



**Universidad  
Europea**

**TRABAJO FIN DE MÁSTER**

**OPTIMIZACIÓN DE LAS HIPÓTESIS DE  
PARTIDA PARA EL PREDISEÑO DE  
MUROS DE SOIL NAILING**

MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

AUTOR:

MANEX ALDAI EIZAGIRRE

DIRIGIDA POR:

CARLOS BARBA ÁVILA

DIRECTORA:

MARÍA JOSÉ RODRIGUEZ LARGACHA

MADRID 2025-2026

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero expresar mi más sincero y profundo agradecimiento a todas aquellas personas que han contribuido a que la redacción de este trabajo haya sido posible:

Al tutor D. Carlos Barba Ávila, por haber sido la luz que me ha sabido guiar en los momentos de oscuridad. Sin tus retornos a las consultas realizadas, tu atención al detalle, tu interés por la coherencia del trabajo, tu comprensión de las situaciones cotidianas y tus ánimos, esto no hubiera sido posible.

A mis compañeros de máster por haber podido expresarnos y sabido escucharnos cuando la situación así lo ha requerido. Esto nos ha hecho más fuertes, no hay duda.

A todo mi entorno personal, por haber sabido entender y respetar mis prioridades durante todo este tiempo, sin poner trabas y siempre aportando soluciones. Vuestro incondicional apoyo ha sido el combustible necesario para que el motor no haya dejado de funcionar en todo este tiempo.



DEDICATORIA

*Ekhiñe eta Aneri,  
zuei kendutako momentu bakoitzagatik.*

## **RESUMEN**

Los muros de suelo claveteado se plantean como una solución de sostenimiento iterativa y pasiva que, al alternar fases de excavación, ejecución de clavos y proyección de hormigón, conforma un macizo reforzado con respuesta equiparable a la de un muro de gravedad.

La identidad pasiva del sistema de sostenimiento conlleva que el mecanismo de funcionamiento se active cuando el terreno contiguo a los clavos comienza a desplazarse. La carga se transmite por adherencia entre la lechada y el suelo a lo largo de la zona resistente, mientras el paramento colabora como elemento bidimensional que confina, reparte empujes y controla la fisuración, con refuerzos locales frente al punzonamiento en las cabezas de los clavos.

El presente trabajo tiene por objeto afrontar ciertas ausencias detectadas en el conocimiento de manera que orienta el prediseño hacia decisiones iniciales sólidas y adaptables a distintos terrenos, con la idea de acortar el ciclo de iteraciones posteriores sin renunciar a las condiciones de seguridad de la solución, ni a la eficiencia constructiva.

**Palabras clave:** *adherencia, estabilidad global, clavo, punzonamiento, versatilidad.*

## **ABSTRACT**

Soil-nailed walls are conceived as an iterative, passive support solution which, by alternating phases of excavation, nail installation, and shotcrete application, forms a reinforced mass whose response is comparable to that of a gravity wall.

The passive nature of the system means the mechanism is activated once the ground adjacent to the nails begins to move. Load is transmitted through bond between the grout and the soil along the resistant zone, while the facing acts as a two-way structural element that confines and redistributes earth pressures and controls cracking, with local punching-shear reinforcement at the nail heads.

This work aims to address certain gaps in current knowledge so as to steer pre-design toward robust initial decisions that are adaptable to different ground conditions, with the intention of shortening the subsequent iteration cycle without compromising either the safety of the solution or construction efficiency.

**Keywords:** *bond, global stability, nail, punching shear, versatility.*

## ÍNDICE

|  |    |
|--|----|
| CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....                                 | 22 |
| 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....                               | 22 |
| CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE.....                               | 23 |
| 2.1 CONCEPTOS PREVIOS .....                                    | 23 |
| 2.1.1 INTRODUCCIÓN .....                                       | 23 |
| 2.1.2 DEFINICIÓN DE TALUD Y DE SU ESTABILIDAD .....            | 24 |
| 2.1.2.1 DEFINICIÓN DE TALUD .....                              | 24 |
| 2.1.2.2 ESTABILIDAD DE UN TALUD .....                          | 26 |
| 2.1.2.2.1 FACTORES QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD.....          | 26 |
| 2.1.2.2.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD .....           | 27 |
| 2.1.2.3 TIPOLOGÍA DE INESTABILIDADES.....                      | 28 |
| 2.1.3 SISTEMAS DE CONTENCIÓN .....                             | 29 |
| 2.1.3.1 SISTEMAS DE CONTENCIÓN RÍGIDOS.....                    | 29 |
| 2.1.3.2 SISTEMAS DE CONTENCIÓN FLEXIBLES .....                 | 32 |
| 2.2 MUROS DE SUELO CLAVETEADO O SOIL NAILING .....             | 36 |
| 2.2.1 INTRODUCCIÓN Y ORIGEN HISTÓRICO.....                     | 36 |
| 2.2.2 MARCO NORMATIVO NACIONAL E INTERNACIONAL .....           | 39 |
| 2.2.2.1 MARCO NORMATIVO A NIVEL INTERNACIONAL .....            | 39 |
| 2.2.2.2 MARCO NORMATIVO A NIVEL NACIONAL .....                 | 41 |
| 2.2.3 ELEMENTOS QUE COMPONEN UN MURO DE SUELO CLAVETEADO ..... | 42 |
| 2.2.3.1 BULONES .....  | 43 |
| 2.2.3.2 INYECCIÓN DE LECHADA DE CEMENTO .....                  | 46 |
| 2.2.3.3 ELEMENTOS DE CONEXIÓN .....                            | 51 |
| 2.2.3.4 CENTRADORES.....                                       | 52 |
| 2.2.3.5 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN.....                    | 53 |
| 2.2.3.6 SOSTENIMIENTO CON HORMIGÓN PROYECTADO .....            | 61 |

|   |     |
|---|-----|
| 2.2.3.7 DRENAJE .....   | 63  |
| 2.2.3.8 REVESTIMIENTO EXTERIOR.....   | 65  |
| 2.2.4 PROCESO CONSTRUCTIVO.....   | 68  |
| 2.2.4.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES .....  | 70  |
| 2.2.4.2 EXCAVACIÓN .....  | 71  |
| 2.2.4.3 EJECUCIÓN DE LOS CLAVOS.....  | 73  |
| 2.2.4.4 DRENAJE .....   | 75  |
| 2.2.4.5 EJECUCIÓN DE LA CAPA DE SOSTENIMIENTO.....  | 77  |
| 2.2.4.6 REPETICIÓN DE LAS FASES DE EXCAVACIÓN, CLAVETEADO, DRENAJE Y CAPA DE SOSTENIMIENTO INICIAL..... | 79  |
| 2.2.4.7 EJECUCIÓN DEL REVESTIMIENTO EXTERIOR Y DEL RESTO DE TRABAJOS DE ACABADO .....                   | 79  |
| 2.2.5 PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DE UN MURO DE SUELO CLAVETEADO.....                                   | 80  |
| 2.2.5.1 ESFUERZOS DE TRACCIÓN EN LOS CLAVOS .....   | 81  |
| 2.2.5.1.1 CONSIDERACIONES INICIALES. ORIENTACIÓN DE LOS CLAVOS .....                                    | 81  |
| 2.2.5.1.2 EVOLUCIÓN DE LAS CARGAS DE TRACCIÓN .....   | 84  |
| 2.2.5.1.3 DISTRIBUCIÓN, LOCALIZACIÓN Y ÓRDENES DE MAGNITUD DE CARGAS MÁXIMAS .....                      | 85  |
| 2.2.5.1.4 DISTRIBUCIÓN Y ÓRDENES DE MAGNITUD DE LAS CARGAS EN EL PARAMENTO .                            | 90  |
| 2.2.5.2 MECANISMO DE TRANSMISIÓN DE CARGAS CLAVO-TERRENO .....  | 92  |
| 2.2.5.2.1 INTERACCIÓN LECHADA-SUELO .....   | 92  |
| 2.2.5.2.2 INTERACCIÓN BULÓN-LECHADA .....   | 97  |
| 2.2.5.3 FUNCIONAMIENTO DEL PARAMENTO DE HORMIGÓN PROYECTADO.....  | 98  |
| 2.2.5.3.1 RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL PARAMENTO DE HORMIGÓN PROYECTADO .....                              | 98  |
| 2.2.5.3.2 RESISTENCIA FRENTE A ESFUERZOS DE PUNZONAMIENTO .....   | 100 |
| 2.2.5.4 DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS DEL MURO DE SOIL NAILING .....                                  | 104 |
| 2.2.6 CONDICIONES FAVORABLES Y DESFAVORABLES PARA LA EJECUCIÓN DE MUROS DE SUELO CLAVETEADO .....       | 106 |

|  |     |
|--|-----|
| 2.2.6.1 CONDICIONES FAVORABLES PARA MUROS DE SUELO CLAVETEADO .....  | 106 |
| 2.2.6.2 CONDICIONES DESFAVORABLES PARA MUROS DE SUELO CLAVETEADO .....   | 108 |
| 2.2.7 CAUSAS DE FALLO .....  | 110 |
| 2.2.7.1 MODOS DE FALLO EXTERNOS.....   | 110 |
| 2.2.7.2 MODOS DE FALLO INTERNOS .....  | 112 |
| 2.2.8 DISEÑO DE UN MURO DE SUELO CLAVETEADO .....  | 116 |
| 2.2.8.1 DISEÑO A PARTIR DE LA GUÍA SOIL NAIL WALLS – REFERENCE MANUAL (FHWA, 2015)<br>.....  | 117 |
| 2.2.8.1.1 CONFIGURACIÓN DE LOS CLAVOS Y SELECCIÓN DE LOS MATERIALES .....  | 117 |
| 2.2.8.1.2 SELECCIÓN DE COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD.....  | 123 |
| 2.2.8.1.3 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MURO .....  | 124 |
| 2.2.8.1.4 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO .....  | 131 |
| 2.2.8.1.5 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A TRACCIÓN DEL CLAVO .....  | 132 |
| 2.2.8.1.6 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL MURO.....   | 133 |
| 2.2.8.1.7 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO .....  | 136 |
| 2.2.8.1.8 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A ROTURA DE LOS PERNOS DE CONEXIÓN ..   | 138 |
| 2.2.8.1.9 COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (DEFORMACIONES) ....  | 140 |
| 2.2.8.2 DISEÑO A PARTIR DE LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERAS (DGC,<br>2009), LA GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA (DGC,<br>2001) Y EL CÓDIGO ESTRUCTURAL (MITMA, 2021) ..... | 141 |
| 2.2.8.2.1 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL SEGÚN GUÍA DE CIMENTACIONES EN<br>OBRAS DE CARRETERA (DGC, 2001) .....   | 142 |
| 2.2.8.2.2 VERIFICACIÓN DE LA TENSIÓN ADMISIBLE DEL ACERO SEGÚN GUÍA PARA EL<br>DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA (DGC, 2001) .....  | 142 |
| 2.2.8.2.3 VERIFICACIÓN DEL DESLIZAMIENTO DEL BULÓN EN LA LECHADA, DENTRO DEL<br>BULBO SEGÚN GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA<br>(DGC, 2001) .....   | 144 |
| 2.2.8.2.4 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL ARRANCAMIENTO SEGÚN GUÍA PARA<br>EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA (DGC, 2001).....   | 144 |

