la de colindancia con otras estructuras en el diseño final del mismo.
- Llevar a cabo el análisis para distintas sobrecargas por concepto de estructuras colindantes con distinto número de pisos, de tal manera que se pueda establecer una correlación empírica entre la magnitud de la sobrecarga y aspectos como la separación necesaria entre el sistema de contención y la estructura adyacente, número de anclajes, etc.



## 8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albarracín, J. (2012). *Elaboración de un manual para la estabilización de taludes por medio de pantallas ancladas*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander (UIS).
- Álvarez, R. M. (2013). *Estudio del comportamiento de anclajes al terreno en muros de gran altura*. Universitat de Barcelona.
- Blanco, A. (S.f.). *Sistemas de estabilización del terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos - Caso especial de muros anclados*. Lima, Peru: Ingenieros E.I.R.L.
- Bowles, J. (1993). *Diseño de acero estructural*. México. D.F.: Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores.
- Braja M, D. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Sacramento: International Thomson Editores.
- Caballero, J. (2014). *Valoración de diferentes opciones para estabilización del talud ubicado en el K8 +600 en la vía doble calzada Bucaramanga - Cúcuta*. Bogotá, Colombia: Universidad Militar Nueva Granada.
- Cabellos, G. (2012). *Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Cecconi, M., Pane, V., & Vecchiotti, S. (2008). *The DDBD Method In The A-Seismic Design of Anchored Diaphragm Walls*. Perugia, Italia: Department of Civil and Environmental Engineering. University of Perugia.
- Construmatica. (s.f.). *Construmatica.com*. Obtenido de [http://www.construmatica.com/construpedia/Muros\\_Pantalla](http://www.construmatica.com/construpedia/Muros_Pantalla)
- Covo, A. (2003). *Introducción a la mecánica de suelos*. Cartagena.



DECRETO No. 0977: “Por medio del cual se adopta el Plan de Ordenamiento Territorial del Distrito Turístico y Cultural de Cartagena de Indias” (2001).

Duque, J. (2013). *estimación del riesgo de daño debido a vibraciones producidas por maquinaria pesada cerca de viviendas*. Santiago Cali, Colombia: Universidad del Valle.

Escuela Politécnica de Cuenca - Arquitectura Técnica. (S.f.). *Lección 19: Muros de sótano. Técnica constructiva. Impermeabilización y drenaje*. . Cuenca, España.

Figueroa, G., Rodríguez, F., & Zelada, E. (2011). *Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador*. San Salvador: Trabajo de grado.

Finesoftware. (2017). *Fine: Civil engineering software*. Obtenido de <http://www.finesoftware.es/ayuda-en-linea/geo5/es/sarma-01/>

Finesoftware. (2017). *Fine: Civil engineering software*. Obtenido de <http://www.finesoftware.es/ayuda-en-linea/geo5/es/janbu-01/>

Finesoftware. (2017). *Fine: Civil engineering software*. Obtenido de <http://www.finesoftware.es/ayuda-en-linea/geo5/es/superficie-de-deslizamiento-poligonal-02/>

Geofortis. (s.f.). *Procedimiento constructivo: muro anclado*. Alajuela, Costa Rica: Geofortis.

Google Maps. (2 de Octubre de 2016). *Localización Universidad de Cartagena - Sede Piedra de Bolivar*. Obtenido de <https://www.google.es/maps/place/Universidad+De+Cartagena+-+Campus+Piedra+De+Bolivar/@10.4020891,-75.5063556,360m/data=!3m1!1e3!4m13!1m7!3m6!1s0x8ef6259591a3fbcf:0xb4f5fb5835302e9e!2sUniversidad+De+Cartagena+-+Campus+Piedra+De+Bolivar!3b1!8m2!3d10.4019546>



- Google Maps. (2 de Octubre de 2016). *Ubicación Cartagena-Colombia*. Obtenido de <https://www.google.es/maps/place/Cartagena,+Bol%C3%ADvar,+Colombia/@10.4003419,-75.5784664,12z/data=!3m1!4m5!3m4!1s0x8ef625e7ae9d1351:0xb161392e033f26ca!8m2!3d10.3910359!4d-75.4794216>
- Lazarte, C. A., Robinson, H., Gómez, J. E., Baxter, A., Cadden, A., & Berg, R. (February de 2015). GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7: SOIL NAIL WALLS - REFERENCE MANUAL. *Federal Highway Administration*, 25-30.
- Long, J. H., Weatherby, D. E., & Cording, E. (1998). Summary report of research on permanent ground anchors walls, Volume I: Current practice and limiting equilibrium analyses. *Federal Highway Administration, FHWA-RD-98-065*.
- Monroy, R. (2007). *Anclajes en suelo*. México. D.F.: Trabajo de Grado (Maestría).
- Portafolio. (10 de Marzo de 2016). PIB: el 2015 no fue malo, pero la previsión del 2016 luce pesimista. *Portafolio*.
- Ramos, A. (2015). *Propuesta y análisis de alternativas constructivas para la mejora en el acabado de los muros anclados. Caso de proyecto de edificaciones en la ciudad de Lima*. Lima: Trabajo de Grado.
- Ramos, A. (2015). *Propuesta y análisis de alternativas constructivas para la mejora en el acabado de los muros anclados. Caso de proyecto de edificaciones en la ciudad de Lima*. . Lima: Trabajo de Grado.
- Rodríguez, A. S. (2014). *2° Congreso internacional de derecho de seguros: actuales paradigmas jurídicos*. Santa Marta, Colombia: fasecolda.
- Rosero, C. (2015). *Análisis y diseño de muros anclados de hormigón*. Ambato, Ecuador: Trabajo Grado.



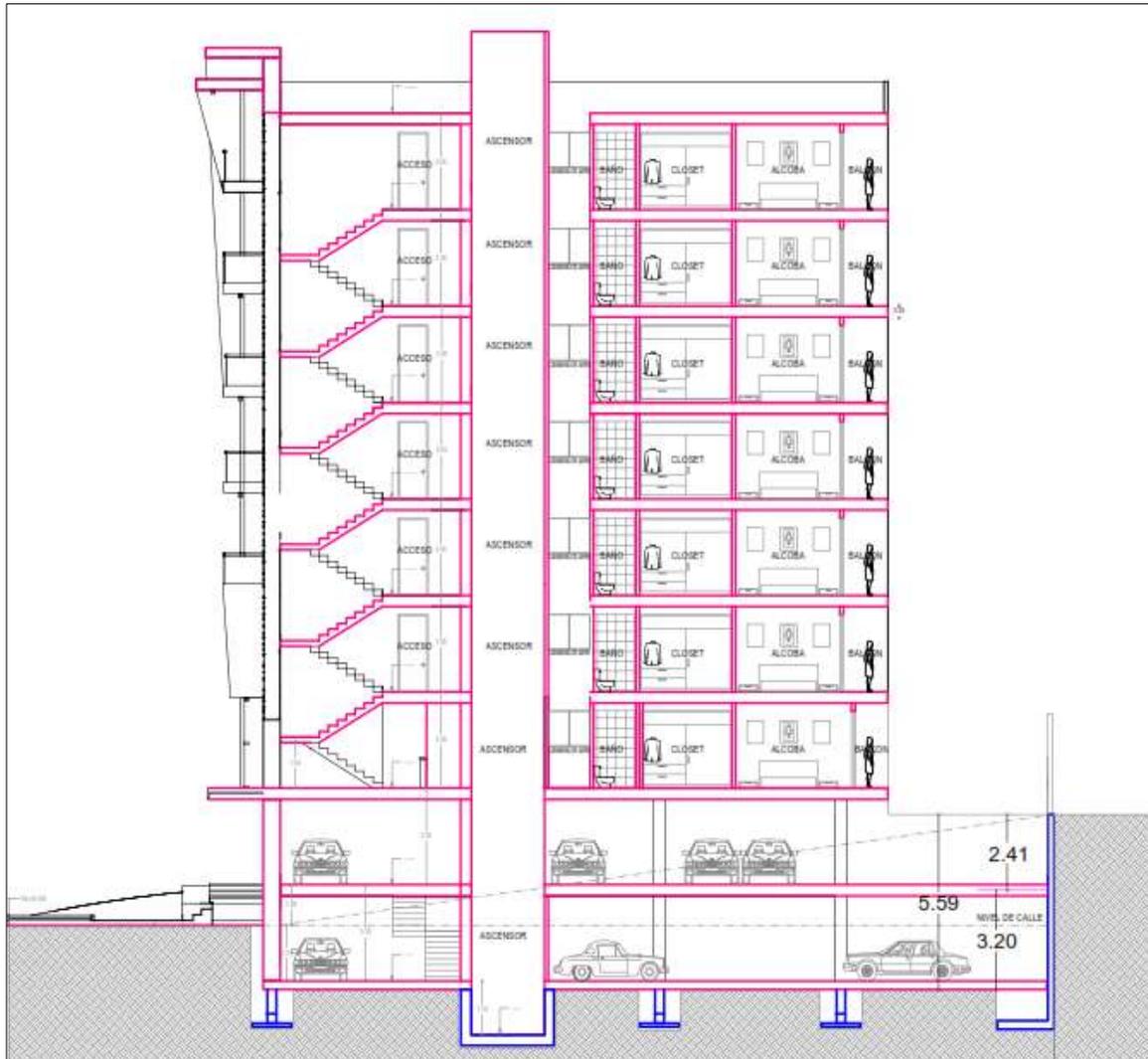
- Sabatini, P., Pass, D., & Bachus, R. (Junio de 1999). Geotechnical engineering circular No. 4: Ground Anchors and Anchored Systems. *Federal Highway Administration, FHWA-IF-99-015*.
- Segura, J. (2011). *Estructuras de concreto I* (7º Edición. ed.). Bogotá: Ayala Avila & Cia Ltda.
- Sieminska-Lewandowska, A. (2005). The displacements of anchored diaphragm walls. *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XXVII. No. 1–2. 155, 158, 163, 167.
- Sociedad Mexicana de mecánica de suelos, A. C. (2002). *Manual de construcción geotécnica, Tomo I*. México D.F.: Sociedad Mexicana de mecánica de suelos, A. C.
- Suarez D, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Suarez, J. (s.f). Deslizamientos: Técnicas de remediación. [www.erosion.com.co](http://www.erosion.com.co).
- Xantakhos, P. (1991). *Ground anchors and anchores structures*. Washintong, D.C.: John Wiley & Sons, Inc.
- Yepes, V. (25 de Abril de 2017). *Victor Yepes Blog - Universidad Politécnica de Valencia*. Obtenido de <http://victoryepes.blogs.upv.es/2017/04/25/altura-critica/>



## **ANEXOS**



## ANEXO A



**Figura 100.** Corte transversal del edificio objeto de estudio (Vista derecha). Fuente: Planos arquitectónicos proporcionados por el Ingeniero Civil José España Moratto.