|   |     |
|---|-----|
| 2.2.8.2.5 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL MURO SEGÚN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL (MITMA, 2021) ..... | 146 |
| 2.2.8.2.6 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO SEGÚN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL (MITMA, 2021) .....   | 148 |
| 2.2.9 SÍNTESIS DEL ESTADO DEL ARTE .....  | 150 |
| CAPÍTULO 3. IDENTIFICACIÓN DE LA NECESIDAD / GAP EN EL CONOCIMIENTO .....                                   | 152 |
| CAPÍTULO 4. PLANTEAMIENTO DE LA METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN.....   | 155 |
| 4.1 DEFINICIÓN DE LAS HIPÓTESIS DE PARTIDA.....   | 156 |
| 4.2 DEFINICIÓN DE LOS ESTUDIOS DE SENSIBILIDAD Y LOS MÉTODOS DE VALORACIÓN .....                            | 159 |
| CAPÍTULO 5. ESTUDIO DE LOS CASOS Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS .....   | 162 |
| 5.1 CASO 1: ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA LONGITUD DE LOS CLAVOS EN SU RELACIÓN CON LA ALTURA .....        | 162 |
| 5.1.1 CASO 1 - TERRENO 1.....   | 162 |
| 5.1.1.1 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 6$ m .....  | 164 |
| 5.1.1.2 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 7$ m .....  | 165 |
| 5.1.1.3 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 8$ m .....  | 166 |
| 5.1.1.4 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 9$ m .....  | 167 |
| 5.1.1.5 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 10$ m .....   | 168 |
| 5.1.1.6 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 11$ m .....   | 169 |
| 5.1.1.7 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 12$ m .....   | 170 |
| 5.1.1.8 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 1 – TERRENO 1 .....   | 171 |
| 5.1.2 CASO 1 - TERRENO 2.....   | 173 |
| 5.1.2.1 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 6$ m .....  | 174 |
| 5.1.2.2 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 7$ m .....  | 175 |
| 5.1.2.3 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 8$ m .....  | 176 |
| 5.1.2.4 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 9$ m .....  | 177 |
| 5.1.2.5 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 10$ m .....   | 178 |
| 5.1.2.6 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 11$ m .....   | 179 |

|   |     |
|---|-----|
| 5.1.2.7 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 12$ m .....                         | 180 |
| 5.1.2.8 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 1 – TERRENO 2 .....                 | 181 |
| 5.1.3 CASO 1 - TERRENO 3.....   | 183 |
| 5.1.3.1 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 6$ m .....                          | 184 |
| 5.1.3.2 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 7$ m .....                          | 185 |
| 5.1.3.3 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 8$ m .....                          | 186 |
| 5.1.3.4 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 9$ m .....                          | 187 |
| 5.1.3.5 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 10$ m .....                         | 188 |
| 5.1.3.6 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 11$ m .....                         | 189 |
| 5.1.3.7 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 12$ m .....                         | 190 |
| 5.1.3.8 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 1 – TERRENO 3 .....                 | 191 |
| 5.2 CASO 2: ESTUDIO DE LA REPERCUSIÓN DEL DIÁMETRO DE LOS BULONES ..... | 193 |
| 5.2.1 CASO 2 - TERRENO 1.....   | 193 |
| 5.2.1.1 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 25$ mm.....                         | 195 |
| 5.2.1.2 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 32$ mm.....                         | 196 |
| 5.2.1.3 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 40$ mm.....                         | 197 |
| 5.2.1.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 2 – TERRENO 1 .....                 | 198 |
| 5.2.2 CASO 2 - TERRENO 2.....   | 200 |
| 5.2.2.1 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 25$ mm.....                         | 201 |
| 5.2.2.2 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 32$ mm.....                         | 202 |
| 5.2.2.3 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 40$ mm.....                         | 203 |
| 5.2.2.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 2 – TERRENO 2 .....                 | 204 |
| 5.2.3 CASO 2 - TERRENO 3.....   | 206 |
| 5.2.3.1 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 25$ mm.....                         | 207 |
| 5.2.3.2 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 32$ mm.....                         | 208 |
| 5.2.3.3 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 40$ mm.....                         | 209 |
| 5.2.3.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 2 – TERRENO 3 .....                 | 210 |

|   |     |
|---|-----|
| 5.3 CASO 3: ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DEL TIPO DE INYECCIÓN UTILIZADA.....                           | 212 |
| 5.3.1 CASO 3 - TERRENO 1.....   | 212 |
| 5.3.1.1 CASO 3 – TERRENO 1 – IU.....  | 214 |
| 5.3.1.2 CASO 3 – TERRENO 1 – IRS .....  | 215 |
| 5.3.1.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 3 – TERRENO 1 .....   | 216 |
| 5.3.2 CASO 3 - TERRENO 2.....   | 218 |
| 5.3.2.1 CASO 3 – TERRENO 2 – IU.....  | 219 |
| 5.3.2.2 CASO 3 – TERRENO 2 – IRS .....  | 220 |
| 5.3.2.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 3 – TERRENO 2 .....   | 221 |
| 5.3.3 CASO 3 - TERRENO 3.....   | 223 |
| 5.3.3.1 CASO 3 – TERRENO 3 – IU.....  | 224 |
| 5.3.3.2 CASO 3 – TERRENO 3 – IRS .....  | 225 |
| 5.3.3.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 3 – TERRENO 3 .....   | 226 |
| CAPÍTULO 6. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....  | 228 |
| 6.1 DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....  | 228 |
| 6.2 VALIDACIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO Y LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA                    | 230 |
| CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE CRITERIOS DE PREDISEÑO PARA MUROS DE SUELO CLAVETEADO O SOIL NAILING ..... | 231 |
| CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES .....  | 235 |
| CAPÍTULO 9. FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO .....   | 238 |
| BIBLIOGRAFÍA.....   | 239 |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1: Esquema de relieve submarino (Fuente: <a href="https://tuguiadeaprendizaje.co/como-es-el-relieve-submarino/#google_vignette">https://tuguiadeaprendizaje.co/como-es-el-relieve-submarino/#google_vignette</a> ).....   | 24 |
| Figura 2: Formas de talud en función del material y de su nivel de consolidación: talud de pendiente uniforme -arriba a la izquierda-, talud de pendiente cóncava -arriba a la derecha-, terreno terrazado – abajo a la izquierda- y talud de pendiente convexa -abajo a la derecha-. (Fuente: Slopes and Excavations (Wietek, 2022)) .....                        | 25 |
| Figura 3: Talud excavado mediante retroexcavadora (Fuente: Slopes and Excavations (Wietek, 2022)) .....  | 25 |
| Figura 4: Clasificación de los movimientos de masa debido a inestabilidades en taludes según el tipo de movimiento -caída (fall), vuelco (topple), deslizamiento (slide), spread (propagación) o flujo (flow)- y el tipo de terreno -roca (rock), detrito (debris) o suelo (earth)- (Fuente: Landslide Types and Processes (D.M. Cruden, D.J. Varnes, 1996)) ..... | 28 |
| Figura 5: Ejemplo de muro de gravedad: muro de escollera de sostenimiento (Fuente: Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera (DGC, 2006)) .....   | 30 |
| Figura 6: Ejemplo de muro de semigravedad (Fuente: Tipología de muros de carreteras (DGC, 2002)) .....   | 30 |
| Figura 7: Esquema de un muro de en voladizo (Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera (DGC, 2009)) .....  | 31 |
| Figura 8: Encofrado y ferralla preparada para el hormigonado de la zapata de un muro de contención en voladizo con contrafuertes (Fuente: Catálogo de productos de Farcimar) .....   | 31 |
| Figura 9: Proceso de ejecución de muros pantalla continuos in situ con cuchara bivalva o hidrofresadora, según las condiciones del terreno (Fuente: Catálogo de productos de Soletanche Bachy) .....   | 32 |
| Figura 10: Muro pantalla discontinuo de pilotes en una obra ámbito urbano (Fuente: Catálogo de productos de Geocisa).....  | 33 |
| Figura 11: Muros pantalla conformado por tablestacas arriostradas con perfiles y codales (Fuente: Catálogo de productos de Ischebeck) .....  | 34 |
| Figura 12: Muro berlinés en una obra de edificación en entorno urbano (Fuente: Catálogo de productos Pilotes Terratest) .....  | 34 |
| Figura 13: Muro anclado compuesto por anclajes activos (Fuente: Catálogo de productos de Retaining Walls NZ) .....   | 35 |
| Figura 14: Muro de suelo claveteado o soil nailing (Fuente: Slopes and Excavations, Design and Calculations (Wietek, 2022)) .....  | 35 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 15: Comparativa de comportamiento entre el método tradicional y el NATM para la ejecución de galerías y túneles (Fuente: Recommendations Clouterre 1991 (French National Research Project & FHWA, 1993)).....                      | 36 |
| Figura 16: Ejemplos reales de diferentes tipologías de muros de suelo claveteado (Fuente: Recommendations Clouterre 1991 (French National Research Project & FHWA, 1993)).....  | 37 |
| Figura 17: Ejemplo de detalle de los elementos de un muro de soil nailing (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....  | 42 |
| Figura 18: Esquema de bulón de barra maciza corrugada (Fuente: Catálogo de productos DYWIDAG) .....   | 43 |
| Figura 19: Esquema de un bulón autoperforante compuesto por barra hueca (Fuente: Catálogo de productos DYWIDAG) .....   | 43 |
| Figura 20: Procedimiento de inyección única global (IU o IGU) (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)).....   | 46 |
| Figura 21: Procedimiento de inyección repetitiva (IR) (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)).....   | 47 |
| Figura 22: Procedimiento de inyección repetitiva y selectiva (IRS) (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)).....  | 48 |
| Figura 23: Paso 1 en la ejecución de un clavo con un bulón autoperforante: inyección a baja presión y mezcla fluida (Fuente: Catálogo de Titan Ischebeck) .....   | 49 |
| Figura 24: Paso 2 en la ejecución de un clavo con un bulón autoperforante: inyección a alta presión y mezcla densa (Fuente: Catálogo de Titan Ischebeck).....   | 50 |
| Figura 25: Imagen de la cabeza de un bulón en el que se aprecian la placa de anclaje, la cuña, la tuerca y los pernos conectores preparados para el revestimiento exterior (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))..... | 51 |
| Figura 26: Centrales de PVC utilizados en una barra maciza roscada de acero (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....   | 52 |
| Figura 27: Centrales de acero en barra hueca roscada de acero (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....  | 52 |
| Figura 28: Diagrama de elección de clase de protección frente a la corrosión (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 54 |
| Figura 29: Protección de Clase A frente a la corrosión (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....  | 58 |
| Figura 30: Protección de Clase B frente a la corrosión con recubrimiento epóxico verde (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 59 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 31: Barras protegidas con revestimiento epóxico gris y púrpura (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....  | 59 |
| Figura 32: Protección de Clase C frente a la corrosión (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 60 |
| Figura 33: Operario proyectando hormigón sobre paramento armado con mallazo y previamente bulonado (Fuente: Auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras y ferrocarriles. CLAVETEADO DEL TERRENO (Ortuño, 2010)) .....   | 61 |
| Figura 34: Figura 35: Operario proyectando hormigón sobre paramento armado con mallazo y previamente bulonado (Fuente: Slopes and Excavations – Design and Calculation (Wietek, 2022)) .....  | 62 |
| Figura 36: Drenes superficiales (Fuente: Execution of special geotechnical Works – Soil Nailing (BS, 2010)) .....   | 63 |
| Figura 37: Sistemas de drenaje para drenar las aguas de trasdós del muro (Fuente: Execution of special geotechnical Works – Soil Nailing (BS, 2010)) .....  | 64 |
| Figura 38: Sistema de drenaje de tipo dren californiano (Fuente: Execution of special geotechnical Works – Soil Nailing (BS, 2010)) .....   | 64 |
| Figura 39: Ejemplo de revestimiento exterior con hormigón proyectado (Fuente: Permanent Soil Nail Walls Face Options (Coonse, 2023)).....   | 65 |
| Figura 40: Ejemplo de revestimiento exterior con muro de hormigón in situ y acabado estético (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....  | 66 |
| Figura 41: Ejemplo de revestimiento exterior con muro prefabricado (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 67 |
| Figura 42: Ejemplo de revestimiento exterior con muro de fábrica (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 67 |
| Figura 43: Ejecución de muros de soil nailing en situaciones comprometidas (Fuente: Catálogo de Titan Ischebeck).....   | 68 |
| Figura 44: Fases de ejecución de un muro de suelo claveteado (Fuente: Auscultación y corrección de la inestabilidad de talud de carreteras y ferrocarriles. CLAVETEADO DEL TERRENO (Ortuño, 2010)) .....  | 69 |
| Figura 45: Distribución de tensiones principales y efectos de abovedamiento del terreno entorno a una bancada de excavación mediante el uso de un modelo de elementos finitos (Fuente: Additif 2002 aux Recommendations Clouterre 1991 (French National Research Project, 2002))..... | 71 |

Figura 46: Método de ejecución de una bancada en caso de precisar de berma de seguridad (Fuente: Auscultación y corrección de la inestabilidad de talud de carreteras y ferrocarriles. CLAVETEADO DEL TERRENO (Ortuño, 2010)) ..... 72

Figura 47: Operarios introduciendo bulones en perforaciones previamente realizadas sobre un frente de excavación pregunitado (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual ( FHWA, 2015)) .. 73

Figura 48: Esquema de funcionamiento de bulón autoperforante (Fuente: Catálogo de productos Dalper)..... 74

Figura 49: Banda drenante con salida al exterior del paramento (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))..... 76

Figura 50: Esquema de conexión de drenaje interior-exterior (Fuente: Auscultación y corrección de la inestabilidad de talud de carreteras y ferrocarriles. CLAVETEADO DEL TERRENO (Ortuño, 2010)) ..... 76

Figura 51: Esquema de dren californiano (Fuente: Execution of Special Geotechnical Works – Soil Nailing (BS, 2010)) ..... 76

Figura 52: Dren californiano evacuando en muro de suelo claveteado (Fuente: Catálogo de Civogal) ..... 76

Figura 53: Operarios gunitando el frente de excavación de la primera bancada (Fuente: Catálogo de Geostabilization)..... 77

Figura 54: Detalle en el que se muestra la sobreexcavación para solapar el mallazo de la capa de sostenimiento (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) ..... 78

Figura 55: Esquema de repetición de las fases de excavación-claveteado-sostenimiento a la izquierda; situación de trabajo finalizado a la derecha (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) ..... 79

Figura 56: Esquema de transición de la superficie de rotura a medida que avanza la excavación y el incremento de tensión producido en los bulones, siendo el clavo 1 el más relevante en el presente caso (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))..... 80

Figura 57: Esquema simplificado de solicitaciones de corte en los bulones (Fuente: Mechanic of Reinforced Soil. Action and Interaction (Milligan, 1994)) ..... 81

Figura 58: Esquemas de deformaciones en la franja h -en la parte superior-, el círculo de Mohr -parte inferior izquierda- y el elipsoide resultante -parte inferior derecha- (Fuente: Auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras y ferrocarriles. Claveteado del terreno (Ortuño, 2010)) ..... 82

Figura 59: Comparativo de ensayo de corte directo entre suelo reforzado y sin reforzar, con la relación de incremento de resistencias en ordenadas y el desplazamiento en mm en abcisas(Fuente:

|  |    |
|--|----|
| Auscultación y corrección de inestabilidad en taludes de carreteras y ferrocarriles. Claveteado del terreno (Ortuño, 2010)) .....  | 83 |
| Figura 60: Incremento de la resistencia en ordenadas respecto de la orientación del refuerzo en abcisas (Fuente: Auscultación y corrección de inestabilidad en taludes de carreteras y ferrocarriles. Claveteado del terreno (Ortuño, 2010)).....  | 83 |
| Figura 61: Evolución de las solicitaciones en cabeza de un bulón ejecutado en la fase 3/7, con el tiempo expresado en días en abcisas y la carga $T_0$ en kN en ordenadas (Fuente: Recommendations Clouterre 1991 - Soil Nailing Recommendations for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing (French National Research Project & FHWA, 1993)) ..... | 84 |
| Figura 62: Mecanismo de transmisión de cargas de un clavo: a) esquema básico; b) distribución del esfuerzo cortante en la interfaz lechada-terreno; c) distribución de las cargas de tracción en el bulón (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....  | 85 |
| Figura 63: Localización de las cargas de tracción máximas $T_{max}$ (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....  | 86 |
| Figura 64: Comparativa entre valores K obtenidos a partir de tracciones máximas experimentales en abcisas, la profundidad z en ordenadas y los valores de empuje en reposo $K_0$ y empuje activo $K_a$ (Fuente: Recommendations Clouterre 1991 ( French National Research Project & FHWA, 1993))   | 88 |
| Figura 65: Representación de las cargas máximas normalizadas respecto de la posición del clavo en el muro, con la expresión normalizada de la carga en cabeza de clavo en abcisas y la relación entre la profundidad del clavo y la altura del muro en ordenadas (Fuente: Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls (FHWA, 1998)).....  | 89 |
| Figura 66: Representación de las cargas máximas normalizadas respecto de la posición del clavo en el muro, con la expresión normalizada de la carga en cabeza de clavo en abcisas y la relación entre la profundidad del clavo y la altura del muro en ordenadas (Fuente: Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls (FHWA, 1998)).....  | 91 |
| Figura 67: Representación de la transmisión de cargas de tracción mediante las tensiones tangenciales entre el clavo y el suelo (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))  | 93 |
| Figura 68: Adherencia límite en roca con alteración inferior a Grado III según ISRM (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)) .....   | 94 |
| Figura 69: Adherencia límite en arenas y gravas (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)).....  | 95 |
| Figura 70: Adherencia límite en arcillas y limos (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)).....   | 95 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 71: Adherencia límite en margas, margas yesíferas y margas calcáreas (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)).....  | 96  |
| Figura 72: Adherencia límite en rocas alteras de grado IV o superior según ISRM (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)).....  | 96  |
| Figura 73: Esquema de presiones en el trasdós y tendencia de deformación del muro de gunita (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 99  |
| Figura 74: Esquema de colocación de las barras de refuerzo en las cabezas de los clavos (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 100 |
| Figura 75: Esquema de influencia del esfuerzo de punzonamiento en cabeza de clavo (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 101 |
| Figura 76: Esquema de influencia del esfuerzo de punzonamiento en los pernos de conexión entre capa de sostenimiento y revestimiento (Fuente: (FHWA, 2015)).....   | 102 |
| Figura 77: Detalle de las dimensiones de un perno de conexión (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 103 |
| Figura 78: Deformaciones en un muro de suelo claveteado (Fuente: Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls (FHWA, 1998)).....   | 104 |
| Figura 79: Modos de fallo externo en muros de suelo claveteado: por falta de estabilidad global a la izquierda; por deslizamiento en el centro; por falta de capacidad portante del soporte a la derecha (Fuente: Geoguide 7 -Guide to Soil Nail Design and Construction (Pun, 2008))..... | 110 |
| Figura 80: Esquema de rotura por falta de estabilidad global, con las dos casuísticas diferentes. (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 111 |
| Figura 81: Esquema de fallo por deslizamiento (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 111 |
| Figura 82: Fallo por falta de capacidad portante del soporte produciendo levantamiento de fondo o basal heave (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 112 |
| Figura 83: Principales modos de fallo interno de muros de soil nailing (Fuente: Geoguide 7 – Guide to Soil Nail Design and Construction (Pun, 2008)).....  | 112 |
| Figura 84: Esquema de rotura por flexión en el revestimiento (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....  | 113 |
| Figura 85: Esquema de rotura de anclaje por tracción (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....  | 114 |
| Figura 86: Esquema de rotura por arrancamiento de clavo (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)).....   | 114 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 87: Esquema de rotura por punzonamiento (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....  | 115 |
| Figura 88: Esquema de rotura de los elementos de conexión (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....   | 115 |
| Figura 89: Variación de inclinaciones verticales para evitar colisiones con servicios existentes - izquierda- y variación de inclinaciones horizontales para evitar colisionar con elementos existentes y con otros clavos -derecha- (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....      | 118 |
| Figura 90: Patrón regular -izquierda- y al tresbolillo -derecha- (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....  | 119 |
| Figura 91: Esquema simplificado de muro para la comprobación de la estabilidad global (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....   | 124 |
| Figura 92: Mecanismo de deslizamiento en un muro de soil nailing (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....  | 126 |
| Figura 93: Mecanismo de levantamiento de fondo para el caso a) en el que el muro se emplaza en un depósito infinito de suelo blando y caso b) en el que el muro se ubica en un depósito de suelo blando sobre un estrato de suelo rígido. (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) ..... | 130 |
| Figura 94: Gráfico para determinar el factor de capacidad portante $N_c$ de una excavación propuesto por Terzaghi y Sabatini, con la relación entre la anchura y la longitud en abcisas y el valor de $N_c$ en ordenadas (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....                  | 131 |
| Figura 95: Tabla 3.1 en el que se definen los coeficientes de mayoración de cargas $F_1$ (Fuente: Guía para el diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)) .....  | 142 |
| Figura 96: Tabla 3.2 en el que se definen los coeficientes de minoración de la adherencia límite $F_3$ (Fuente: Guía para el diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)) .....  | 145 |
| Figura 97: Esquema de esfuerzos generados en el paramento de hormigón proyectado (Fuente: Elaboración propia) .....   | 146 |
| Figura 98: Esquema conceptual del planteamiento de la metodología de investigación (Fuente: Elaboración propia) .....   | 155 |
| Figura 99: Croquis de las características del talud de estudio (Fuente: Elaboración propia) .....   | 156 |
| Figura 100: Explicación gráfica del método de Bishop Simplificado (Fuente: Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes (A. W. Bishop, 1954)) .....   | 159 |
| Figura 101: Asunción de superficies de rotura y esquemas de las fuerzas actuantes sobre una rebanada infinitesimal .....  | 161 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 102: Croquis correspondiente al caso de estudio 1 en Terreno tipo 1 representativo de un terreno malo (Fuente: Elaboración propia).....          | 163 |
| Figura 103: Gráfico de evolución del FS Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 6$ m (Fuente: Elaboración propia).....  | 164 |
| Figura 104: Gráfico de evolución del FS Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 7$ m (Fuente: Elaboración propia).....  | 165 |
| Figura 105: Gráfico de evolución de FS Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 8$ m (Fuente: Elaboración propia).....   | 166 |
| Figura 106: Gráfico de evolución de FS Caso 1 – Terreno 1 - $L_b = 9$ m (Fuente: Elaboración propia).....   | 167 |
| Figura 107: Gráfico de evolución de FS Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 10$ m (Fuente: Elaboración propia).....  | 168 |
| Figura 108: Gráfico de evolución de FS Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 11$ m (Fuente: Elaboración propia).....  | 169 |
| Figura 109: Gráfico de evolución de FS Caso 1 – Terreno 1 - $L_b = 12$ m (Fuente: Elaboración propia).....  | 170 |
| Figura 110: Resultados $FS_{BS}$ por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 1 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia).....                   | 171 |
| Figura 111: Resultados $FS_{JS}$ por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 1 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia).....                    | 171 |
| Figura 112: Resultados $FS_{MP}$ por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 1 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia).....                     | 172 |
| Figura 113: Croquis correspondiente al estudio del caso 1 sobre un terreno tipo 2 representativo de un terreno bueno (Fuente: Elaboración propia) ..... | 173 |
| Figura 114: Gráfico de evolución de resultados FS Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 6$ m (Fuente: Elaboración propia).....                                    | 174 |
| Figura 115: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 7$ m (Fuente: Elaboración propia).....   | 175 |
| Figura 116: Gráfico de evolución del FS del Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 8$ m (Fuente: Elaboración propia).....  | 176 |
| Figura 117: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 9$ m (Fuente: Elaboración propia).....   | 177 |
| Figura 118: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 -Terreno 2 – $L_b = 10$ m (Fuente: Elaboración propia).....   | 178 |