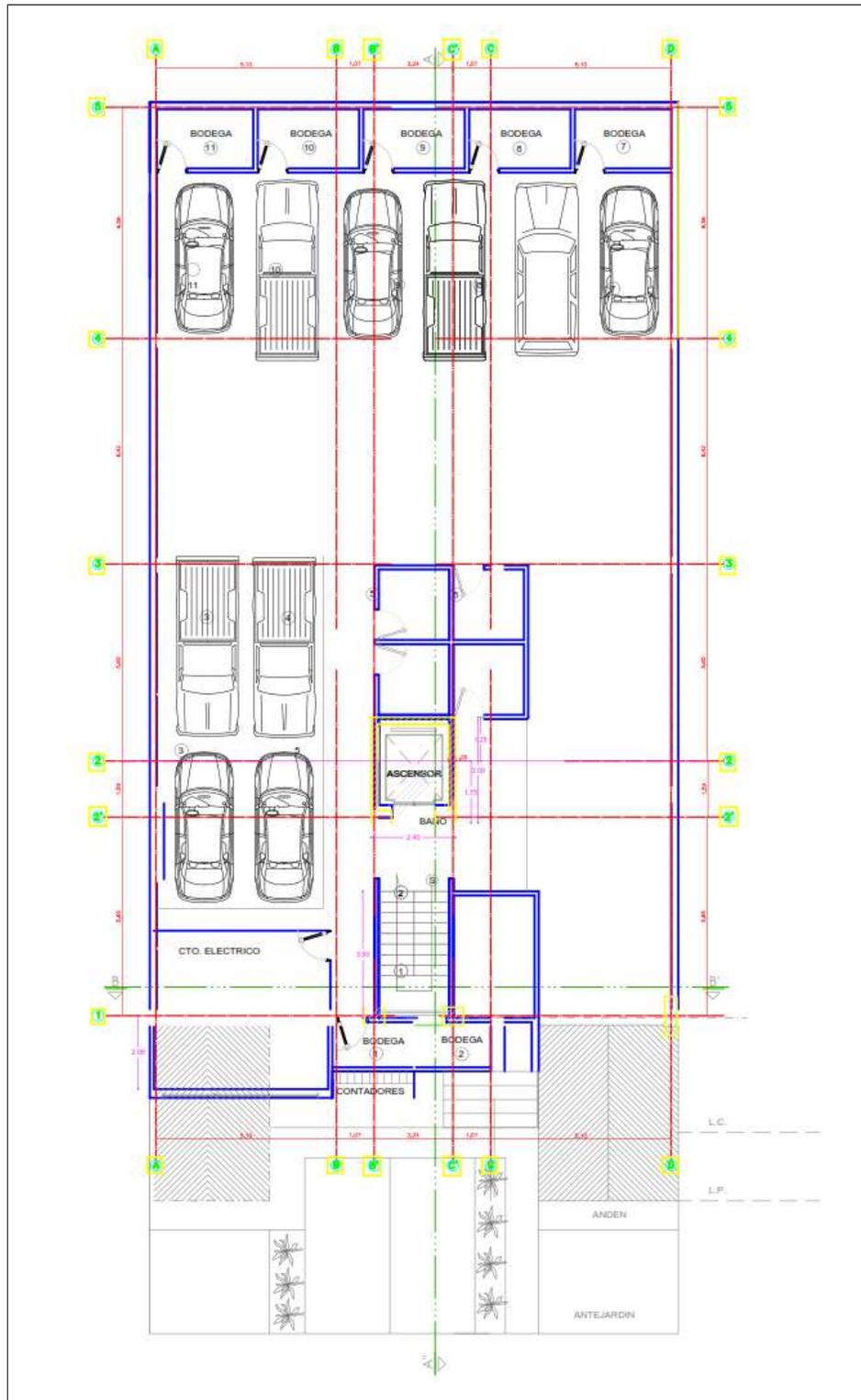
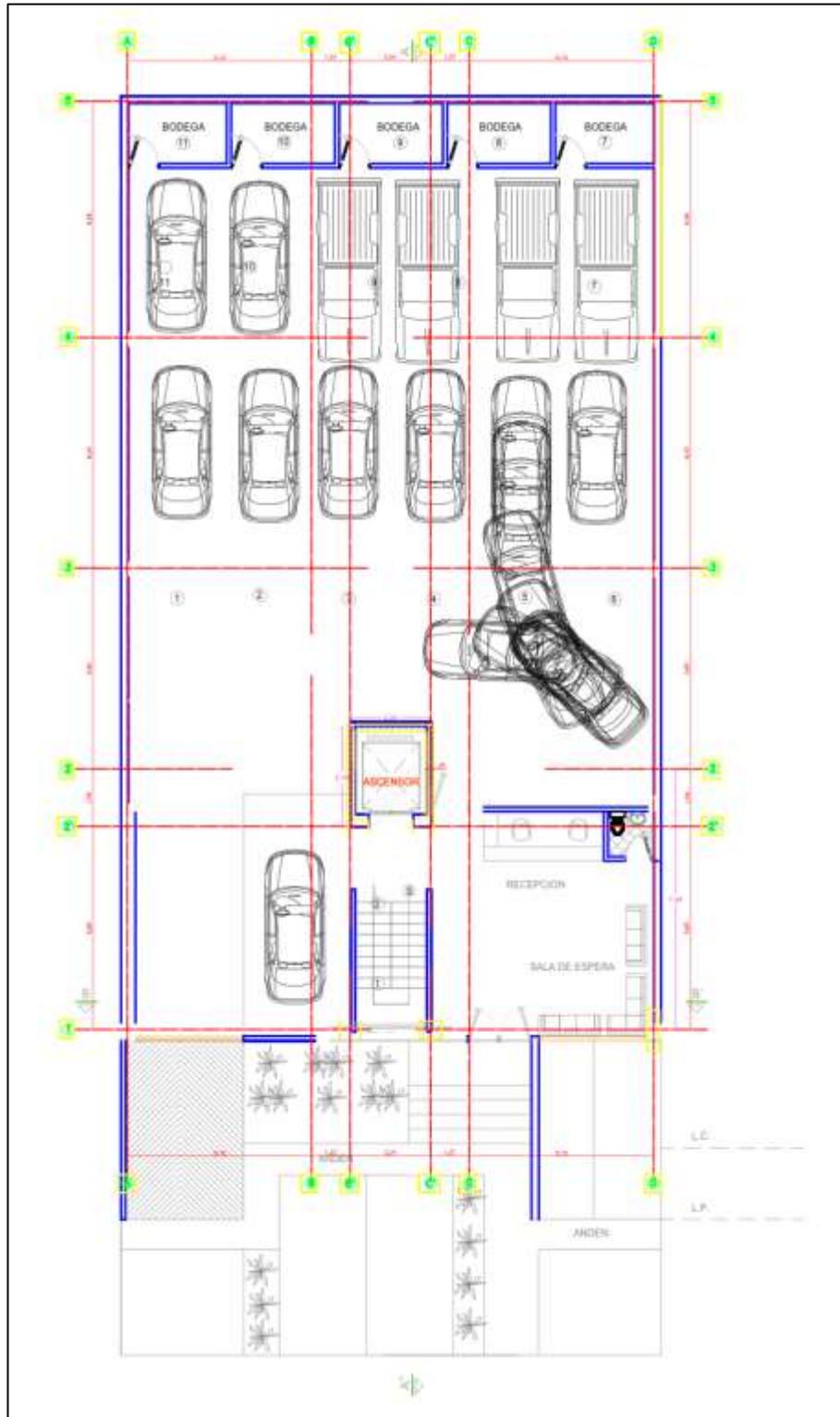
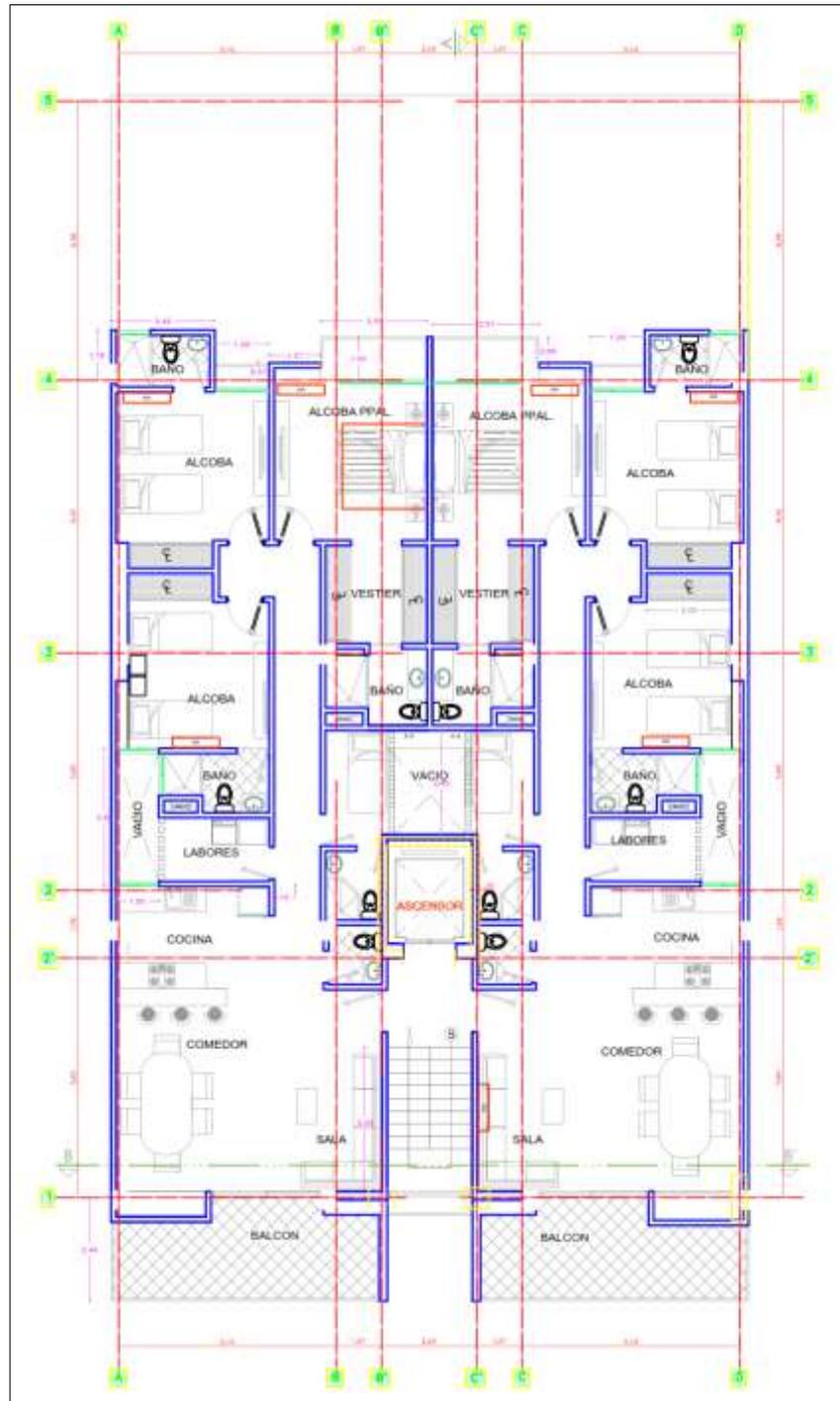


Figura A-2. Planta primer piso de sótano de edificación objeto de estudio. Fuente: Planos arquitectónicos proporcionados por el Ingeniero Civil José España Moratto.



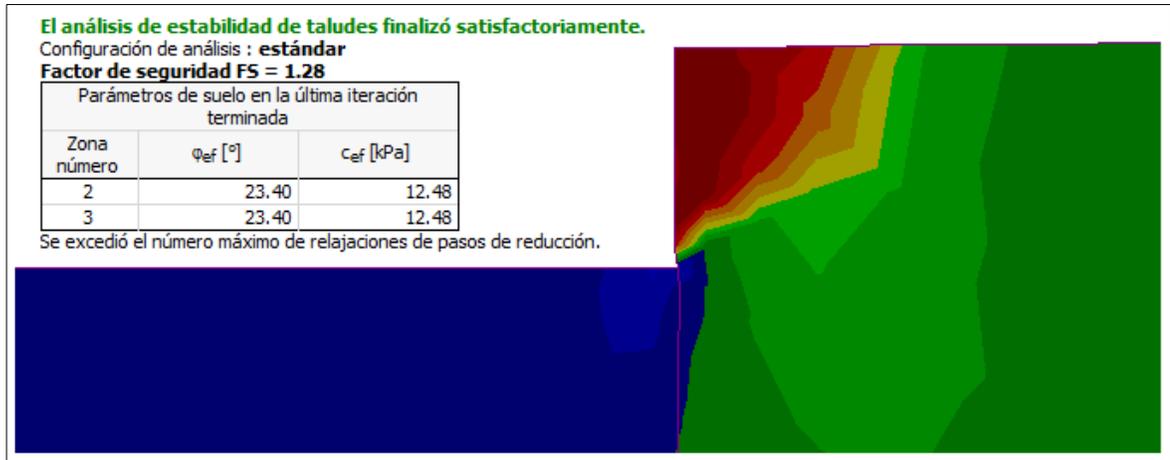
**Figura A-3.** Planta segundo piso de sótano de edificación objeto de estudio. Fuente: Planos arquitectónicos proporcionados por el Ingeniero Civil José España Moratto.



**Figura 101.** Planta tipo para la totalidad de niveles superiores a los sótanos en la edificación objeto de estudio. Fuente: Planos arquitectónicos proporcionados por el Ingeniero Civil José España Moratto.

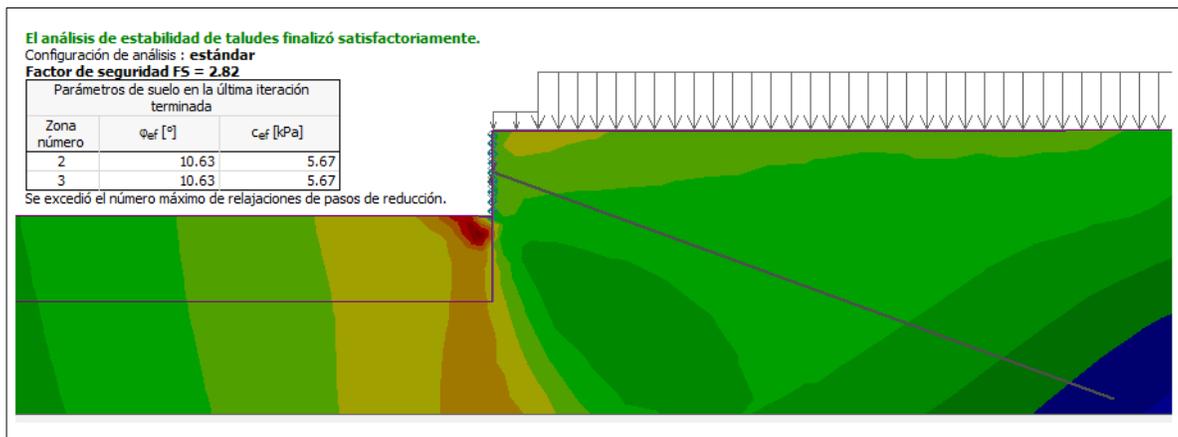


## ANEXO B



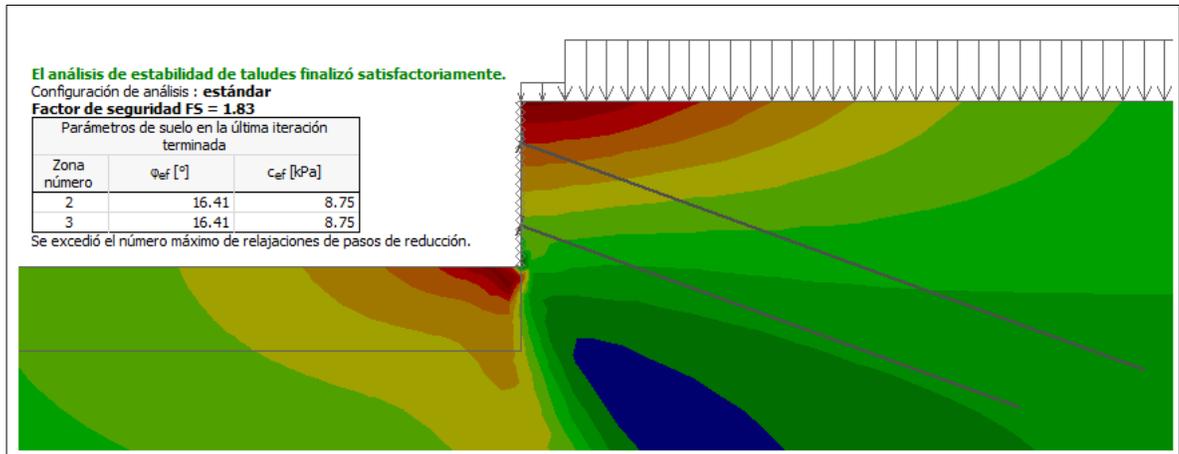
**Figura 102.** Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva 1 de Caso 1.

Fuente: Autor.



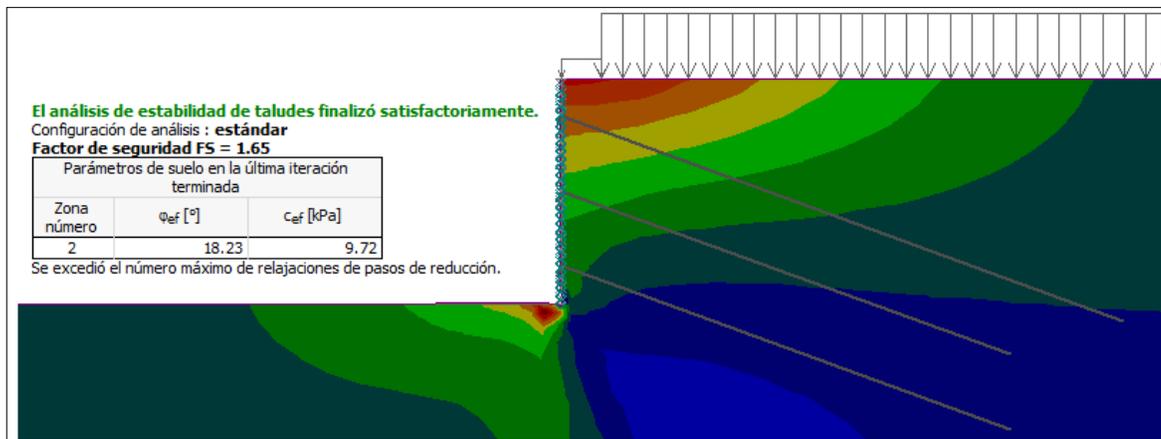
**Figura 103.** Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva 2 de Caso 1.

Fuente: Autor.



**Figura 104.** Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva 3 de Caso 1.

Fuente: Autor.



**Figura 1054.** Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva final de Caso 1.

Fuente: Autor.