Figura 119: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 11$  m (Fuente: Elaboración propia) ..... 179

Figura 120: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 12$  m (Fuente: Elaboración propia) ..... 180

Figura 121: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 1 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia) ..... 181

Figura 122: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 1 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia) ..... 181

Figura 123: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 1 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia) ..... 182

Figura 124: Croquis del caso de estudio 1 sobre el terreno tipo 3 representativo de un suelo de características geotécnicas regulares (Fuente: Elaboración propia) ..... 183

Figura 125: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 6$  m (Fuente: Elaboración propia) ..... 184

Figura 126: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 7$  m (Fuente: Elaboración propia) ..... 185

Figura 127: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 8$  m (Fuente: Elaboración propia) ..... 186

Figura 128: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 9$  m (Fuente: Elaboración propia) ..... 187

Figura 129: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 10$  m (Fuente: Elaboración propia) ..... 188

Figura 130: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 11$  m (Fuente: Elaboración propia) ..... 189

Figura 131: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 12$  m (Fuente: Elaboración propia) ..... 190

Figura 132: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 1 – Terreno 3 (Fuente: Elaboración propia) ..... 191

Figura 133: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 1 – Terreno 3 (Fuente: Elaboración propia) ..... 191

Figura 134: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 1 – Terreno 3 (Fuente: Elaboración propia) ..... 192

Figura 135: Croquis del caso de estudio 2 en caso de tener un terreno de tipo 1 representativo de un suelo con bajas prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia) ..... 194

|   |     |
|---|-----|
| Figura 136: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 1 – $D_b = 25$ mm (Fuente: Elaboración propia).....  | 195 |
| Figura 137: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 1 – $D_b = 32$ mm (Fuente: Elaboración propia).....  | 196 |
| Figura 138: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 1 – $D_b = 40$ mm (Fuente: Elaboración propia).....  | 197 |
| Figura 139: Resultados $FS_{BS}$ por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 2 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia).....   | 198 |
| Figura 140: Resultados $FS_{JS}$ por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 2 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia).....  | 198 |
| Figura 141: Resultados $FS_{MP}$ por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 2 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia).....   | 199 |
| Figura 142: Croquis del caso de estudio 2 en caso de tener un terreno de tipo 2 representativo de un suelo con buenas prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia)..... | 200 |
| Figura 143: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 2 – $D_b = 25$ mm (Fuente: Elaboración propia).....  | 201 |
| Figura 144: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 2 – $D_b = 32$ mm (Fuente: Elaboración propia).....  | 202 |
| Figura 145: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 2 – $D_b = 40$ mm (Fuente: Elaboración propia).....  | 203 |
| Figura 146: Resultados $FS_{BS}$ por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia).....   | 204 |
| Figura 147: Resultados $FS_{JS}$ por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia).....  | 204 |
| Figura 148: Resultados $FS_{MP}$ por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia).....   | 205 |
| Figura 149: Croquis del caso de estudio 2 sobre un terreno de tipo 3 representativo de un terreno regular (Fuente: Elaboración propia).....                                       | 206 |
| Figura 150: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 3 – $D_b = 25$ mm (Fuente: Elaboración propia).....  | 207 |
| Figura 151: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 3 – $D_b = 40$ mm (Fuente: Elaboración propia).....  | 208 |
| Figura 152: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 3 – $D_b = 40$ mm (Fuente: Elaboración propia).....  | 209 |

Figura 153: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)..... 210

Figura 154: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)..... 210

Figura 155: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)..... 211

Figura 156: Croquis del caso de estudio 3 en un terreno 1 representativo de un suelo con bajas prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia)..... 213

Figura 157: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 1 – Inyección Única (Fuente: Elaboración propia) ..... 214

Figura 158: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 1 – Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia)..... 215

Figura 159: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 3 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)..... 216

Figura 160: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 3 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)..... 216

Figura 161: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 3 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)..... 217

Figura 162: Croquis del caso de estudio 3 en un terreno tipo 2 representativo de un suelo con buenas prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia)..... 218

Figura 163: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 2 – Inyección Única (IU) (Fuente: Elaboración propia) ..... 219

Figura 164: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 2 – Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia)..... 220

Figura 165: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 3 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)..... 221

Figura 166: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 3 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)..... 221

Figura 167: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 3 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)..... 222

Figura 168: Croquis del caso de estudio 3 en un terreno tipo 3 representativo de un suelo con prestaciones geomecánicas regulares (Fuente: Elaboración propia)..... 223

Figura 169: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 3 – Inyección Única (IU) (Fuente: Elaboración propia) ..... 224

|  |     |
|--|-----|
| Figura 170: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 3 – Inyección Repetitiva Selectiva (IRS)<br>(Fuente: Elaboración propia).....   | 225 |
| Figura 171: Resultados $FS_{BS}$ por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 3 – Terreno 3<br>(Fuente: Elaboración propia).....   | 226 |
| Figura 172: Resultados $FS_{JS}$ por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 3 – Terreno 3<br>(Fuente: Elaboración propia).....  | 226 |
| Figura 173: Resultados $FS_{MP}$ por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 3 – Terreno 3<br>(Fuente: Elaboración propia).....   | 227 |
| Figura 174: Gráfico confrontando los factores de seguridad según la profundidad del muro<br>atendiendo los valores de prediseño para cada tipo de terreno en diferentes casos de tipo de<br>inyección, según el método de Bishop Simplificado (Fuente: Elaboración propia) ..... | 232 |
| Figura 175: Gráfico confrontando los factores de seguridad según la profundidad del muro<br>atendiendo los valores de prediseño para cada tipo de terreno en diferentes casos de tipo de<br>inyección, según el método de Janbu Simplificado (Fuente: Elaboración propia).....   | 233 |
| Figura 176: Gráfico confrontando los factores de seguridad según la profundidad del muro<br>atendiendo los valores de prediseño para cada tipo de terreno en diferentes casos de tipo de<br>inyección, según el método de Morgenstern-Price (Fuente: Elaboración propia).....    | 233 |
| Figura 177: Croquis de la propuesta de prediseño en caso de Terreno 1 representativo de bajas<br>prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia).....   | 234 |
| Figura 178: Croquis de la propuesta de prediseño en caso de Terreno 2 representativo de buenas<br>prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia).....  | 235 |
| Figura 179: Croquis de la propuesta de prediseño en caso de Terreno 3 representativo de un suelo<br>con prestaciones geomecánicas regulares (Fuente: Elaboración propia) .....   | 235 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|   |     |
|---|-----|
| Tabla 1: Propiedades de las barras macizas de acero roscado de Grado 60 (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....  | 44  |
| Tabla 2: Propiedades de las barras macizas de acero roscado de Grado 75 (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....  | 44  |
| Tabla 3: Propiedades de barras huecas tipo CTS/Titan Bar (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....   | 45  |
| Tabla 4: Propiedades de barras huecas tipo MAI Bar (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....   | 45  |
| Tabla 5: Propiedades de barras huecas tipo GEO-Drill Bar (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....   | 45  |
| Tabla 6: Parámetros y umbrales para clasificación del terreno en agresivo o no agresivo (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....   | 55  |
| Tabla 7: Grado de agresividad de la corrosión según la resistividad del terreno (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....   | 55  |
| Tabla 8: Método de clasificación de la agresividad del terreno utilizado en Hong Kong (Fuente: Geoguide 7 – Guide to Soil Nail Design and Construction (Pun, 2008)) .....   | 56  |
| Tabla 9: Tabla de ponderación de los parámetros para la determinación del nivel de corrosividad del terreno (Fuente: UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales: claveteado del suelo (AENOR, 2013)) .....                        | 57  |
| Tabla 10: Determinación del grado de corrosividad en función del resultado obtenido en el sumatorio de los parámetros de la tabla 9 (Fuente: UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales: claveteado de suelo (AENOR, 2013)) ..... | 57  |
| Tabla 11: Pérdida de sección de acero en función de la agresividad del terreno y el tiempo considerado (Fuente: UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales (AENOR, 2013)) .....   | 60  |
| Tabla 12: Diámetros mínimos de perforación para anclajes de barra según la Dirección General de Carreteras (Fuente: Tabla 4.2 de la Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001)) .....                                   | 75  |
| Tabla 13: Valores de la relación $(\delta_r/H)_i$ y coeficiente C dependientes de la identidad del terreno (Fuente: Elaboración propia a partir de Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls (FHWA, 1998)) .....                 | 105 |
| Tabla 14: Identificación de los materiales seleccionados y sus características principales (Fuente: Elaboración propia) .....   | 122 |

|   |     |
|---|-----|
| Tabla 15: Estado límite a analizar por elemento, junto con el factor de seguridad y el coeficiente de reducción de resistencia asociada (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))..... | 123 |
| Tabla 16: Valores del factor $C_f$ según espesor del muro de hormigón proyectado (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)) .....   | 134 |
| Tabla 17: Relación de documentación para la comprobación de los diferentes elementos que conforman el muro de suelo claveteado (Fuente: Elaboración propia).....  | 141 |
| Tabla 18: Posición de los niveles de excavación y clavos o nails (Fuente: Elaboración propia) .....   | 156 |
| Tabla 19: Adaptación de la Tabla 14 a las características del caso de estudio .....   | 157 |
| Tabla 20: Características de los terrenos para los estudios de sensibilidad .....   | 158 |
| Tabla 21: Resultados FS Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 6$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 164 |
| Tabla 22: Resultados FS – Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 7$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 165 |
| Tabla 23: Resultados FS Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 8$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 166 |
| Tabla 24: Resultados FS Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 9$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 167 |
| Tabla 25: Resultados FS – Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 10$ m (Fuente: Elaboración propia) .....  | 168 |
| Tabla 26: Resultados FS – Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 11$ m (Fuente: Elaboración propia) .....  | 169 |
| Tabla 27: Resultados FS Caso 1 – Terreno 1 – $L_b = 12$ m (Fuente: Elaboración propia) .....  | 170 |
| Tabla 28: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 6$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 174 |
| Tabla 29: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 7$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 175 |
| Tabla 30: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 8$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 176 |
| Tabla 31: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 9$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 177 |
| Tabla 32: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 10$ m (Fuente: Elaboración propia) .....  | 178 |
| Tabla 33: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 11$ m (Fuente: Elaboración propia) .....  | 179 |
| Tabla 34: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 – $L_b = 12$ m (Fuente: Elaboración propia) .....  | 180 |
| Tabla 35: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 – $L_b = 6$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 184 |
| Tabla 36: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 – $L_b = 7$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 185 |
| Tabla 37: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 – $L_b = 8$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 186 |
| Tabla 38: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 – $L_b = 9$ m (Fuente: Elaboración propia) .....   | 187 |
| Tabla 39: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 – $L_b = 10$ m (Fuente: Elaboración propia) .....  | 188 |
| Tabla 40: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 – $L_b = 11$ m (Fuente: Elaboración propia) .....  | 189 |
| Tabla 41: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 – $L_b = 12$ m (Fuente: Elaboración propia) .....  | 190 |
| Tabla 42: Resultados FS Caso 2 – Terreno 1 – $D_b = 25$ mm (Fuente: Elaboración propia) .....   | 195 |
| Tabla 43: Resultados FS Caso 2 – Terreno 1 – $D_b = 32$ mm (Fuente: Elaboración propia).....  | 196 |
| Tabla 44: Resultados FS Caso 2 – Terreno 1 – $D_b = 40$ mm (Fuente: Elaboración propia) .....   | 197 |

|   |     |
|---|-----|
| Tabla 45: Resultados FS Caso 2 – Terreno 2 – $D_b = 25$ mm .....  | 201 |
| Tabla 46: Resultados FS Caso 2 – Terreno 2 – $D_b = 32$ mm .....  | 202 |
| Tabla 47: Resultados FS Caso 2 – Terreno 2 – $D_b = 40$ mm (Fuente: Elaboración propia) .....   | 203 |
| Tabla 48: Resultados FS Caso 2 – Terreno 3 – $D_b = 25$ mm (Fuente: Elaboración propia) .....   | 207 |
| Tabla 49: Resultados FS Caso 2 – Terreno 3 – $D_b = 32$ mm (Fuente: Elaboración propia) .....   | 208 |
| Tabla 50: Resultados FS Caso 2 – Terreno 3 – $D_b = 40$ mm .....  | 209 |
| Tabla 51: Resultados FS Caso 3- Terreno 1 – Inyección Única (IU) (Fuente: Elaboración propia) ..  | 214 |
| Tabla 52: Resultados FS en Caso 3 – Terreno 1 – Inyección Repetitiva y Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia) .....   | 215 |
| Tabla 53: Resultados FS Caso 3 – Terreno 2 – Inyección Única (IU) (Fuente: Elaboración propia). 219   |     |
| Tabla 54: Resultados FS Caso 2 – Terreno 2 – Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia) .....  | 220 |
| Tabla 55: Resultados FS Caso 3 – Terreno 3 – Inyección Única (IU) (Fuente: Elaboración propia). 224   |     |
| Tabla 56: Resultados FS Caso 3 – Terreno 3 – Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia) .....  | 225 |
| Tabla 57: Tabla de prediseño con las variables fijadas en azul, susceptibles según cálculos a realizar en morado y propuestas de variables para futuras investigaciones en granate (Fuente: Elaboración propia) ..... | 231 |

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

### 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Los muros de suelo claveteado o muros de soil nailing son soluciones de sostenimiento en talud excavados que vienen aplicándose de manera exitosa en la ingeniería civil desde los años 1970. Si bien la historia de este tipo de muros es relativamente reciente en comparación con otras soluciones de sostenimiento de taludes, la versatilidad que ofrecen la propia técnica de ejecución y la filosofía de funcionamiento de los muros de soil nailing.

El objeto del presente trabajo es presentar unas hipótesis de partida óptimas que puedan ser válidas para diferentes tipos de terreno y que sirvan de referencia para el técnico que se vea enfrentado al proceso de diseño de carácter iterativo de este tipo de muros.

En primer lugar, el lector se verá sumergido en el análisis del estado del arte en el que se busca dar un contexto histórico y técnico que servirá de base para el desarrollo de las principales ausencias detectadas en el conocimiento relativo a los muros de soil nailing.

Una vez conocidas las ausencias, se propone una metodología para establecer una serie de criterios de prediseño que irá sucedida por el estudio de varios casos prácticos, basado en el análisis paramétrico de la longitud del bulón, de su diámetro y del tipo de inyección empleada en el factor de seguridad de la estabilidad global. cuyas conclusiones permitirán alimentar y establecer las nociones de prediseño anteriormente citadas.

Tras presentar la propuesta de optimización de las hipótesis de partida que determinan el prediseño, se exponen en un capítulo independiente las principales conclusiones extraídas tras la redacción del presente documento.

Para finalizar, se propone una serie de futuras líneas de trabajo que están ligadas con las ausencias detectadas resultantes del análisis del estado del arte, así como con profundizar y ampliar los casos de estudio para aumentar las prestaciones de calidad de la metodología desarrollada.

## CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE

En el presente capítulo correspondiente al estado del arte de los muros de suelo claveteados, se aborda el análisis del estado de conocimiento actual en toda su extensión, partiendo desde los conceptos más básicos y primitivos de carácter general, recorriendo las diferentes tipologías de sistemas de contención empleados y finalizando en la particularidad de los muros de suelo claveteado, con el fin de que el lector pueda ir sumergiéndose en el contexto del motivo principal del presente TFM de manera gradual y paulatina.

### 2.1 CONCEPTOS PREVIOS

Resultaría imposible exponer un trabajo de investigación con el fin de optimizar el diseño de los muros de suelo claveteado o soil nailing sin haber introducido anteriormente una serie de conceptos básicos que sirven de pretexto para llegar a enfocar la situación desde el prisma que pretende el autor.

#### 2.1.1 INTRODUCCIÓN

Una de las razones, si no la principal, que explica la subsistencia del ser humano a lo largo del tiempo se debe a su doble capacidad de adaptación en relación con el entorno existente: por un lado, la capacidad de adaptarse al entorno para sobrevivir y, por el otro, la capacidad de adaptar el propio entorno para favorecer su supervivencia. Así, la existencia de la humanidad hoy en día es difícilmente comprensible sin la decisión de las comunidades humanas a refugiarse en cuevas para sobrevivir a periodos de glaciación o a asentarse estratégicamente en lugares con recursos o ventajas en los primeros asentamientos neolíticos, como ejemplo de la capacidad del ser humano a adaptarse en un entorno favorable, a la vez que es difícilmente entendible imaginar la supervivencia de la especie -o el progreso en su calidad de vida- sin considerar la capacidad de alteración del entorno un factor clave en el éxito, puesto que el impacto en el entorno se trata de una de las razones por las que se distingue al ser humano del resto de especies animales.

En este contexto, la civilización, desde sus orígenes, ha tenido que convivir con esta relación bidireccional de adaptación-alteración con el entorno que, proyectándolo al espacio de ingeniería del terreno en particular que ocupa el eje del presente trabajo, provoca que para el ser humano sea imprescindible la necesidad de observar, estudiar, analizar y tratar de comprender el comportamiento del terreno con un nivel de fiabilidad suficiente como para permitirse alterarlo asumiendo con cierto control las consecuencias originadas.

## 2.1.2 DEFINICIÓN DE TALUD Y DE SU ESTABILIDAD

### 2.1.2.1 DEFINICIÓN DE TALUD

Los taludes, bien por su presencia orgánica o por razones antrópicas, suponen, junto con las llanuras, una parte fundamental de la corteza terrestre, ya que la orografía de la capa más superficial de la tierra presenta cambios en la rasante de manera constante y sin necesidad de existir continuidad en lo que a cota respecta. Este hecho es intrínseco de la propia corteza, manifestándose por tanto en su versión continental, como en la oceánica, de manera que se tienen diferentes formas de talud en el mundo acuático y en el terrestre.

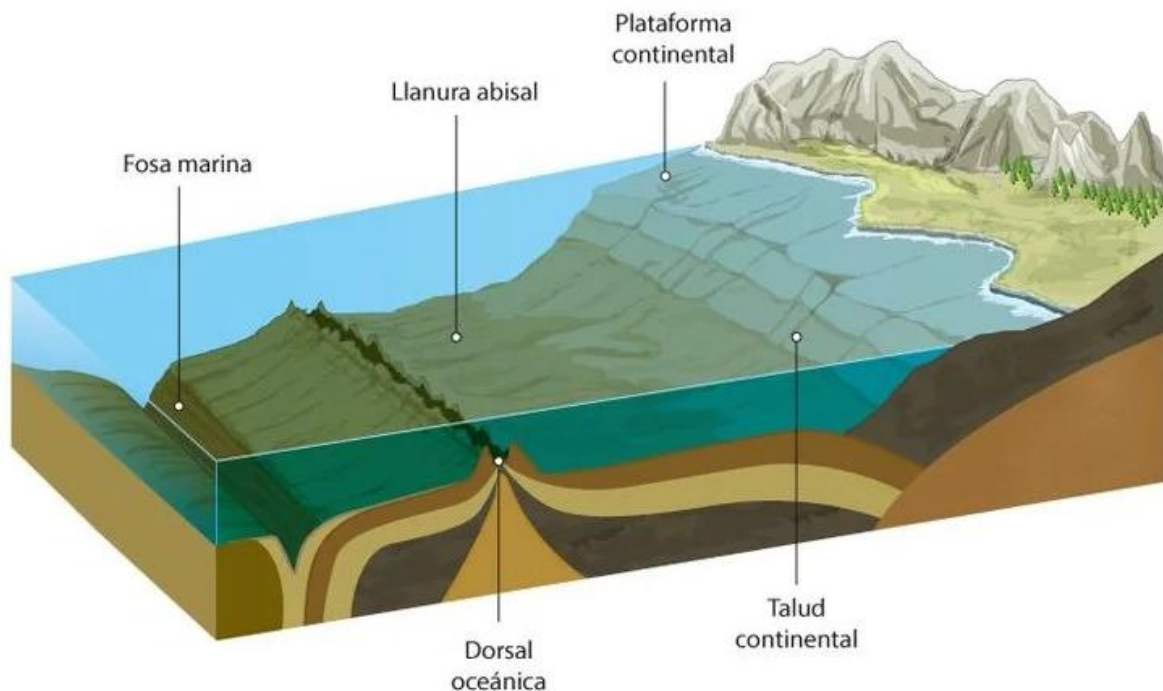


Figura 1: Esquema de relieve submarino (Fuente: [https://tuguiadeaprendizaje.co/como-es-el-relieve-submarino/#google\\_vignette](https://tuguiadeaprendizaje.co/como-es-el-relieve-submarino/#google_vignette))

Se denomina talud a cualquier superficie de terreno, sea de carácter natural o artificial, que tenga inclinación respecto del plano horizontal, de manera que, si se representa sobre un perfil transversal, la figura generada tiene forma de cuña rectangular con un ángulo que se forma entre la línea horizontal proyectada y la rasante inclinada (Wietek, 2022). Cabe destacar que la lengua castellana ocupa el término *ladera* para los casos exclusivos de origen natural, mientras que el propio término *talud* engloba tanto los casos naturales como de origen antrópico. En ese sentido, debido a razones que serán expuestas más adelante con relación a las situaciones de empleo del sistema de sostenimiento de muros claveteados, en el presente documento se hará uso principalmente del término talud para referirse a la parte del terreno inclinado.