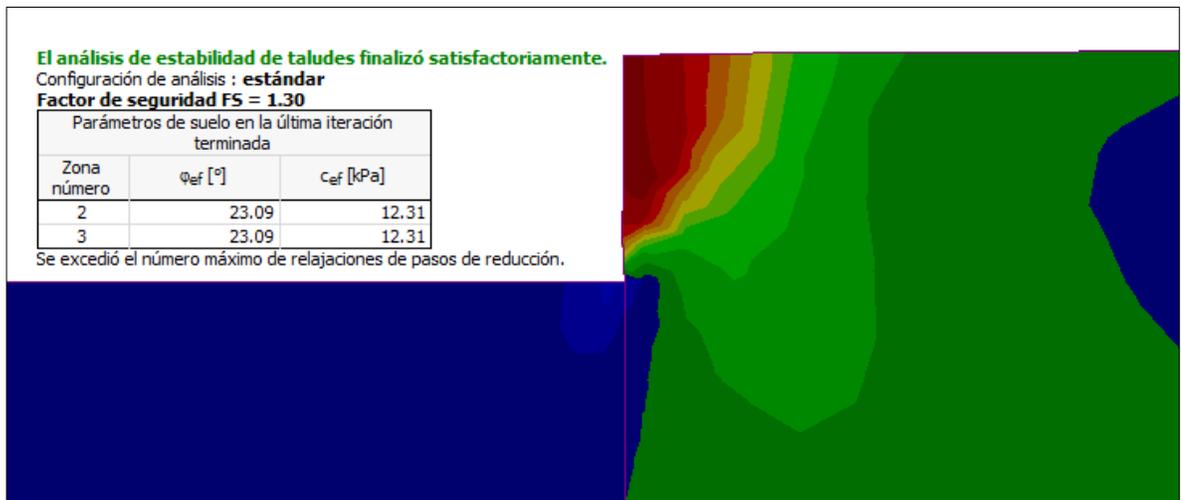


Figura 1065. Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva 1 en Caso 2.

Fuente: Autor.

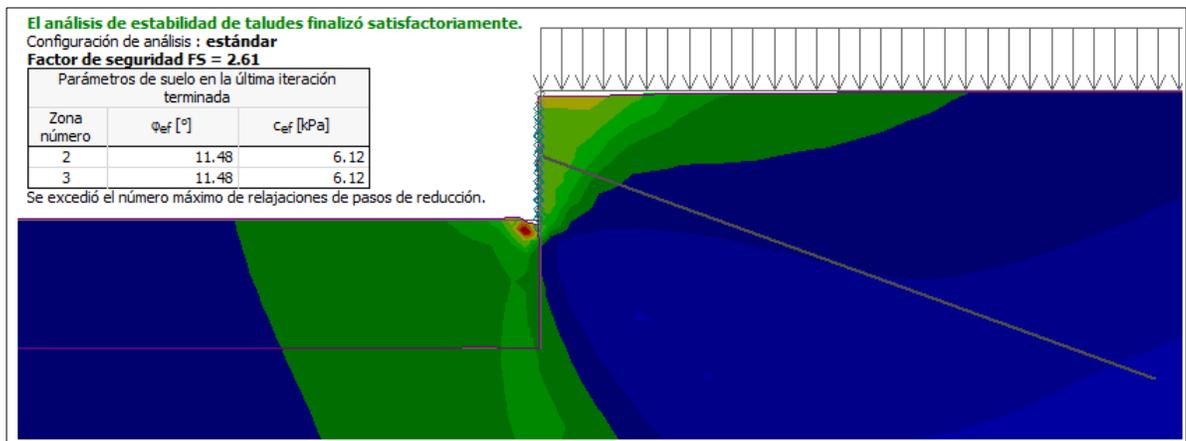
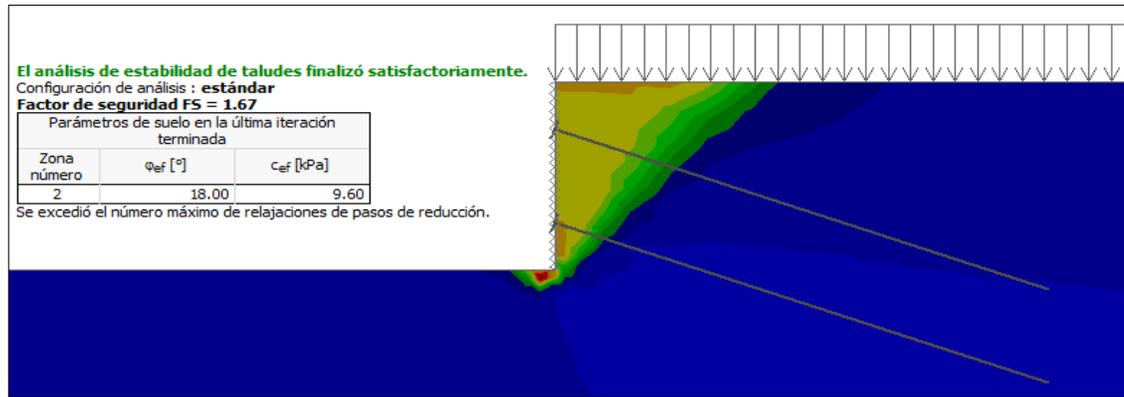
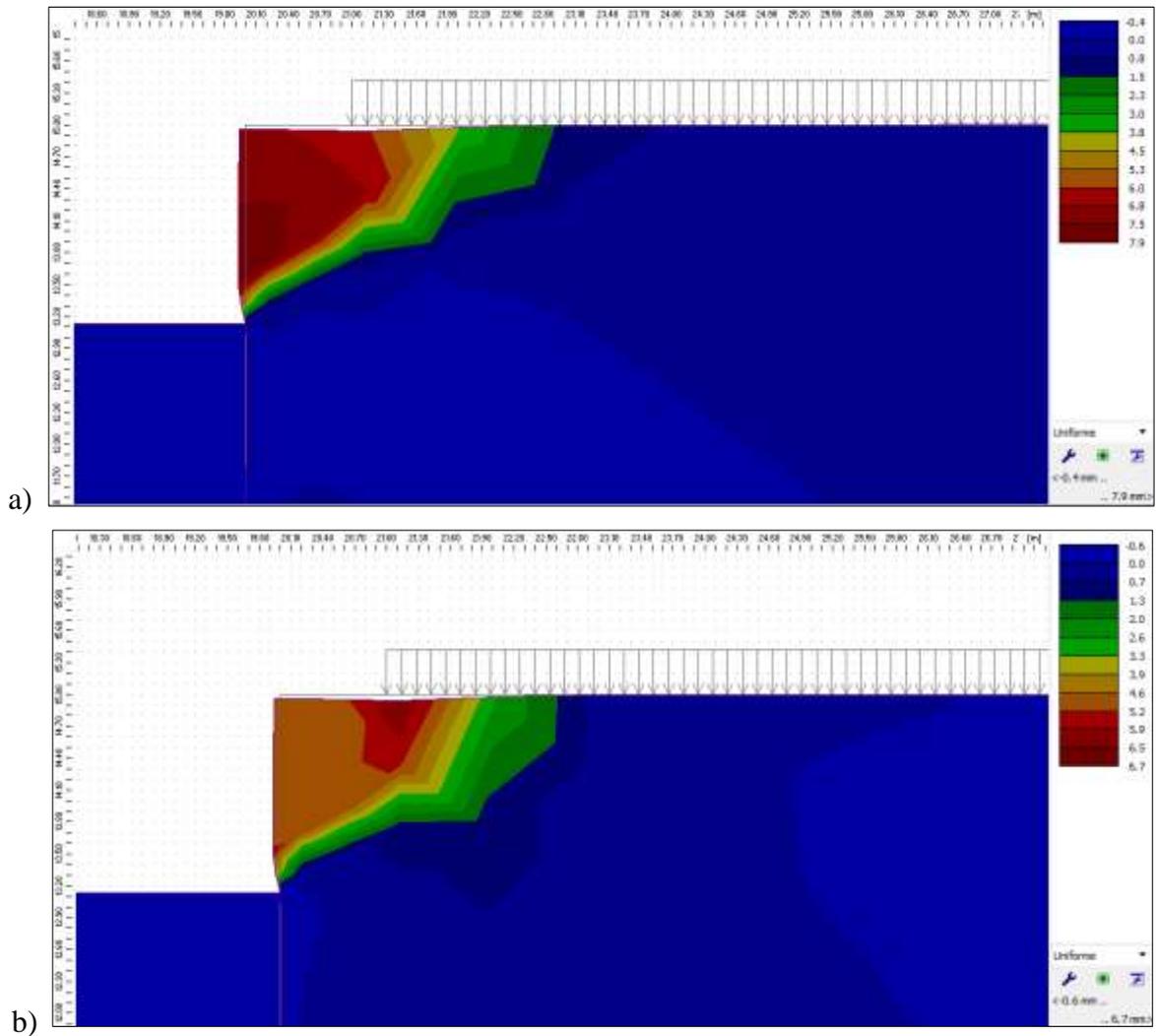


Figura 1076. Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva 2 en Caso 2.

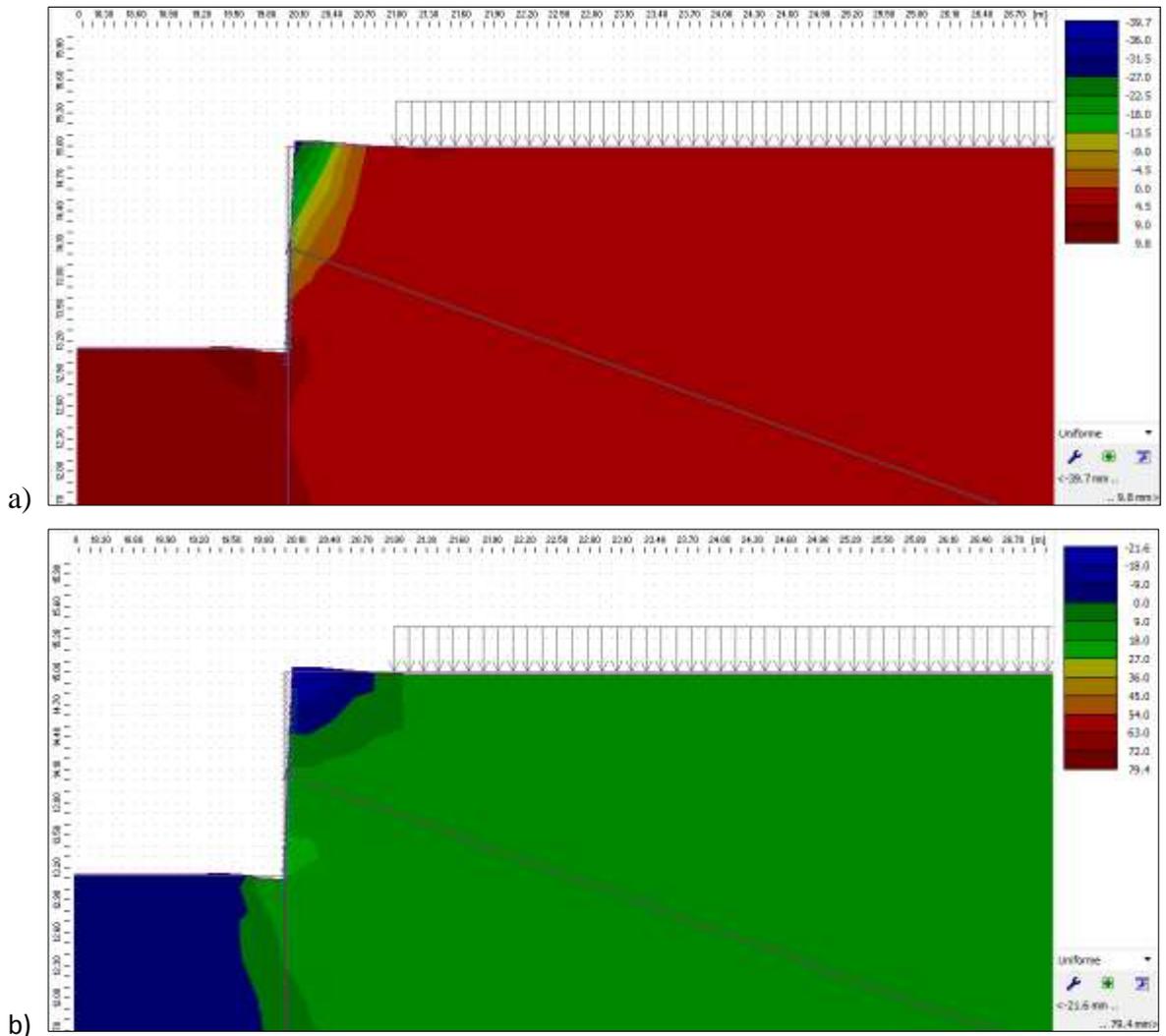
Fuente: Autor.



**Figura 1087109.** Resultados de verificación de estados límites de falla para etapa constructiva final en Caso 2. Fuente: Autor.



**Figura 1108.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 1 de Caso 1. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor.



**Figura 1119.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 2 de Caso 1. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor.