La forma de un talud depende de muchos factores, teniendo un abanico de posibilidades enorme de cara a presentar una clasificación. Teniendo en cuenta la geometría y el nivel de consolidación del material de subsuelo se tiene:

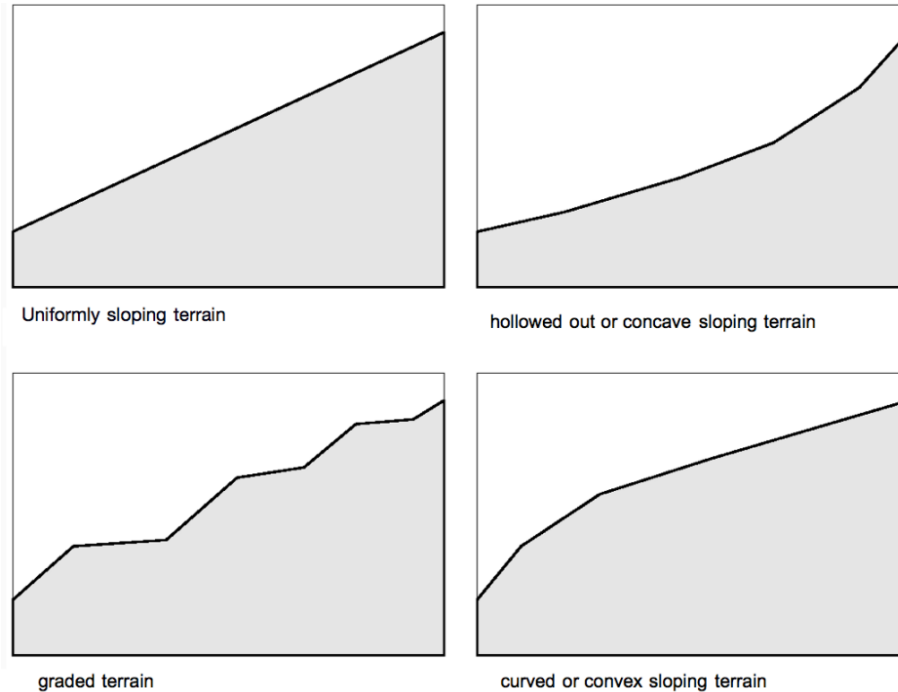


Figura 2: Formas de talud en función del material y de su nivel de consolidación: talud de pendiente uniforme -arriba a la izquierda-, talud de pendiente cóncava -arriba a la derecha-, terreno terraceado – abajo a la izquierda- y talud de pendiente convexa -abajo a la derecha-. (Fuente: Slopes and Excavations (Wietek, 2022))

En el caso que ocupa a los taludes excavados, generalmente ejecutados por retroexcavadoras, suelen presentar un patrón uniforme sin perjuicio de tener diferente niveles y transiciones en cuanto a la pendiente para adaptarse al contorno de pie y cabeza de talud estipulados.



Figura 3: Talud excavado mediante retroexcavadora (Fuente: Slopes and Excavations (Wietek, 2022))

## 2.1.2.2 ESTABILIDAD DE UN TALUD

### 2.1.2.2.1 FACTORES QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD

Determinar la estabilidad de un talud es un proceso complejo que depende de una serie de factores que afectan en el comportamiento mecánico del mismo. En las líneas que se indican a continuación, se resumen los principales actores que influyen en la estabilidad de un talud:

- ❖ **FACTORES GEOLÓGICOS:** Los factores geológicos corresponden al material o a los materiales que componen el terreno que conforma el talud, teniendo que valorarse su:
  - Litología: Tipo de roca o suelo (arcilla, arena, grava o roca dura). Según el material, serán distintas la cohesión y la resistencia que presenta un terreno.
  - Propiedades físicas y mecánicas: granulometría, cohesión, densidad, ángulo de rozamiento interno y módulo de elasticidad.
  - Estructura geológica: la presencia de estratos, de fallas, diaclasas o planos de debilidad.
- ❖ **FACTORES GEOMÉTRICOS:** Estos factores obedecen a aquellos parámetros que definen la geometría del talud:
  - Altura del talud: cuanto mayor sea la altura del talud, mayor será su peso y, en consecuencia, mayores serán las presiones que se transmitan a la base.
  - Ángulo de inclinación: si la inclinación del talud es superior al ángulo de rozamiento interno del material, el talud será inestable.
  - Forma del talud: un talud vertical es más inestable que un talud escalonado.
- ❖ **FACTORES HIDROLÓGICOS:** Los factores hidrológicos son aquellos que se deben a la presencia de agua en el talud, cuya acción provoca un aumento de la presión intersticial a la vez que reduce la resistencia efectiva del terreno.
  - Nivel freático: presencia del nivel freático el talud, pudiendo ser la misma constante o variable en el tiempo.
  - Infiltraciones: presencia de agua por infiltración al terreno por puntos permeables.
  - Drenaje: presencia de agua por la existencia de motivos que dificulten el drenaje del talud.
- ❖ **CONDICIONES DE CONTORNO:** Las condiciones de contorno corresponden a aquellos factores que no son propios del sistema que conforma el talud de manera propia, sino que son acciones externas que pueden alterar el comportamiento y estabilidad de un talud. Estas acciones son:
  - Cargas adicionales: situaciones de carga existentes que no forman parte del sistema original que conforma el diagrama de estabilidad de un talud, sino que son acciones externas a tenerse en cuenta por el impacto que puedan generar. Ejemplos:

edificaciones contiguas, presencia de infraestructuras, efecto del peso del tráfico o de la propia maquinaria a la hora de ejecutar las obras, etcétera.

- Sobrecargas: situaciones de carga debido a acciones accidentales que comprometen la estabilidad del talud, como en el caso de las nevadas, explosiones, efectos producidos a consecuencia de obras en el entorno, sismos, etcétera.
- Erosión superficial: el efecto de la erosión superficial en la rasante del talud originada por el viento, por las precipitaciones o por la escorrentía, produce una alteración en las características geométricas del talud, pudiendo llegar a influir sobre los factores geológicos descritos anteriormente.

En este contexto, la variabilidad de las situaciones viene marcada principalmente por los cambios en las condiciones de contorno, puesto que suelen el origen en la alteración de los factores que deriva en el cambio de comportamiento mecánico del talud.

#### *2.1.2.2.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD*

A nivel de cálculo, sin entrar en detalle de los métodos, la estabilidad de los taludes se determina a partir de los métodos generales de equilibrio límite, métodos que se basan en una relativa simplificación del talud a analizar, pero que ofrecen resultados con la suficiente garantía para la evaluación de la estabilidad del talud analizado.

Dentro de los métodos generales de los equilibrios límite se consideran dos ramas diferentes:

- ❖ **MÉTODOS DE EQUILIBRIO GLOBAL:** Los métodos de equilibrio global son los más antiguos y consideran constantes los parámetros resistentes en toda la masa que desliza por lo que son válidos para suelos homogéneos. Los autores que principalmente desarrollaron estos métodos son Taylor (1948) y Hoek&Bray (1981).
- ❖ **MÉTODOS DE LAS REBANADAS:** Estos métodos tienen por objeto mejorar la precisión de los métodos de equilibrio global y la masa en deslizamiento se divide en una serie de rebanadas verticales que se consideran como sólidos rígidos que deben satisfacer todas las condiciones de equilibrio. Existen diferentes variantes de estos métodos destacando los de Bishop Simplificado (1955), Bishop Riguroso (1955), Janbu Simplificado (1957), Janbu Generalizado (1957), Lowe&Karafiath (1960), Morgenstern&Price (1965), Spencer (1967), Carter (1971), Fredlund (1981) y Chugh (1983).

### 2.1.2.3 TIPOLOGÍA DE INESTABILIDADES

Los autores D.M. Cruden y D.J. Varnes en su publicación *Landslide types and processes* (D.M. Cruden, D.J. Varnes, 1996) además de actualizar la clasificación de los movimientos que se generan al producirse inestabilidades en taludes y que se muestran en la siguiente figura en función del tipo de terreno en el que sucede, definen los siguientes tipos de movimientos de masa: caída, vuelco, deslizamiento -rotacional/traslacional-, propagación y flujo.

| Material      |                        | ROCK   | DEBRIS  | EARTH   |
|---------------|------------------------|--|---|---|
| Movement type |                        |  |   |   |
| FALLS         |                        | Rock fall  | Debris fall<br>Scree<br>Debris cone   | Earth fall<br>Fine soil<br>Rock<br>Colluvium<br>Debris cone |
|               |                        | Rock topple  | Debris topple<br>Debris cone  | Earth topple<br>Cracks<br>Debris cone                       |
| SLIDES        | Rotational             | Single rotational slide (slump)<br>Failure surface | Multiple rotational slide<br>Crown Scarp<br>Head<br>Minor Scarp<br>Failure surface<br>Toe | Successive rotational slides                                |
|               | Translational (Planar) | Rock slide   | Debris slide  | Earth slide   |
| SPREADS       |                        | e.g. cambering and valley bulging                  |   | Earth spread  |
| FLOWS         |                        | Solifluction flows (Periglacial debris flows)      | Debris flow   | Earth flow (mud flow)                                       |

Figura 4: Clasificación de los movimientos de masa debido a inestabilidades en taludes según el tipo de movimiento -caída (fall), vuelco (topple), deslizamiento (slide), spread (propagación) o flujo (flow)- y el tipo de terreno -roca (rock), detrito (debris) o suelo (earth)- (Fuente: *Landslide Types and Processes* (D.M. Cruden, D.J. Varnes, 1996))

### 2.1.3 SISTEMAS DE CONTENCIÓN

La necesidad de lidiar con taludes potencialmente inestables -entendiendo como tales aquellos taludes naturales que por alguna acción geomorfológica, mecánica o de contorno han visto alterada su estabilidad dentro de su sistema, como aquellos artificiales que derivan de la actividad del ser humano, manifestándose a modo de desmonte o de terraplén- suele ser una constante a la hora de diseñar cualquier proyecto de construcción, sea del ámbito que sea.

Dada la amplia gama de parámetros que intervienen en la estabilidad de un talud y las tipologías de materiales existentes, el ser humano ha sido capaz de idear diferentes sistemas de contención o de sostenimiento, siendo la solución a adoptar para un caso en particular una decisión de carácter multicriterio en el que el resultado procede de la relación entre factores técnicos y económicos referentes a la intervención proyectada.

En este contexto, si se atiende al comportamiento estructural del sistema, estos se pueden clasificar en dos tipos:

- ❖ **RÍGIDOS:** Cumplen su función sin cambiar de forma, lo que implica que sus movimientos serán prácticamente de giro y desplazamiento del conjunto, sin que aparezcan deformaciones apreciables de flexión. Los muros de gravedad o en voladizo, por ejemplo, son estructuras de carácter rígido.
- ❖ **FLEXIBLES:** Cumplen su función experimentando deformaciones apreciables de flexión, contrarrestando los empujes activos producidos por el terreno con empujes pasivos debido al empotramiento de la pantalla, a la colocación de anclajes o por una combinación entre ambos. Las pantallas continuas o estructuras como tablestacados, son representativos de este tipo de sistema.

#### 2.1.3.1 SISTEMAS DE CONTENCIÓN RÍGIDOS

Los sistemas de contención rígidos garantizan la estabilidad a estados límites últimos basándose en el peso del propio muro, entendiendo como tal también la parte correspondiente del peso del suelo que juega un papel estabilizador en el caso de los muros de voladizo.

Los empujes son producidos por el terreno del trasdós, el terreno sobre la puntera, el agua y las sobrecargas próximas.

Los principales tipos de muros dentro de los sistemas de contención rígidos son:

- ❖ **MUROS DE GRAVEDAD:** Su estabilidad depende del peso propio, por lo que suelen tener espesores elevados en comparación con otros tipos de muros rígidos. Suelen requerir mecinales para evacuar el agua del trasdós. Los ejemplos más recurrentes son los muros de escollera, gaviones, mampostería en seco o con mortero.



Figura 5: Ejemplo de muro de gravedad: muro de escollera de sostenimiento (Fuente: Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera (DGC, 2006))

- ❖ **MUROS DE SEMIGRAVEDAD:** Los muros de semigravedad son una solución híbrida entre los muros de hormigón armado y los de gravedad, ya que consiste en la introducción de una armadura de refuerzo que permite reducir el espesor del muro de gravedad.