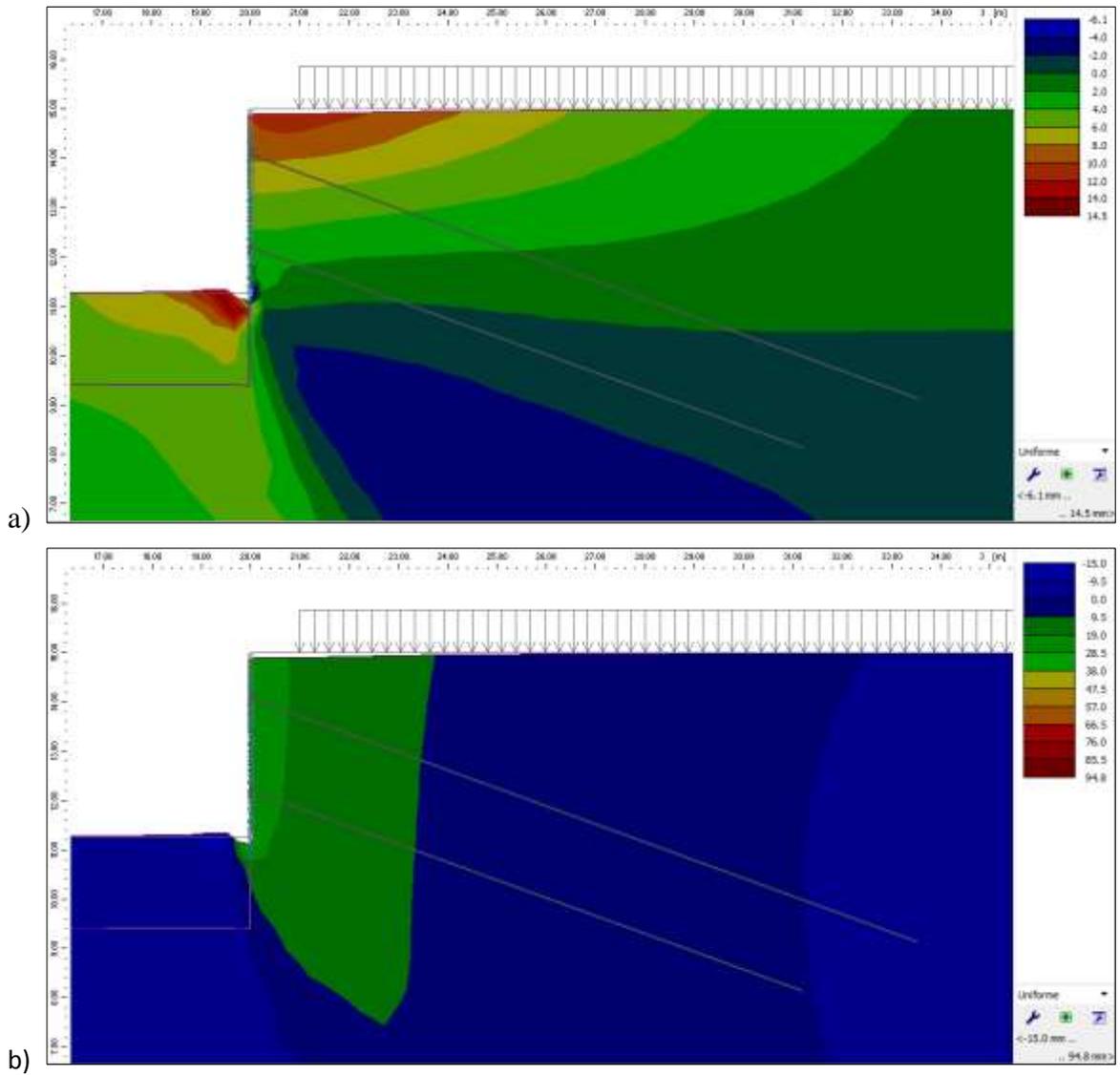
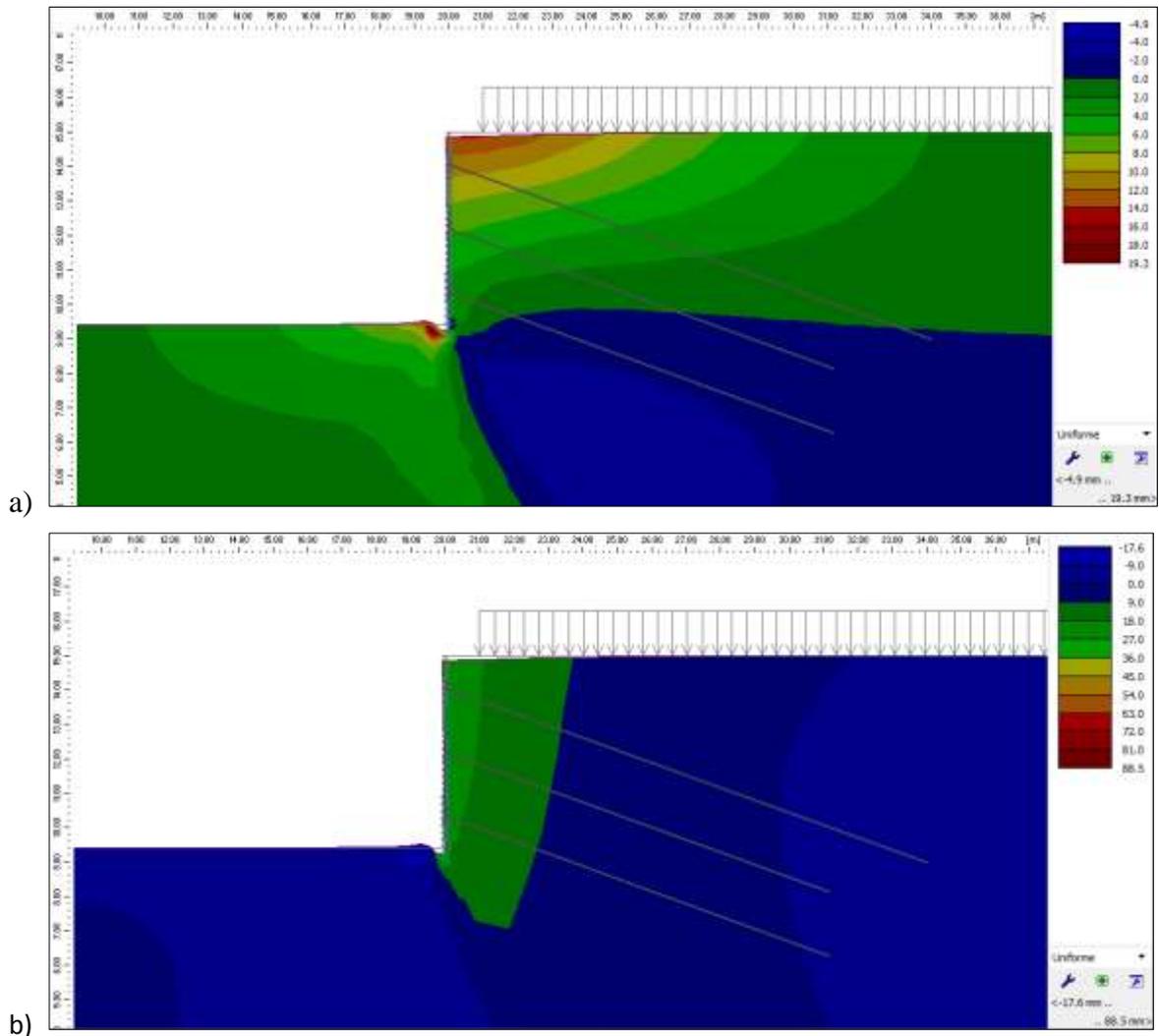


Figura 11210. Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 4 de Caso 1.  
a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor.



**Figura 11311.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 6 de Caso 1.  
a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor.

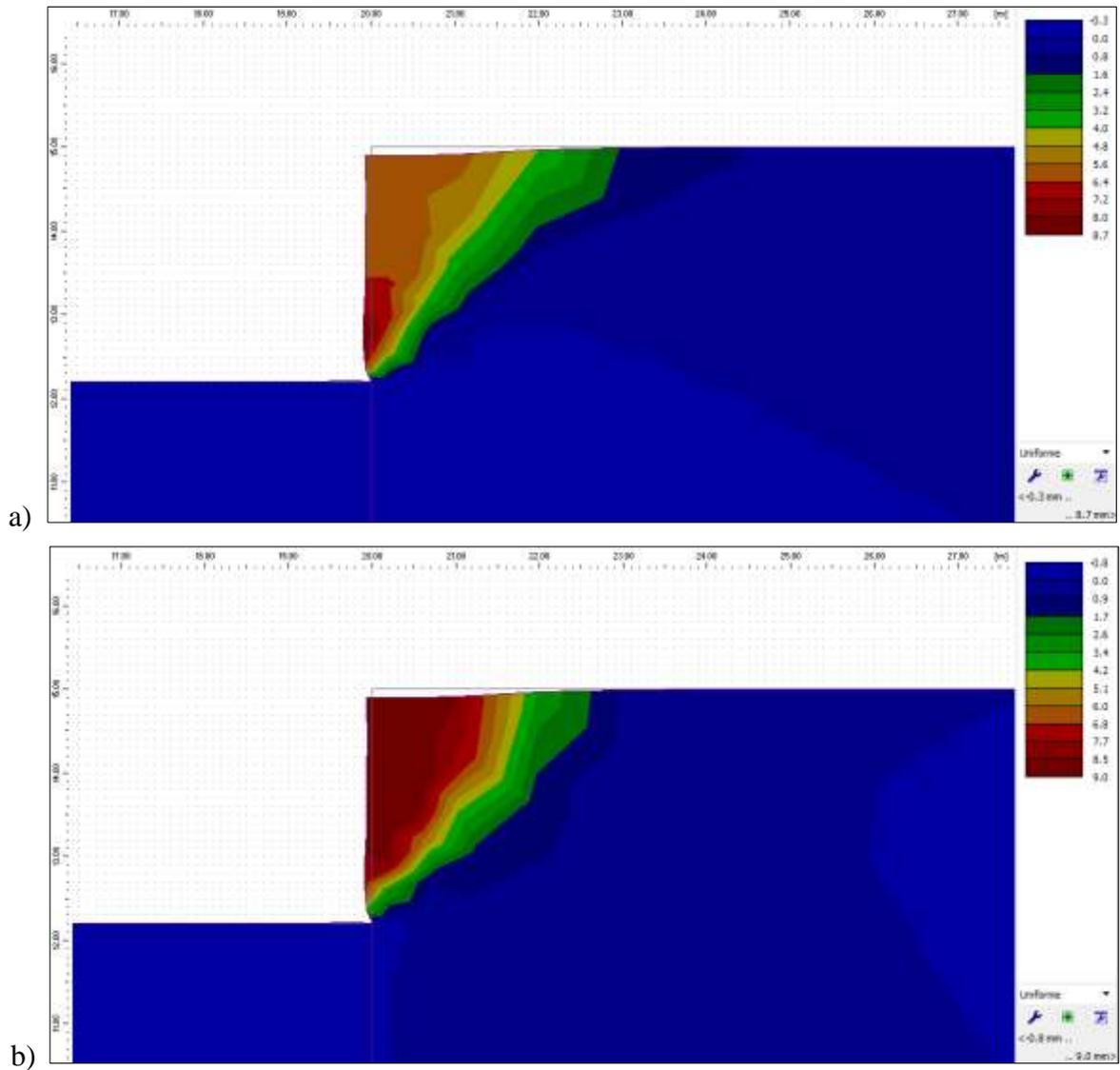
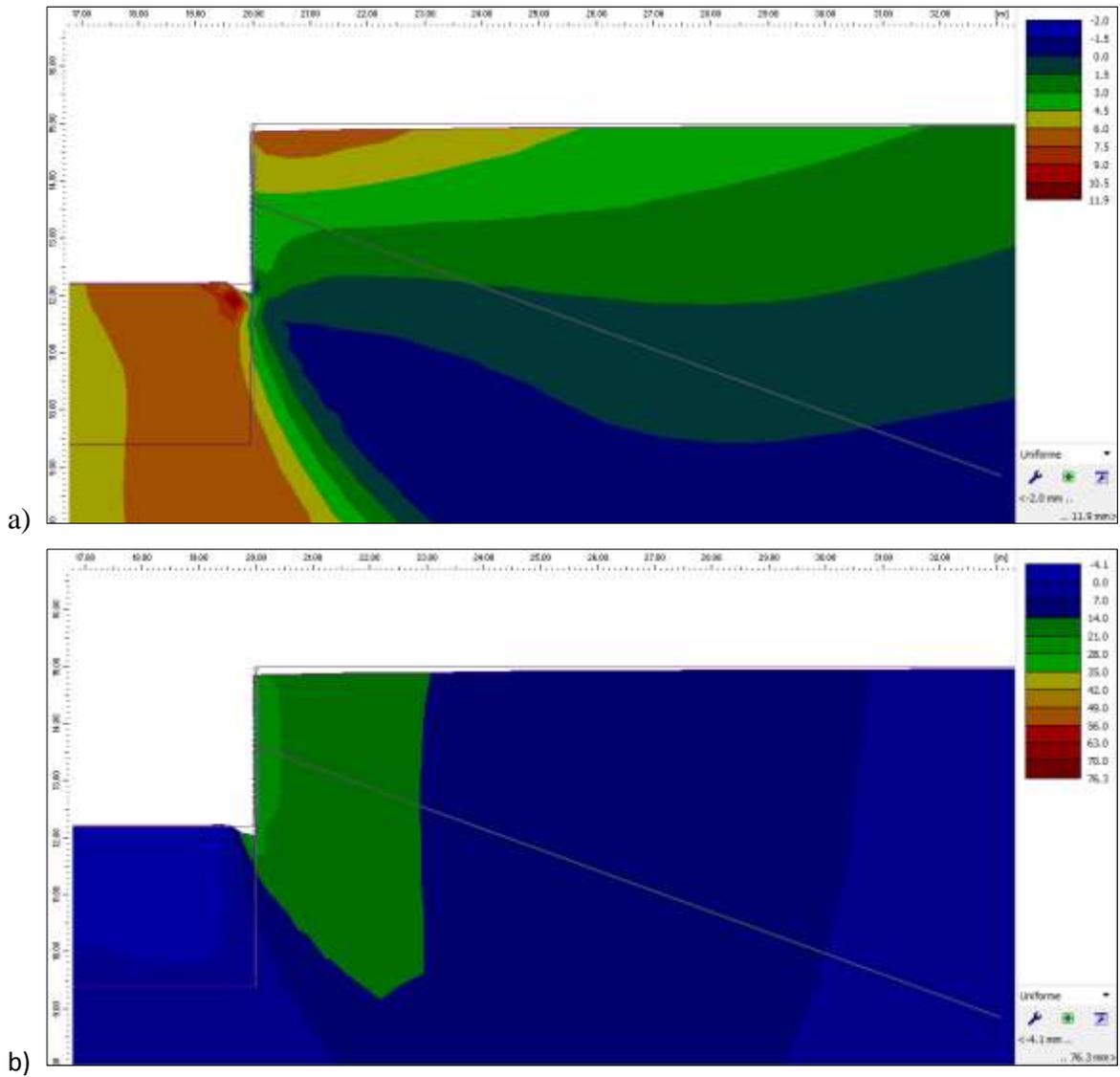
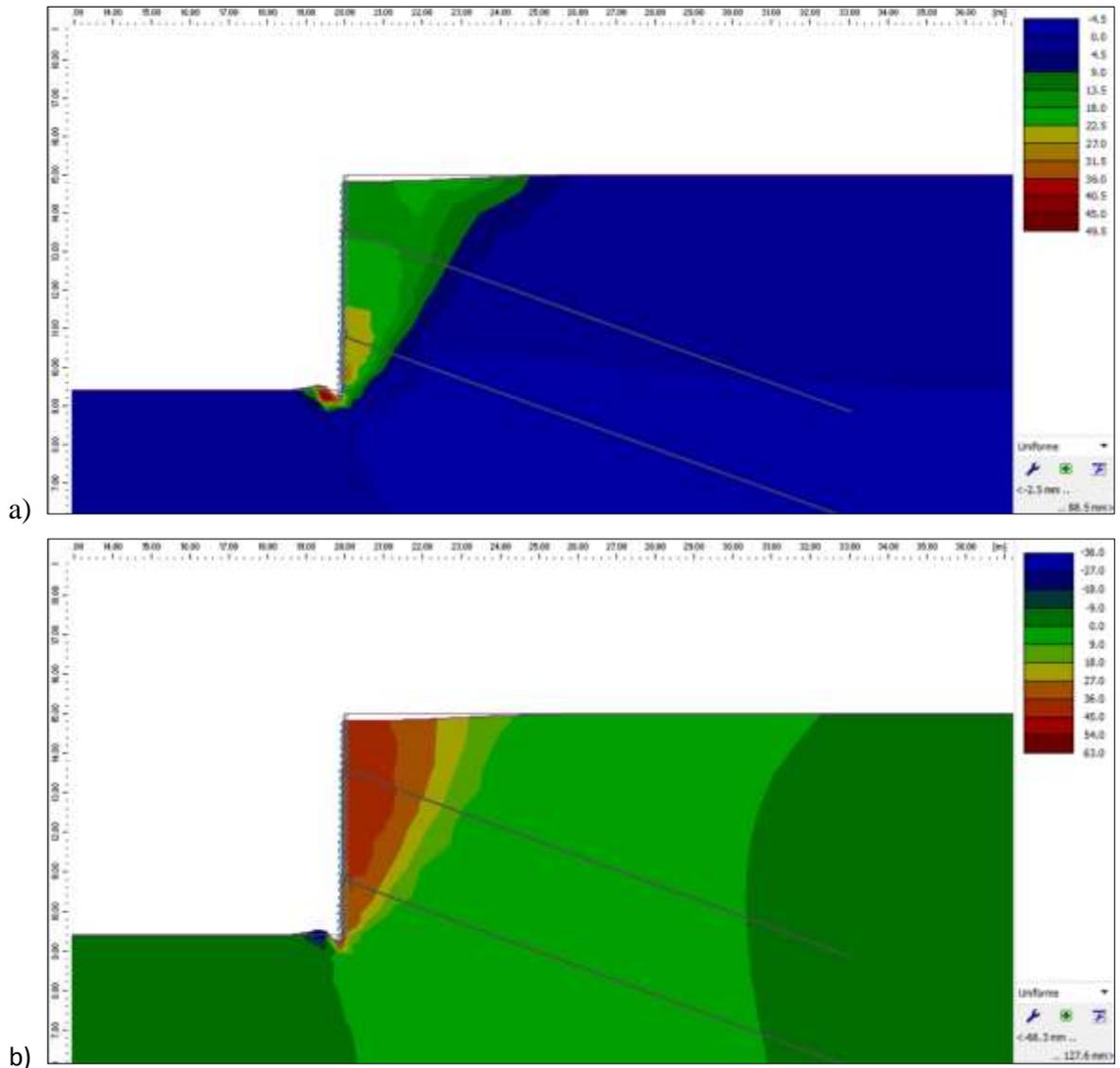


Figura 114. Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 1 de Caso 2. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor.



**Figura 115.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 2 de Caso 2. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor.



**Figura 116.** Resultados de verificación de estados límites de servicio para etapa constructiva 4 de Caso 2. a) Desplazamientos horizontales. b) Desplazamientos verticales. Fuente: Autor.



ANEXO C

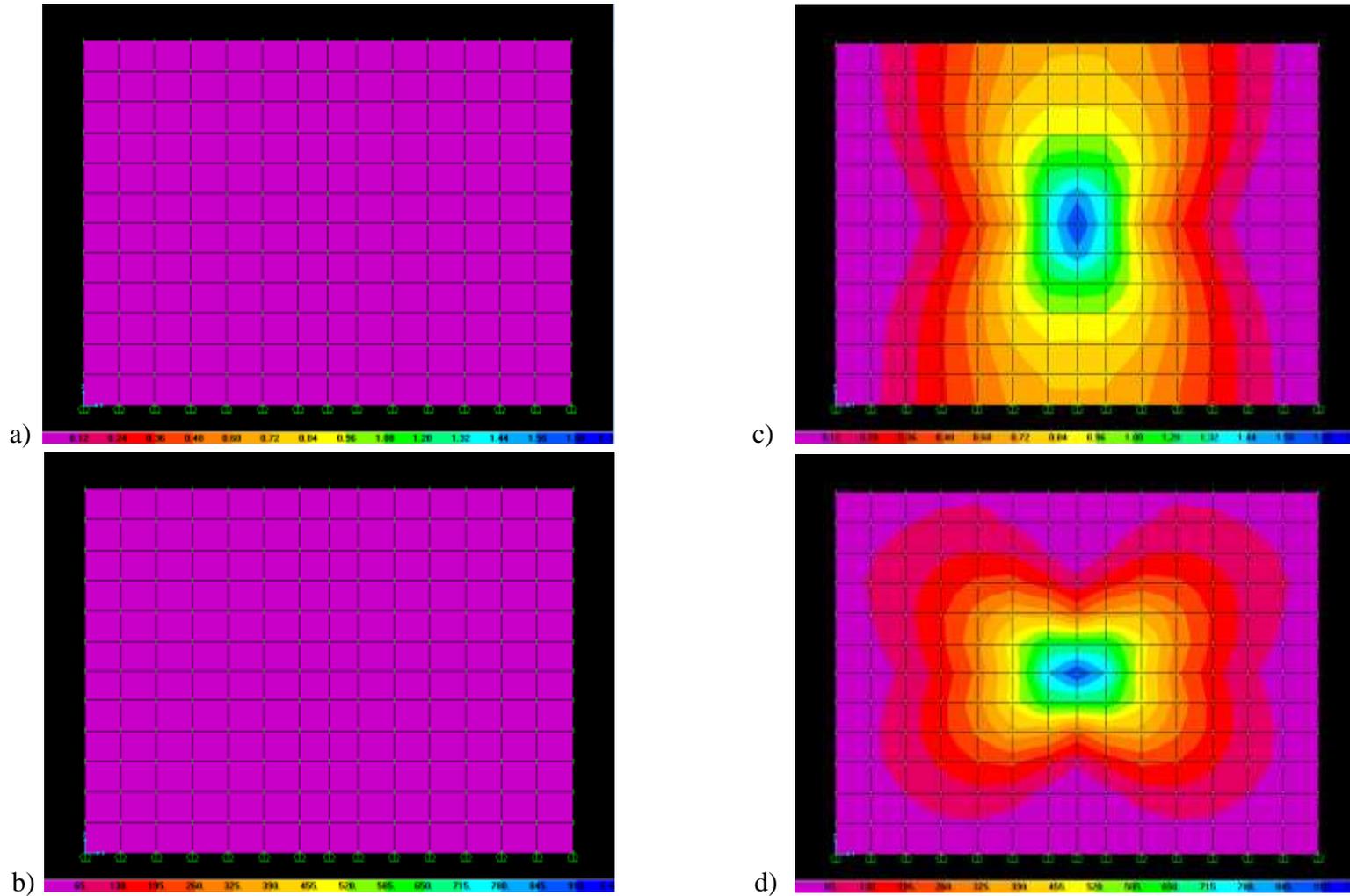
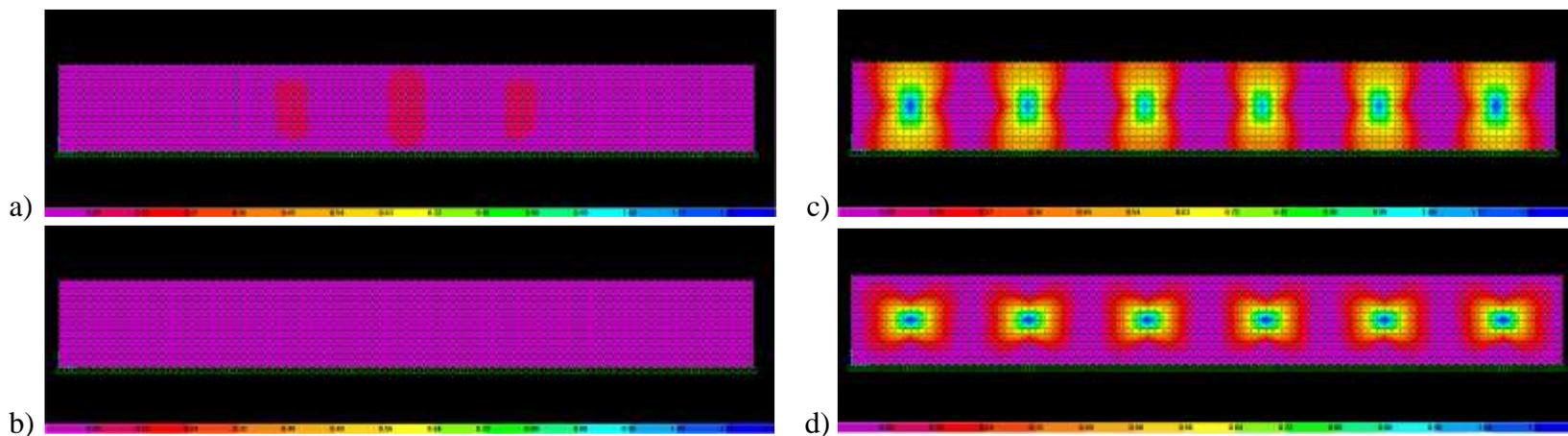
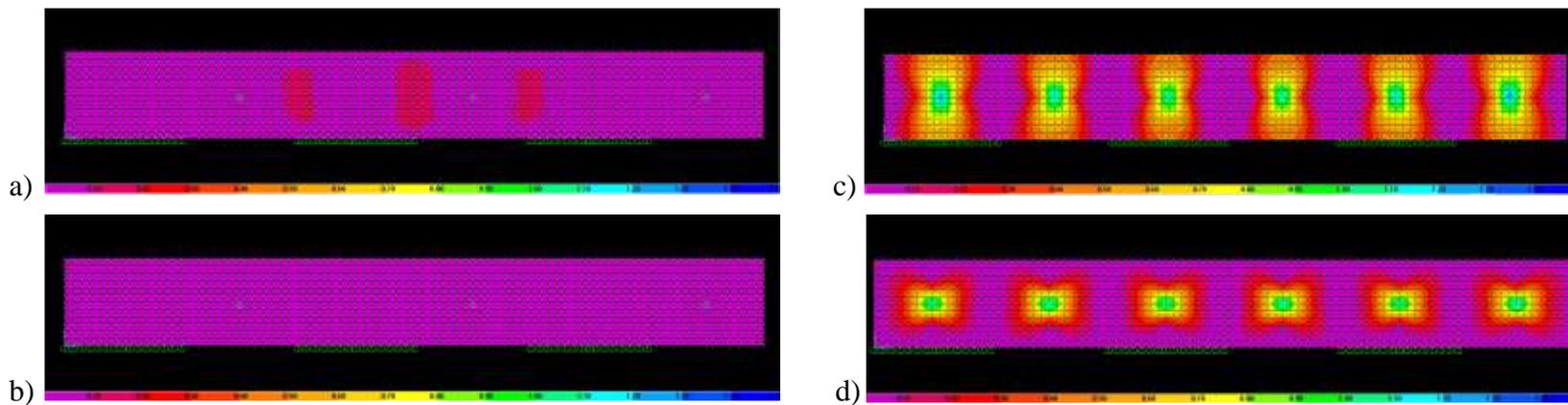


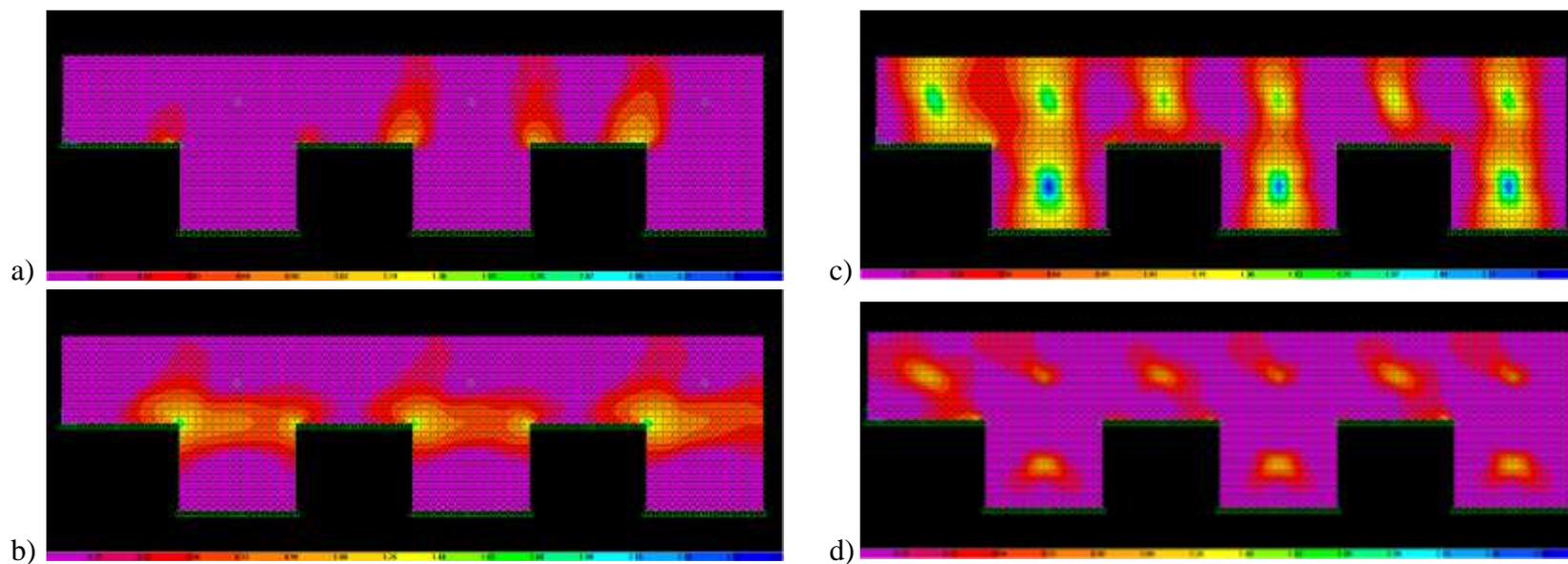
Figura 117118. Análisis de modelo SAP 1-1. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical. Fuente: Autor.