Figura 6: Ejemplo de muro de semigravedad (Fuente: Tipología de muros de carreteras (DGC, 2002))

- ❖ **MUROS A FLEXIÓN:** Los muros en voladizo son de hormigón armado, ya que han de resistir los esfuerzos cortantes y momentos flectores producidos por los empujes activos del terreno sin deformaciones. Los más típicos son los muros en voladizo sin y/o con contrafuertes son representativos de este tipo

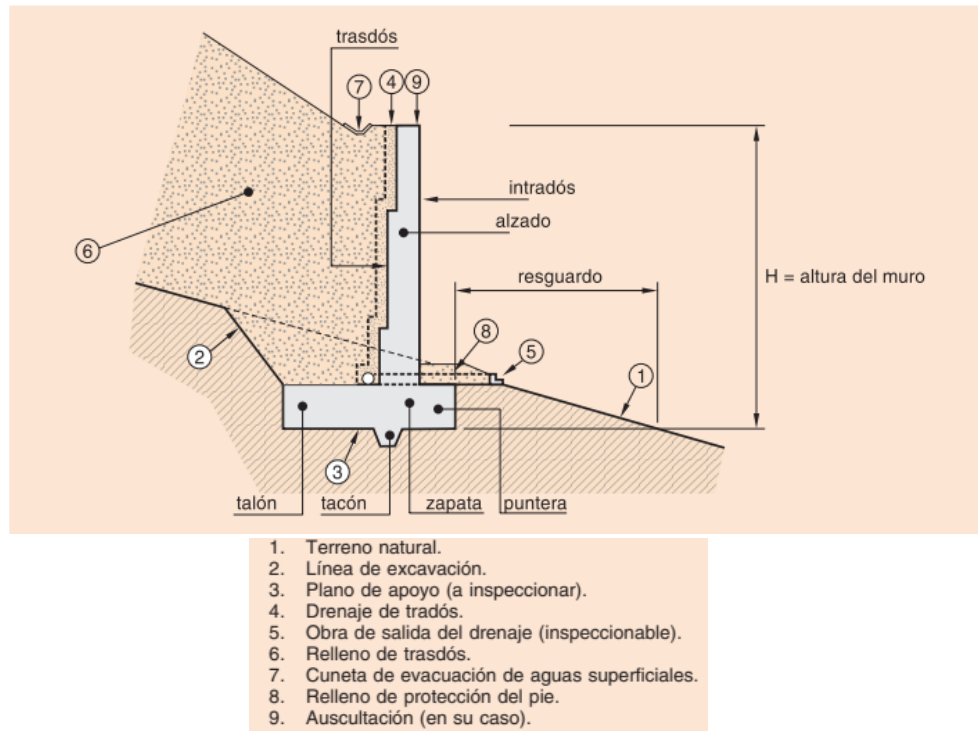


Figura 7: Esquema de un muro de en voladizo (Fuente: Guía de cimentaciones en obras de carretera (DGC, 2009))



Figura 8: Encofrado y ferralla preparada para el hormigonado de la zapata de un muro de contención en voladizo con contrafuertes (Fuente: Catálogo de productos de Farcimar)

### 2.1.3.2 SISTEMAS DE CONTENCIÓN FLEXIBLES

Los sistemas de contención de carácter flexible se basan en la capacidad de resistencia a flexión de los elementos estructurales dispuestos para soportar y contener los empujes del terreno, lo que supone tener una tolerancia mayor frente a las deformaciones de lo que suelen presentar los sistemas de contención rígidos.

El equilibrio del sistema frente a los empujes del terreno, se garantiza mediante empotramiento de la base, mediante anclajes o por una combinación de ambos.

Los procesos constructivos de estos sistemas, habitualmente, requieren de un orden iterativo y descendente.

Los principales tipos de sistemas de contención flexibles son los siguientes:

- ❖ **PANTALLAS CONTINUAS IN SITU:** Las pantallas continuas in situ habitualmente son de hormigón armado y suelen trabajar a voladizo aunque también pueden anclarse o arriostrarse para reducir la profundidad de clava. La ejecución de estos muros requiere de maquinaria pesada y de cierta envergadura, ya que las profundidades de hincado de las pantallas suelen ser elevadas. Estas soluciones, debido a los requisitos de maquinaria, del diseño propio muro a ejecutar y a condiciones presupuestarias, no suelen ser competitivas para el sostenimiento de taludes y se emplean en el caso de grandes proyectos en los que las excavaciones a realizar requieren de profundidades elevadas y hay limitaciones de espacio, como suele ocurrir en obras de envergadura en ámbitos urbanos, por citar un ejemplo.



Figura 9: Proceso de ejecución de muros pantalla continuos in situ con cuchara bivalva o hidrofresadora, según las condiciones del terreno (Fuente: Catálogo de productos de Soletanche Bachy)

- ❖ **PANTALLAS DISCONTINUAS IN SITU:** Las pantallas discontinuas in situ suelen componerse de pantallas de pilotes o de micropilotes y su funcionamiento estructural, además de la necesidad de empotramiento en el terreno o tesado para compensar los empujes del terreno, se basa en el aprovechamiento del efecto arco producido en el trasdós del muro por la inclusión de pilotes o micropilotes en el terreno, lo que permite una separación entre los elementos. Cabe citar que no se recomienda su uso en caso de niveles freáticos superiores al fondo de excavación, ya que la propia composición discontinua del muro hace que sean soluciones fuertemente permeables.



Figura 10: Muro pantalla discontinuo de pilotes en una obra ámbito urbano (Fuente: Catálogo de productos de Geocisa)

- ❖ **TABLESTACAS:** Las tablestacas son pantallas continuas constituidas por planchas metálicas nervadas que se unen entre sí para formar un recinto estanco. Generalmente suelen hincarse con lo que trabajan a voladizo, aunque también pueden anclarse al terreno o arriostrarse reduciendo, así, la necesidad de hincas para sostener los empujes del terreno. Las tablestacas, debido a la capacidad estanca de la solución, son un recurso muy empleado en caso de presencia de agua tanto a nivel freático como a nivel orgánico, siendo la solución predominante en caso de precisar de zonas de trabajo secas o de inundación controlada en las obras marítimas o fluviales ya sea de manera provisional o permanente.



Figura 11: Muros pantalla conformado por tablestacas arriostradas con perfiles y codales (Fuente: Catálogo de productos de Ischebeck)

- ❖ MURO BERLINÉS: Los muros berlineses son muros compuestos por perfiles metálicos hincados a una distancia determinada entre las que se colocan tablonos de madera. El proceso constructivo es iterativo y es habitual incluir un anclaje activo por cada nivel de excavación, asentándose la cabeza del anclaje en una viga de reparto que transfiere las cargas a los perfiles metálicos hincados en vertical. Este tipo de muros suelen ser provisionales, de carácter vertical y se utilizan en el caso de contención de terrenos para ejecutar excavaciones de cierta profundidad sin necesidad de emplear maquinaria muy pesada.



Figura 12: Muro berlinés en una obra de edificación en entorno urbano (Fuente: Catálogo de productos Pilotes Terratest)

- ❖ **MUROS ANCLADOS:** Los muros anclados consisten en un paramento de hormigón fijado al terreno por una serie de anclajes, de manera que el empuje del terreno en el trasdós se absorbe por los anclajes y el propio muro de hormigón. Según la filosofía de funcionamiento de los anclajes que pueden ser activos o pasivos, el muro se comportará de manera diferente y estarán compuestos por materiales diferentes: en los anclajes activos, si bien también se usan las barras macizas y huecas, predominan los cables de acero mientras que en los pasivos se utilizan de tipo barra, pudiendo ser macizas o huecas. Este tipo de muros sirve para sostener excavaciones cuasi verticales como taludes, pudiendo ser soluciones provisionales o permanentes. Los muros compuestos por anclajes pasivos se conocen como muros de suelo claveteado o muros de soil nailing.



Figura 13: Muro anclado compuesto por anclajes activos (Fuente: Catálogo de productos de Retaining Walls NZ)



Figura 14: Muro de suelo claveteado o soil nailing (Fuente: Slopes and Excavations, Design and Calculations (Wietek, 2022))

## 2.2 MUROS DE SUELO CLAVETEADO O SOIL NAILING

### 2.2.1 INTRODUCCIÓN Y ORIGEN HISTÓRICO

Los muros de suelo claveteado se emplean tanto en el refuerzo de muros de contención de excavaciones como en la estabilización de taludes y se desarrollan a partir de una técnica consistente en un proceso iterativo en el que se alternan sucesivamente los procesos de excavación y sostenimiento, avanzando en sentido descendente, por fases, hasta la cota de proyecto.

Según la publicación *Soil Nailing: The Second Decade* de (Bruce&Jewell, 1987), su origen se remonta a la década de 1970 y nace de la aplicación exitosa de la técnica de excavación y sostenimiento empleado en túneles de roca desarrollada por L. Rabcewicz y conocido como el Nuevo Método Austríaco o NATM -*New Austrian Tunneling Method*- durante los años 1960 en Europa y Norteamérica.

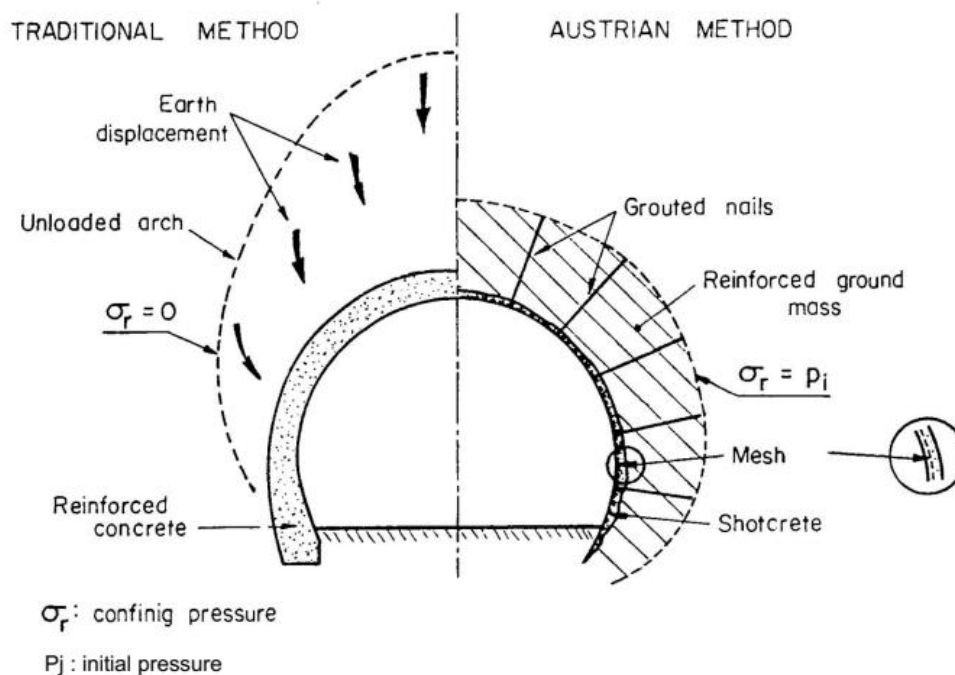


Figura 15: Comparativa de comportamiento entre el método tradicional y el NATM para la ejecución de galerías y túneles (Fuente: Recommendations Clouterre 1991 (French National Research Project & FHWA, 1993))

A medida que se va dominando la técnica del NATM y se demuestra la practicidad de los muros claveteados en la estabilización de taludes o contención de excavaciones en roca mediante la técnica conocida como rock bolting, se empieza a probar en terrenos cuyas composiciones de suelo son menos competentes que las de la roca. En este contexto, tal y como se indica en la publicación *FHWA-IF-99-026 Demonstration Project 103: Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls* de la Federal Highway Association (FHWA, Demonstration Project 103: Design & Construction

Monitoring of Soil Nail Walls, 1999), las primeras contenciones de excavaciones utilizando la técnica del soil nailing se registran en Frankfurt (Alemania) en 1970 y en Vancouver (Canadá) en 1971, aunque el primer muro relevante de suelo claveteado se construye en Versailles (Francia), entre los años 1972-73, sosteniendo un talud con corte de 70º inclinación y 18 m de altura en un terreno compuesto por arena de Fontainebleau altamente cementada para la ejecución del desdoblamiento de una vía ferroviaria, por iniciativa de las empresas contratistas Bouygues y Soletanche. En este caso, se estabilizaron 12.000 m<sup>2</sup> de frente de talud, utilizándose 25.000 bulones inyectados de 6 ml de profundidad.