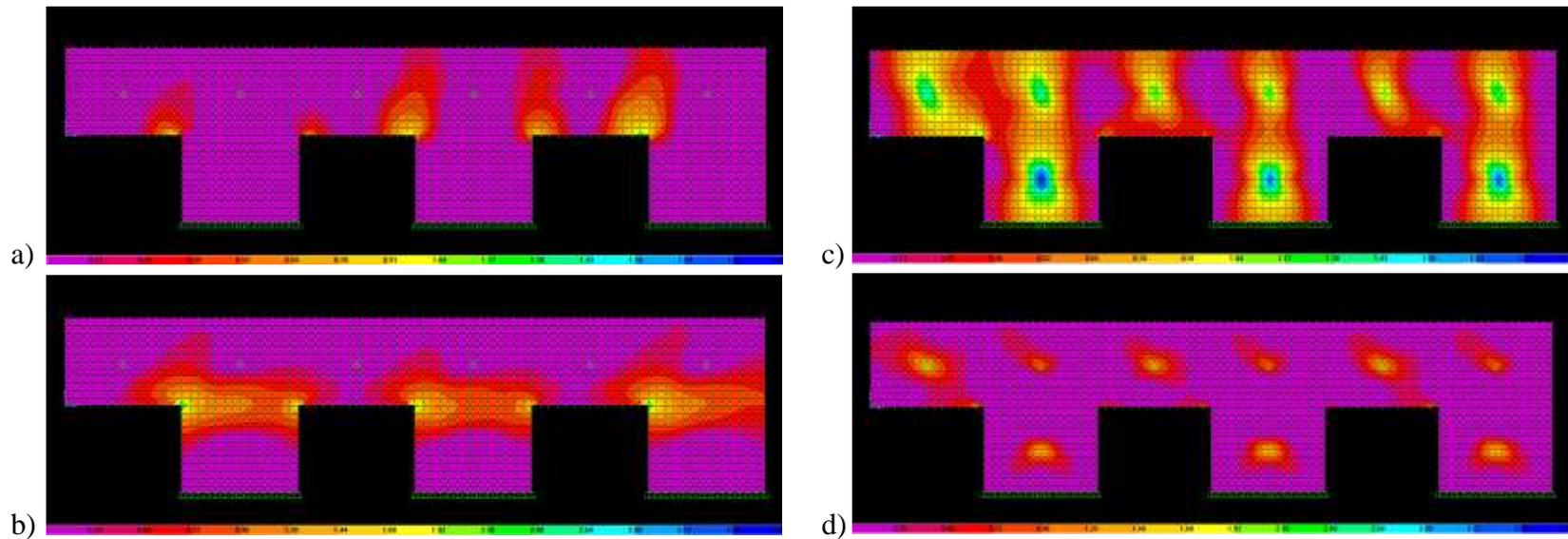
**Figura 119.** Análisis de modelo SAP 1-2. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



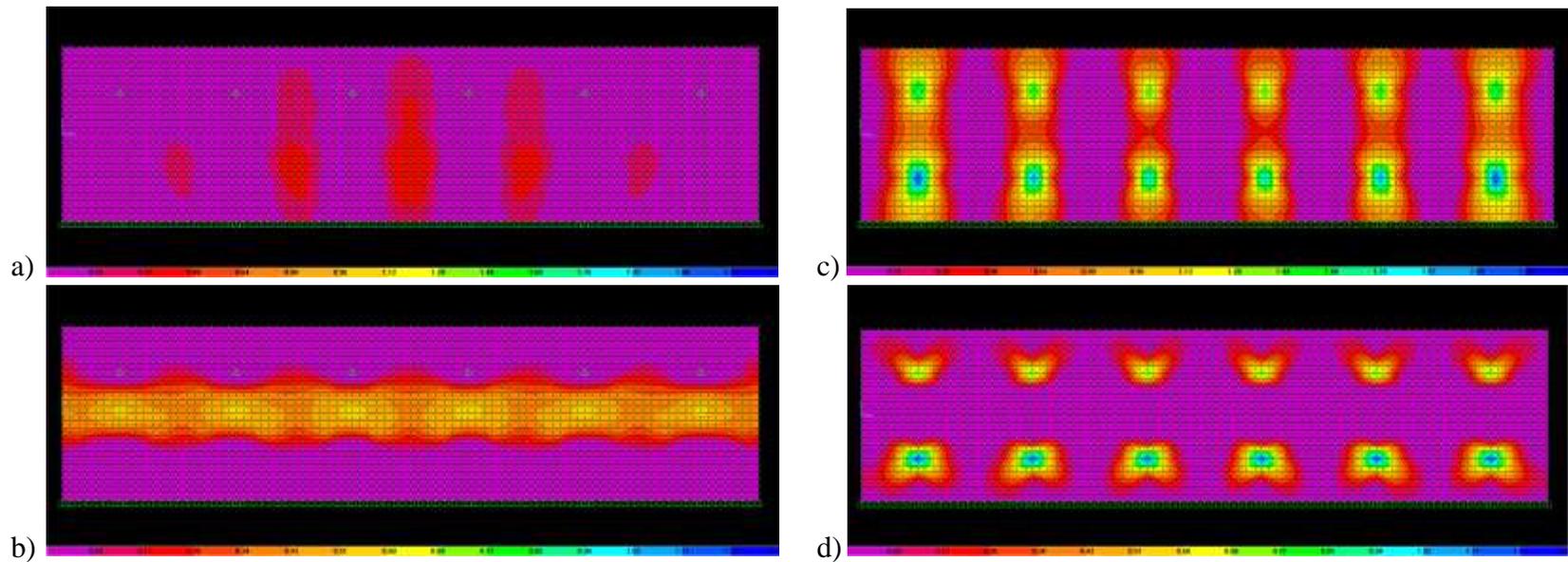
**Figura 120.** Análisis de modelo SAP 1-3. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



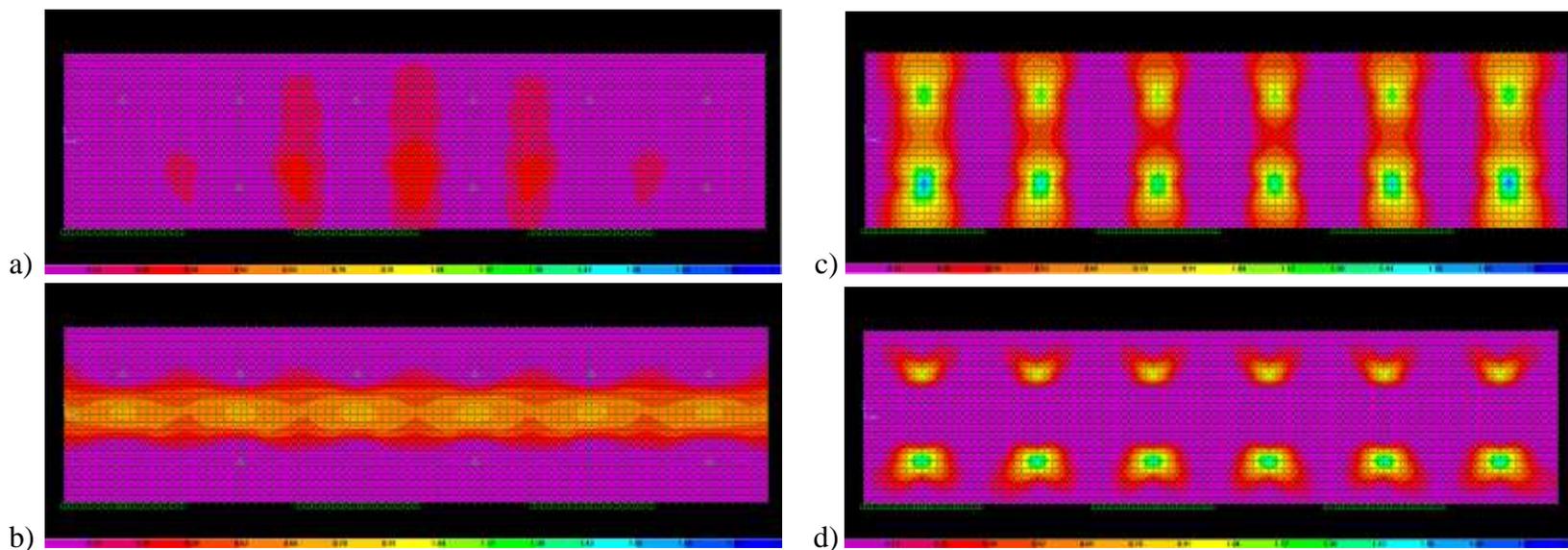
**Figura C-4.** Análisis de modelo SAP 1-4. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



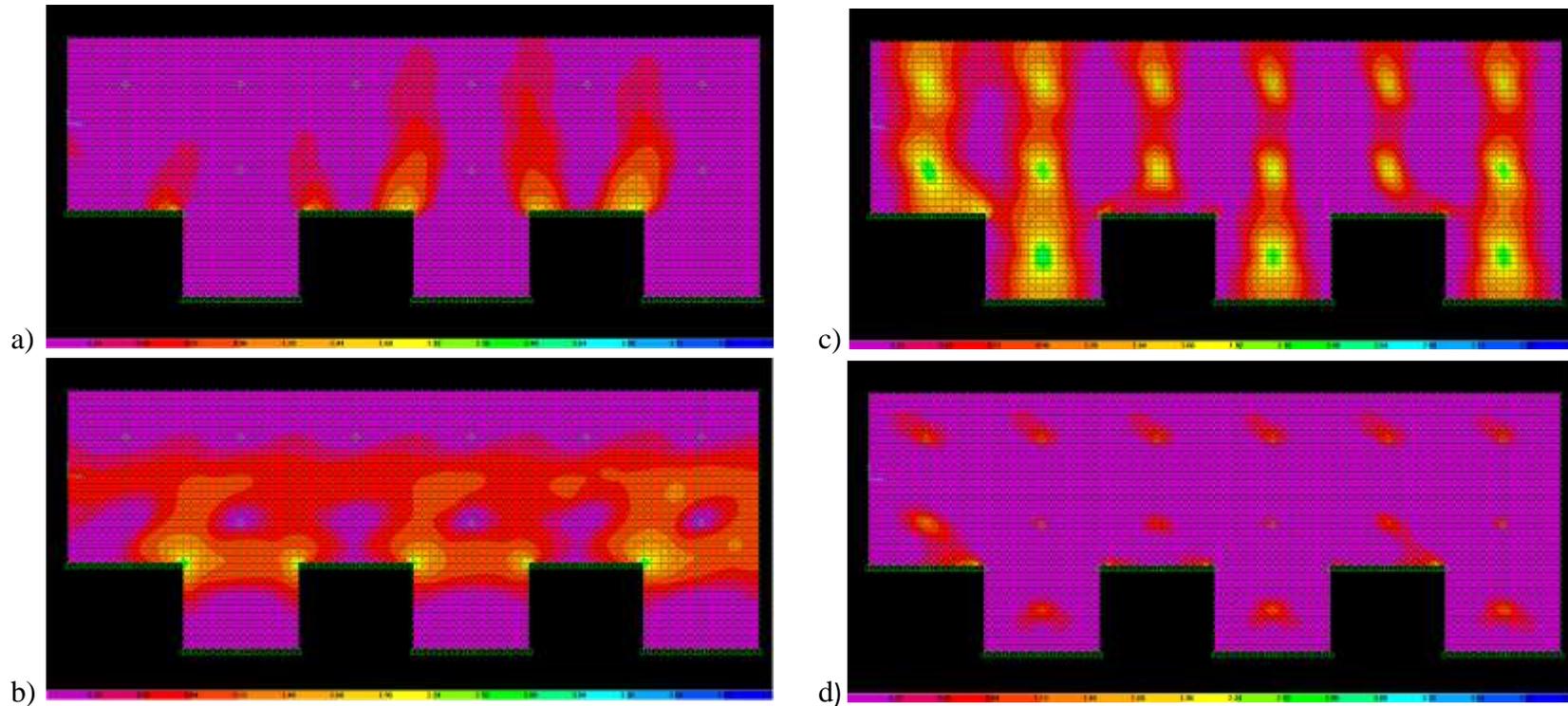
**Figura 121.** Análisis de modelo SAP 1-5. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



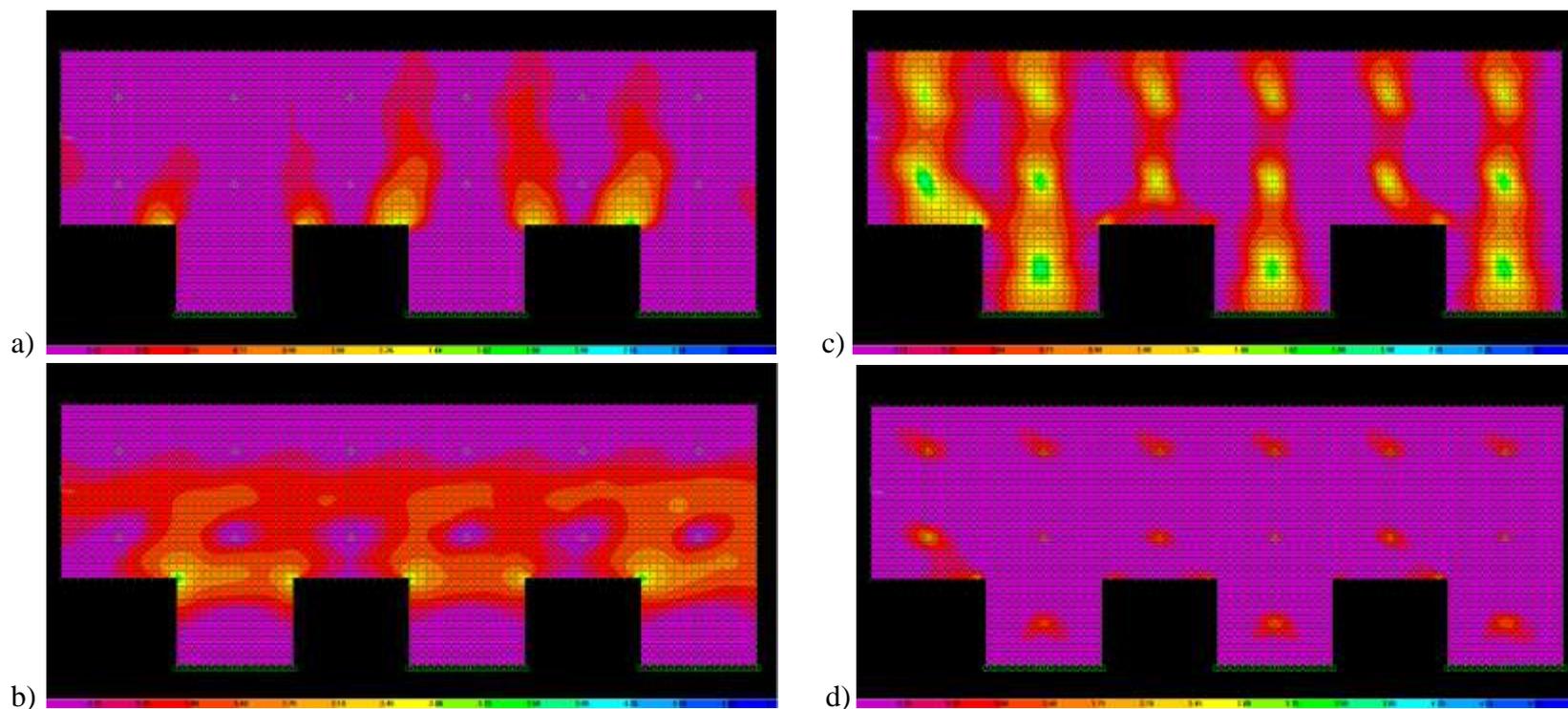
**Figura 122.** Análisis de modelo SAP 1-6. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



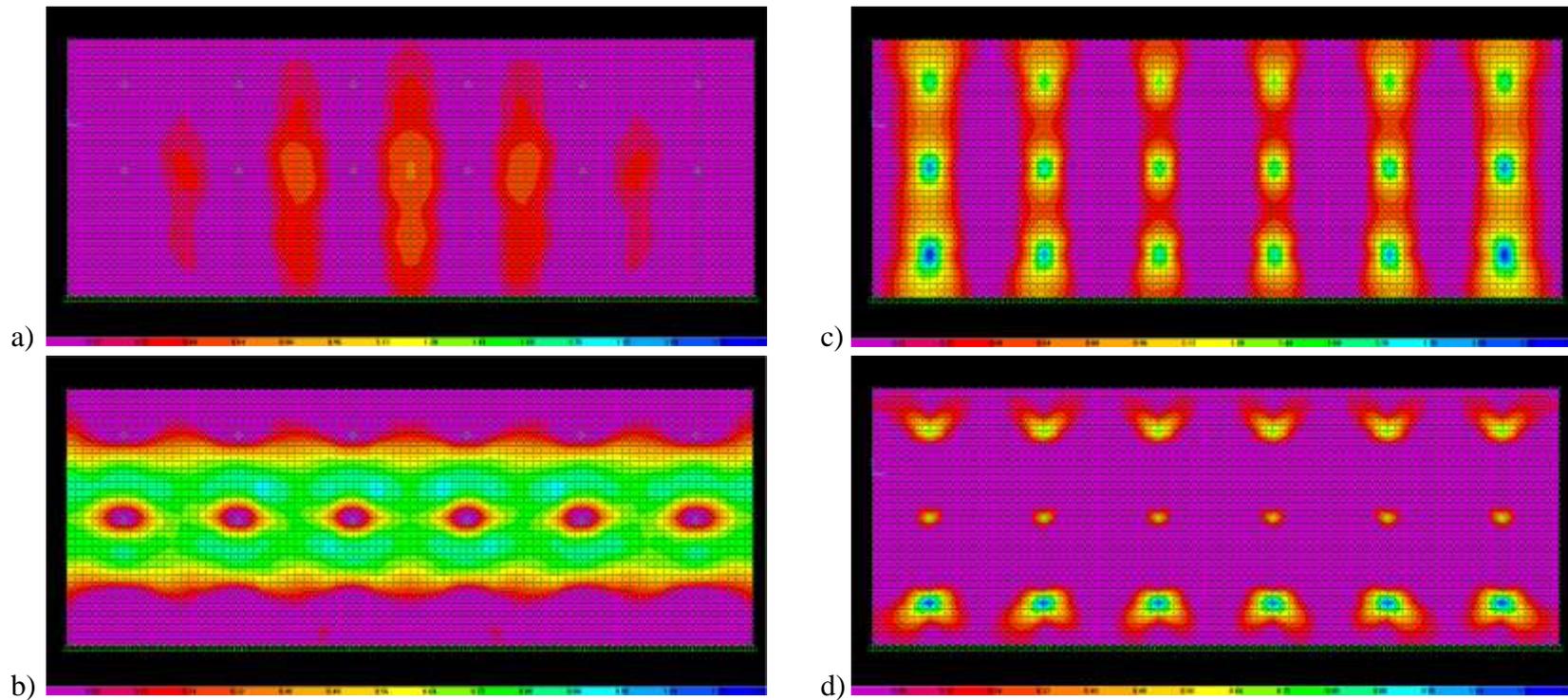
**Figura 123.** Análisis de modelo SAP 1-7. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



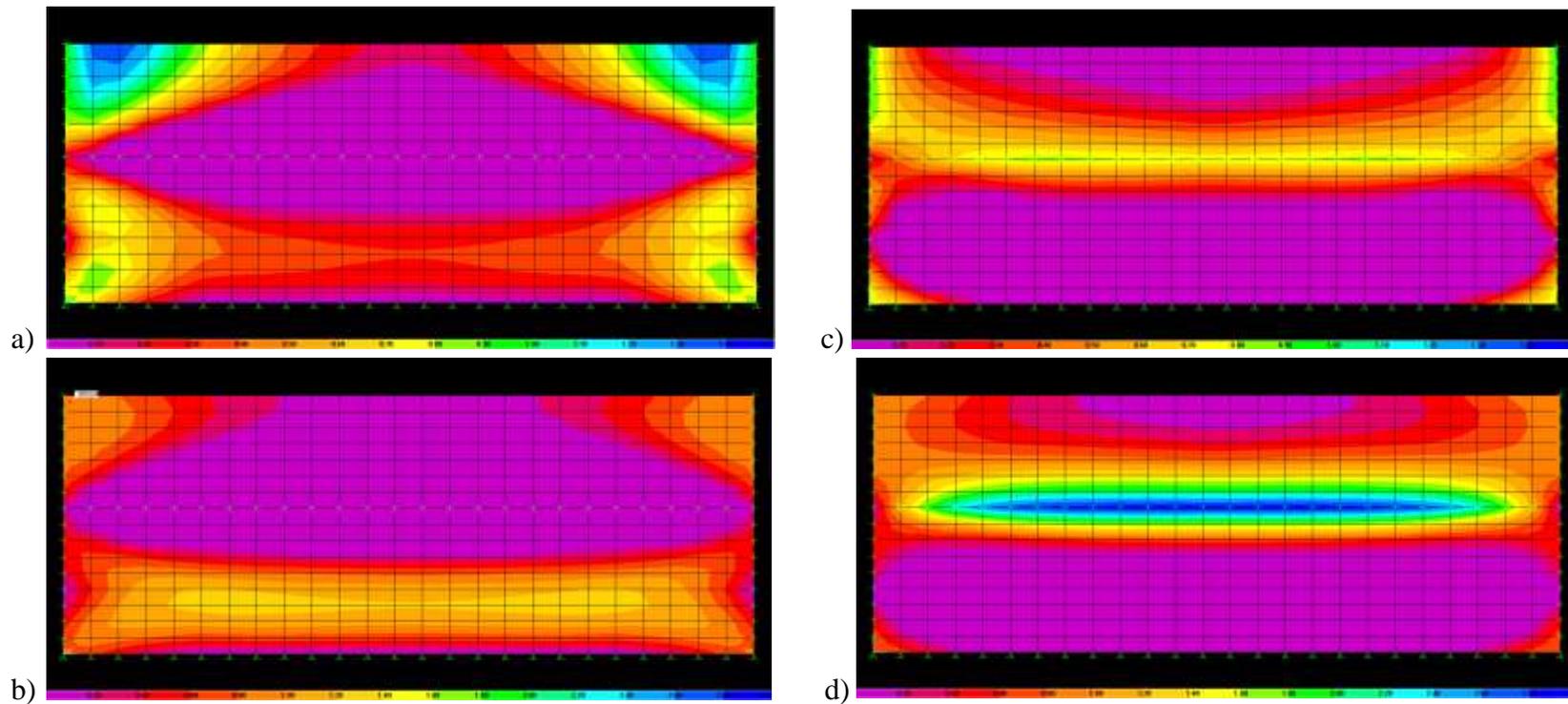
**Figura 1248.** Análisis de modelo SAP 1-8. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



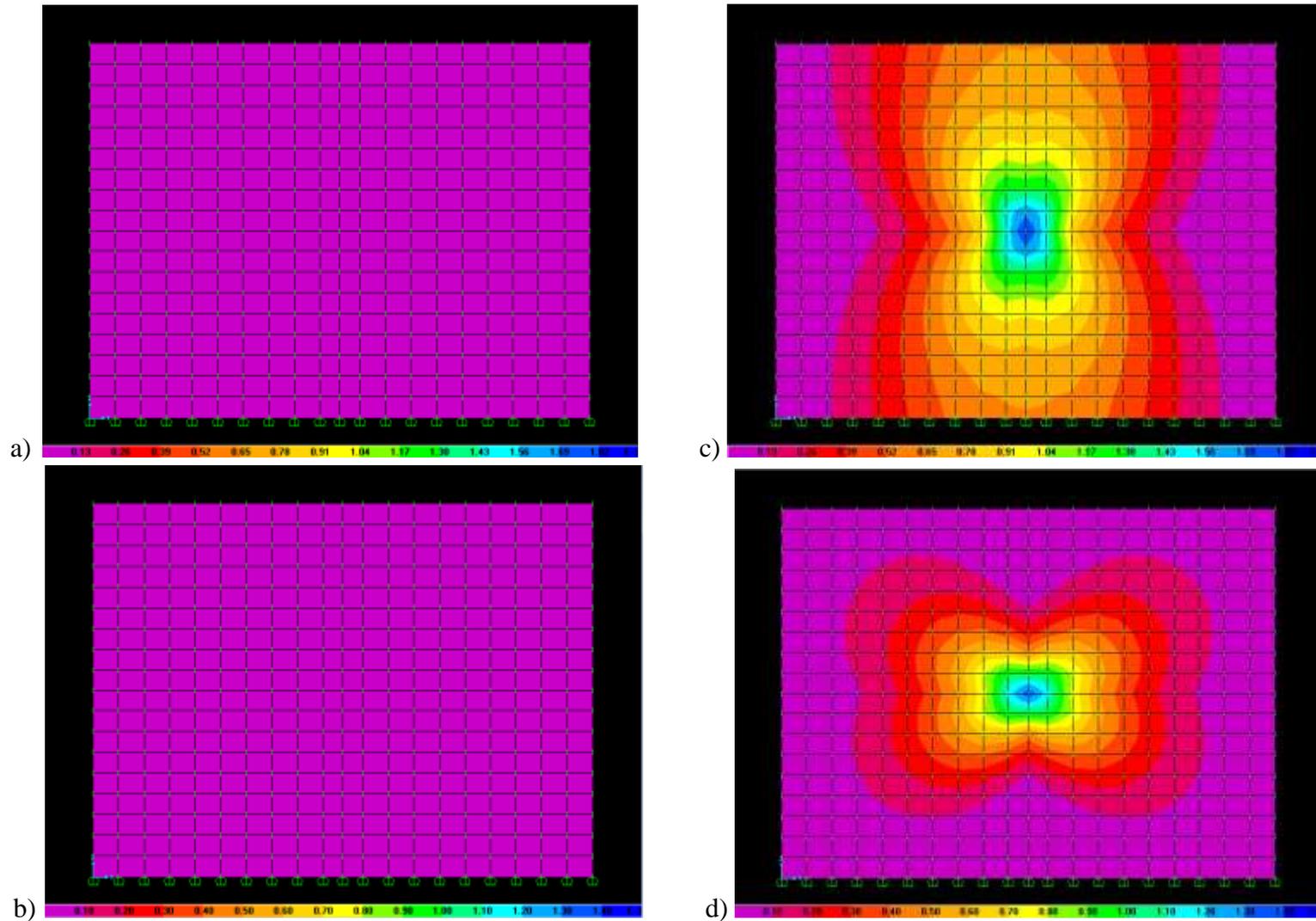
**Figura 125.** Análisis de modelo SAP 1-9. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



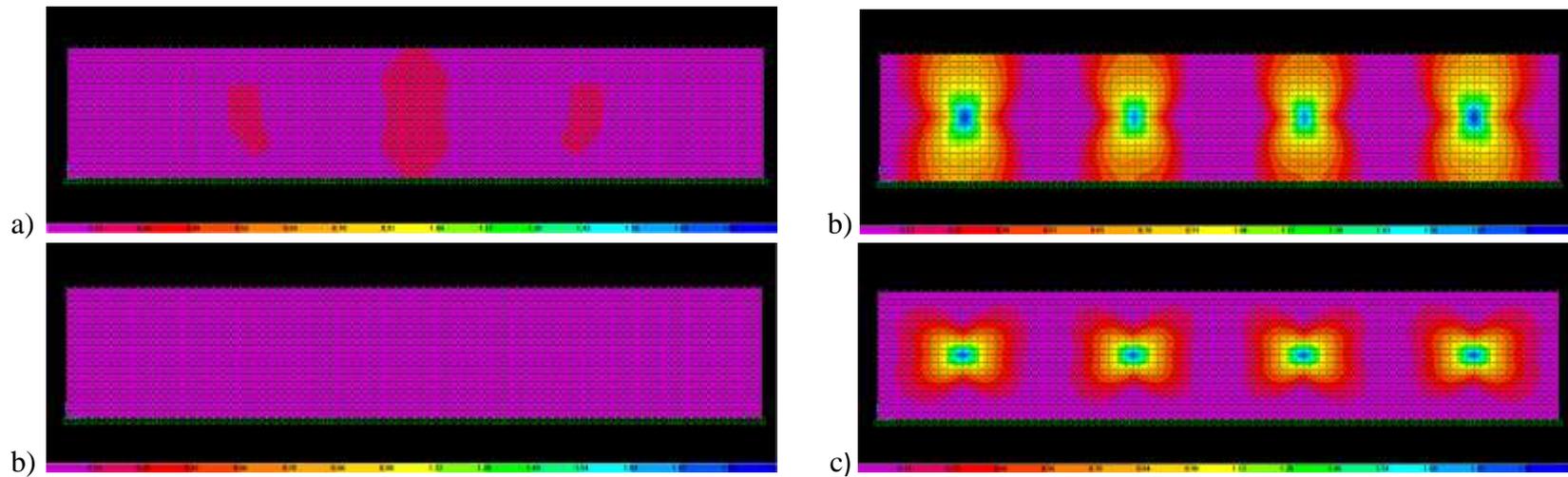
**Figura 1260.** Análisis de modelo SAP 1-10. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



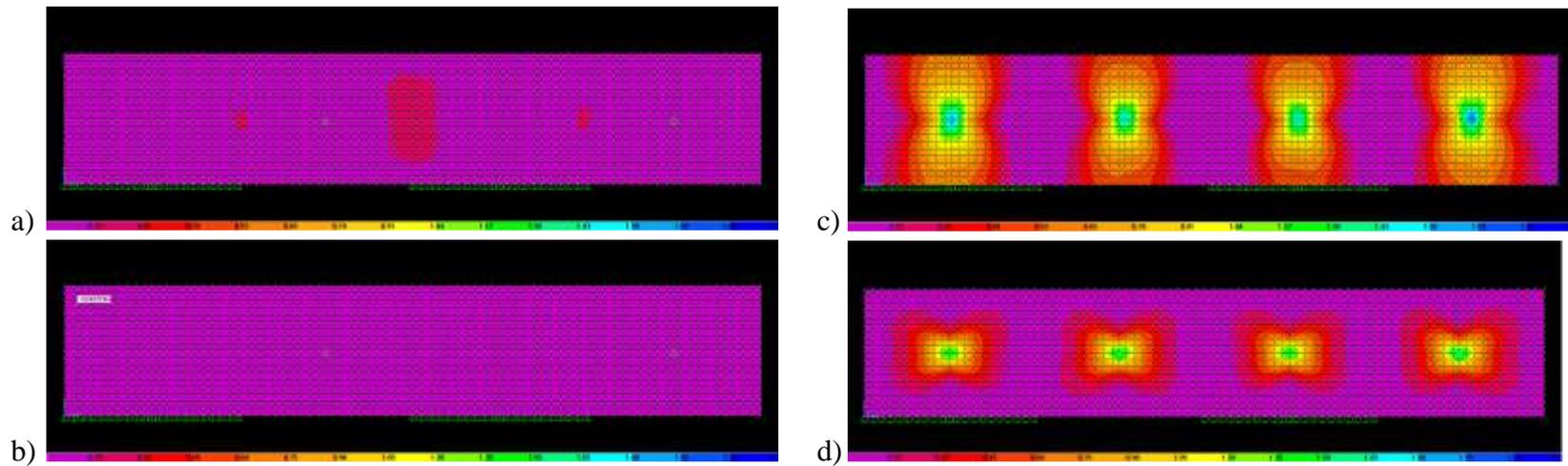
**Figura 127.** Análisis de modelo SAP 1-11. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



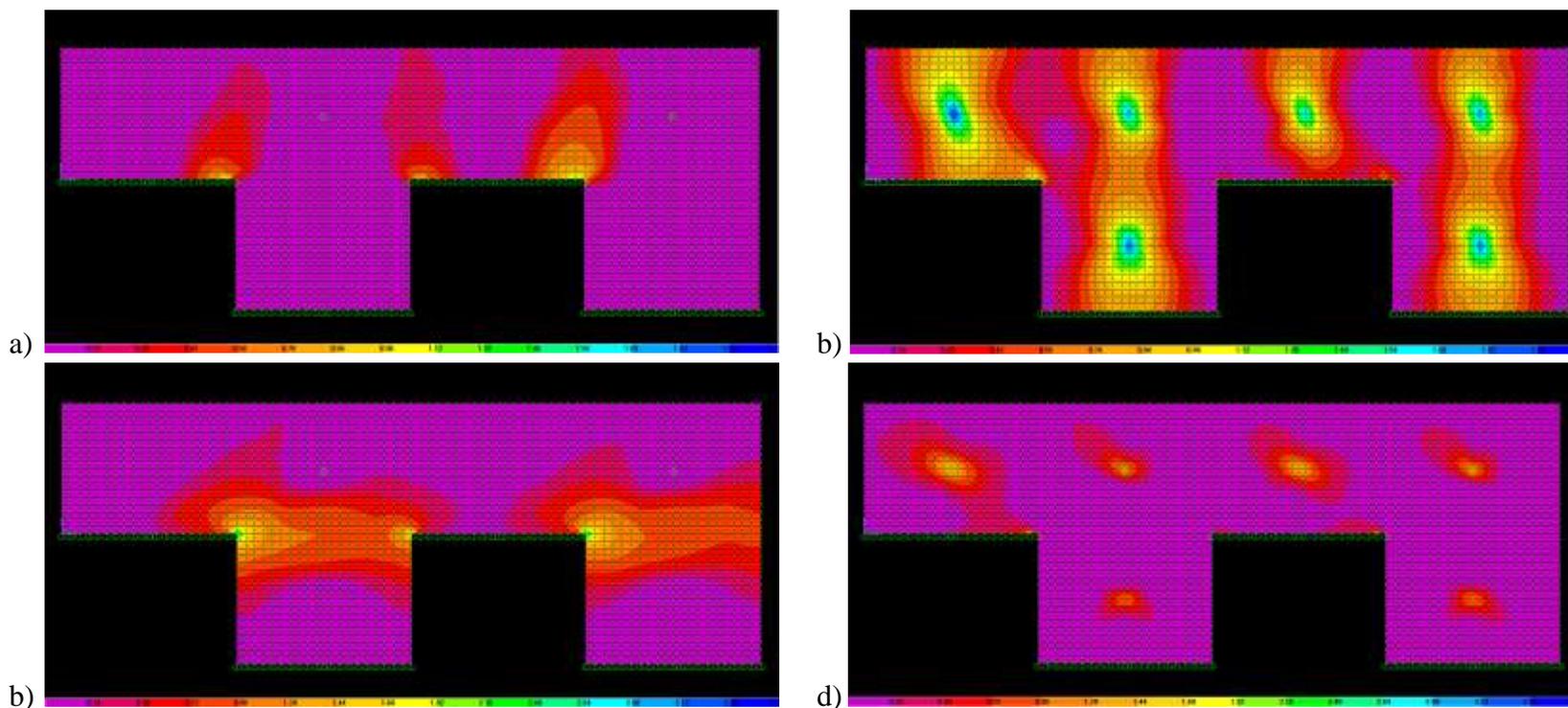
**Figura 128.** Análisis de modelo SAP 2-1. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



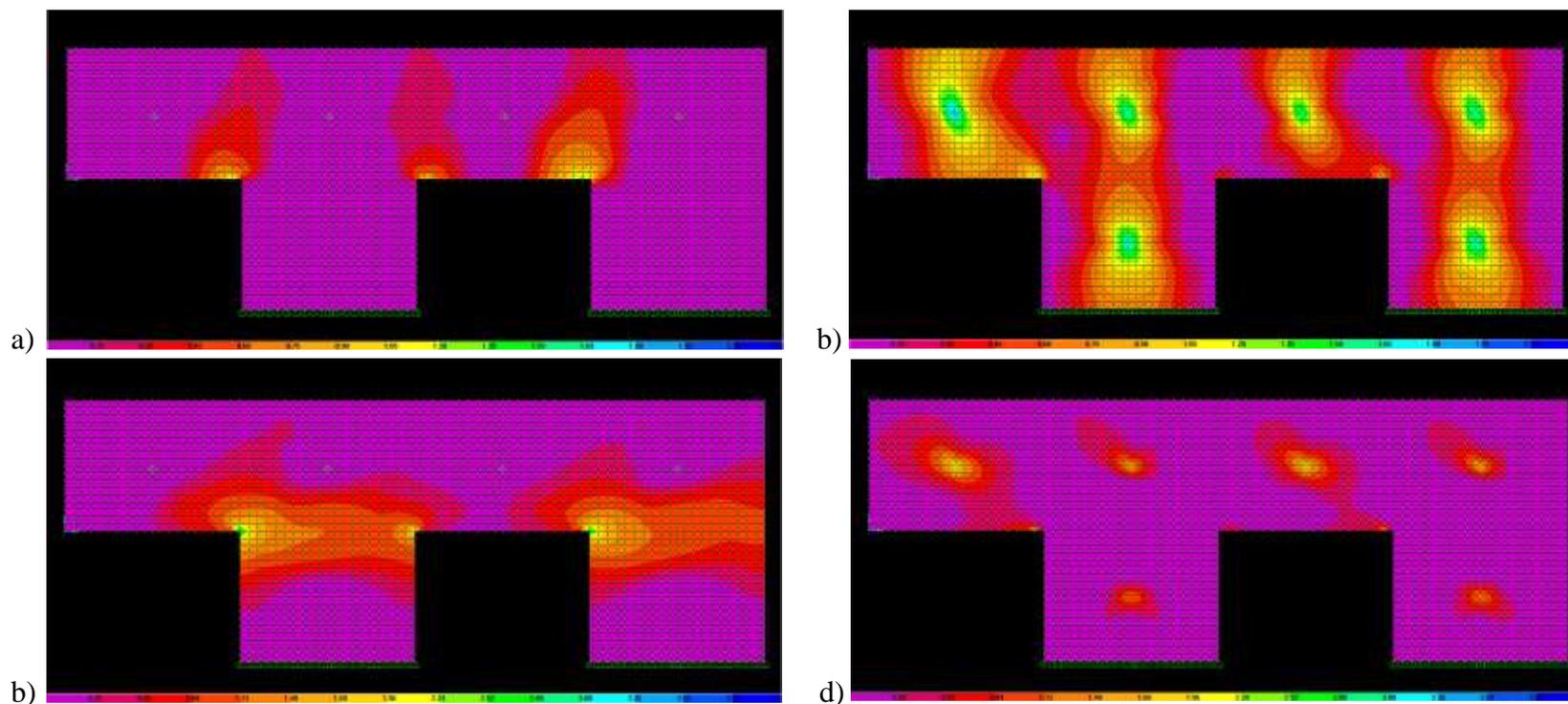
**Figura 129.** Análisis de modelo SAP 2-2. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



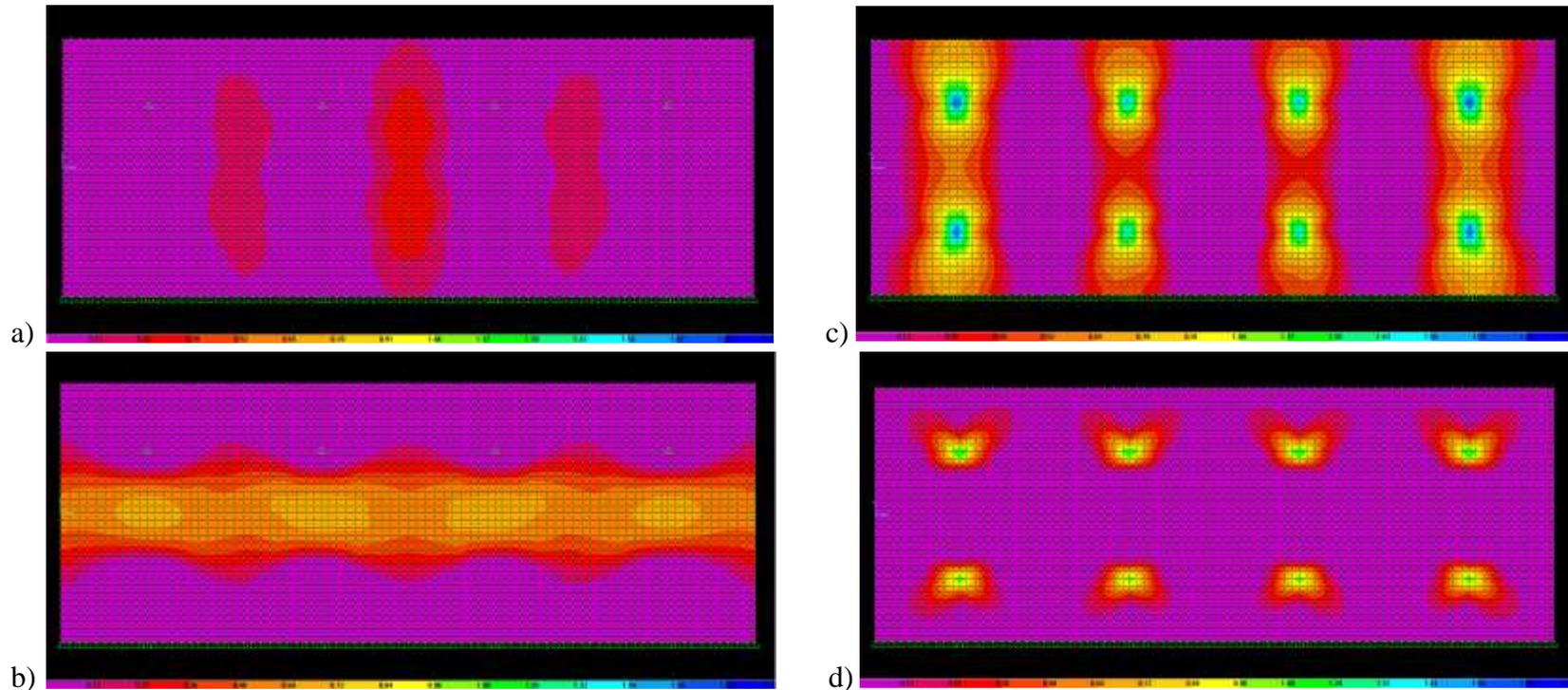
**Figura 1301314.** Análisis de modelo SAP 2-3. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



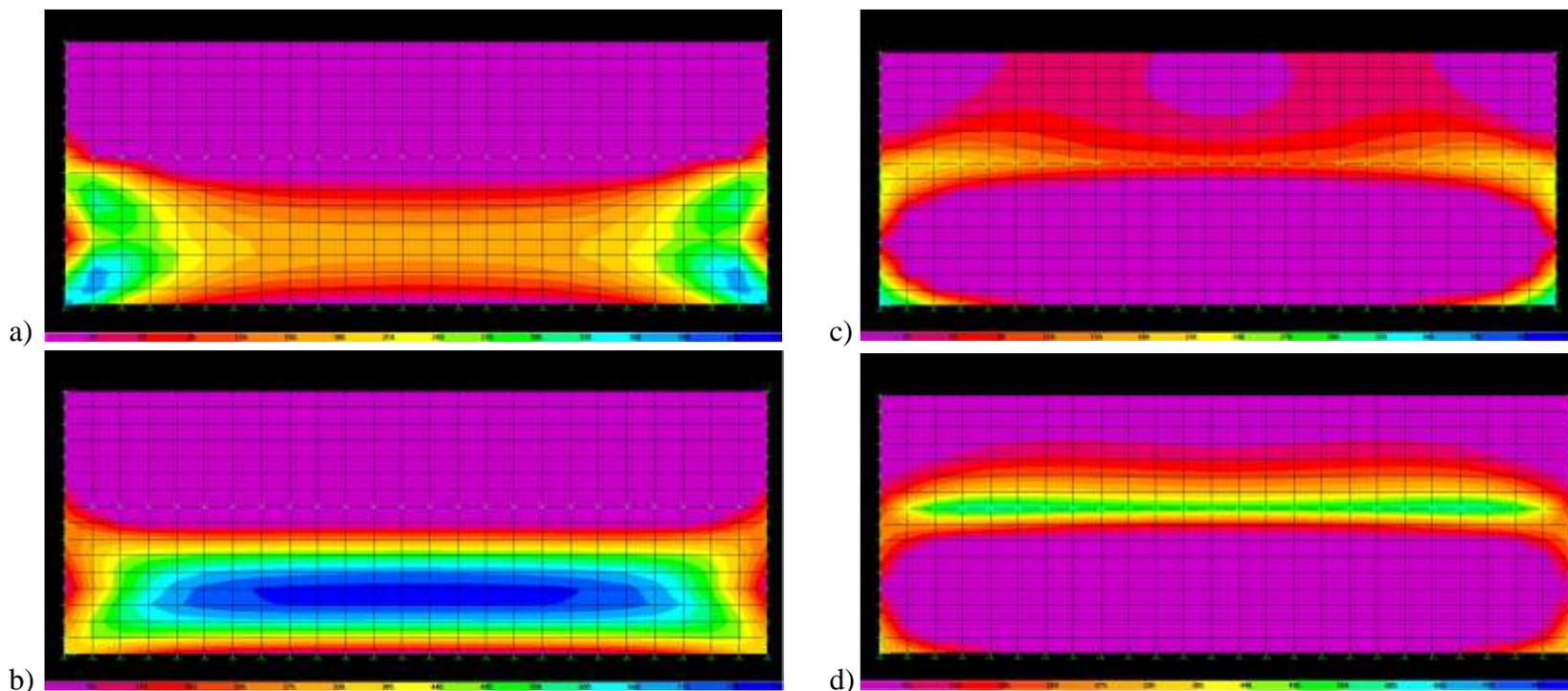
**Figura 1321335.** Análisis de modelo SAP 2-4. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



**Figura 1346.** Análisis de modelo SAP 2-5. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



**Figura 135.** Análisis de modelo SAP 2-6. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



**Figura 136.** Análisis de modelo SAP 2-7. a) Área de acero requerida para cara exterior en sentido horizontal. b) Área de acero requerida para cara exterior en sentido vertical. c) Área de acero requerida para cara interior en sentido horizontal. d) Área de acero requerida para cara interior en sentido vertical.



**ANEXO D**