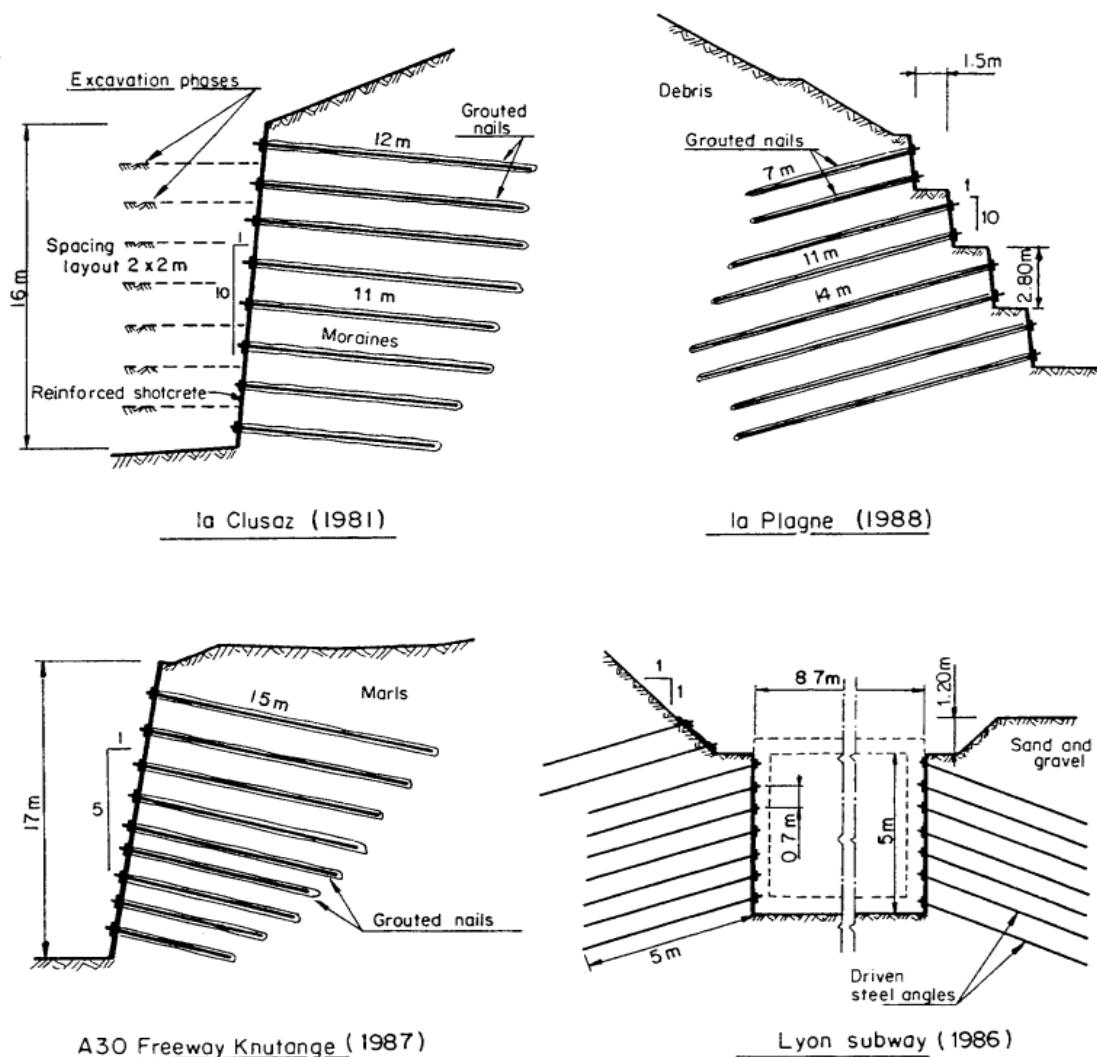


Figura 16: Ejemplos reales de diferentes tipologías de muros de suelo claveteado (Fuente: Recommendations Clouterre 1991 (French National Research Project & FHWA, 1993))

El tipo de sostenimiento empleado en estos casos consiste en introducir bulones de carácter pasivo generalmente inyectados -también conocidos como clavos- con cierta inclinación subhorizontal y que trabajan fundamentalmente a tracción, espaciando las perforaciones de manera predefinida

tanto en horizontal como vertical, generando una malla de puntos de anclaje que después se reviste con hormigón proyectado armado con mallazo o fibra de acero. Los bulones, al estar inyectados con lechada de cemento prácticamente en su totalidad, no tienen longitud libre, por lo que no se suelen tesar previamente.

La filosofía de la técnica se fundamenta en la pasividad del sistema, dejando que sea el terreno quien provoque, a través de las deformaciones y movilizaciones internas del talud, la puesta en funcionamiento del muro. A partir de estas tensiones internas causadas por la inestabilidad del terreno, se produce la reacción de las tensiones de adherencia de los bulones y, en combinación con la capa exterior de hormigón proyectado que ayuda a resistir los mecanismos de flexión generados en el intradós entre puntos de anclaje y la correcta cooperación entre los diferentes elementos que conforman el sistema, sostienen el talud en cuestión como si de un sólido rígido unificado se tratara.

La técnica de muros de suelo claveteado, al utilizar elementos y maquinaria de carácter ligero, permite trabajar en situaciones comprometidas en cuanto a espacio y cargas en las que no sería posible actuar utilizando técnicas de sostenimiento más robustas, como la ejecución de muros pantalla o sistemas de anclaje complejos, por citar algunos. Esta versatilidad, le permite actuar para diferentes aplicaciones sean de carácter permanente, como sería el caso del sostenimiento de un talud excavado para la ejecución de una carretera, o provisional, teniendo como ejemplo el sostenimiento de los paramentos verticales de una excavación realizada en un entorno urbano en el que las limitaciones de espacio condicionan la expansión en superficie; al igual que permite ser una solución de sostenimiento para obra nueva o de refuerzo para el caso en el que un elemento contención ha visto reducida su capacidad y requiere de una actuación para aumentar sus capacidades resistentes.

En las siguientes líneas se procede a la explicación detallada de los elementos que conforman el sistema, del proceso constructivo, del principio de funcionamiento, de las condiciones favorables y desfavorables para su uso, de las principales causas de fallo y de procesos de cálculo y dimensionamiento para el diseño de un muro de suelo claveteado.

## 2.2.2 MARCO NORMATIVO NACIONAL E INTERNACIONAL

### 2.2.2.1 MARCO NORMATIVO A NIVEL INTERNACIONAL

Es importante mencionar que, aunque la técnica del soil nailing se viene empleando desde los años 1970, hasta la publicación de la que fue la primera guía de referencia *Recommendations Clouterre 1991* (French National Research Project & FHWA, 1993) no existía ninguna guía o manual que aglutinara de manera integral todo el contexto que se requiere para llevar a cabo con éxito un proyecto de muros de suelo claveteado.

La guía *Recommendations Clouterre 1991* resultó de la ejecución del plan *Clouterre*, un proyecto a nivel nacional llevado a cabo entre 1986 y 1990 por parte del ministerio *Ministère de l'Équipement, du Logement, des Transports et de l'Espace* del gobierno Francés para el que se destinaron 22 millones de francos y en el que se contó con la colaboración de la agencia *Federal Highway Association* (FHWA) estadounidense, además de otras consultorías, estudios de ingeniería, laboratorios, empresas contratistas e investigadores dedicados al ámbito de la geotecnia, con el fin de elaborar un documento que diera soporte a la aplicación de una técnica de sostenimiento de taludes con contrastadas ventajas técnicas, operacionales y económicas.

Hoy en día, en el marco normativo internacional existen varias guías integrales específicas de los muros de suelo claveteado, guías en las que se desarrollan, en mayor o menor medida, las condiciones de diseño y dimensionamiento, control del proceso de ejecución y de inspecciones para un adecuado mantenimiento de este tipo de muros.

Actualmente, la principal referencia actual es la guía *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015), publicada por la agencia estadounidense *Federal Highway Association*. Esta publicación, si bien no goza de un respaldo legal de cumplimiento obligatorio salvo en el caso contractual, describe con detalle los elementos que componen un muro de suelo claveteado, las condiciones que han de prestar los materiales empleados y las condiciones de terreno mínimas necesarias para garantizar la viabilidad del proyecto, desarrolla el proceso de cálculo a para un correcto diseño, establece el control a llevar durante la ejecución y determina los criterios de inspección en obras ya ejecutadas, de manera que se considera la guía integral más completa en el plano internacional en lo que a diseño y ejecución de muros de suelo claveteado se refiere. Esta guía se considera como actualización de la guía *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls* (FHWA, 1998), publicada en 1998 también por la agencia *FHWA* con el mismo fin.

A nivel europeo existe la norma EN 14490:2010 Execution of special geotechnical Work: Soil Nailing de la que se transponen la norma española UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros de suelo claveteado (AENOR, 2013), la austríaca ÖNORM EN 14490:2010-07-15 (ÖNORM, 2010), la italiana UNI EN 14490:2010 (Ente Nazionale Italiano di Unificazione, 2010), la británica EN 14490:2010 (BS, 2010), la portuguesa NP EN 14490 (v.2023) (Instituto Português da Qualidade, 2023) o la suiza SN EN 14490:2010 (SVN, 2010).

En Francia, además de la guía Recommendations Clouterre 1991 y una ampliación de la misma llamada Additif 2002 aux Recommendations Clouterre 1991 (French National Research Project, 2002), existe la norma NF P 94-270: Calculs géotechnique – Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué (AFNOR, 2020) con el fin de completar lo dispuesto por el Eurocódigo 7 además de contener lo ya dispuesto por la EN 14490:2010 europea.

En Alemania, la transposición de la norma europea *DIN EN 14490: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bodenvernagelung* (Deutsches Institut für Normung, 2010) se complementa con la aplicación de las aprobaciones técnicas específicas emitidas por parte de la agencia *Deutsches Institut für Bautechnik* (DIBt).

Para terminar, admitiendo con humildad por parte del autor del presente documento la simplificación del marco normativo internacional a las líneas dispuestas sin abarcar otros territorios en los que la técnica se aplica de manera regular, resulta interesante destacar que Hong Kong dispone de una guía propia, la *Geoguide 7 – Guide to Soil Nail Design and Construction* (Pun, 2008). Esta guía reúne lo dictado por el marco internacional con la experiencia propia de la ejecución e investigación de los muros de soil nailing, haciendo que la guía cuente con una orientación a la aplicación de la técnica del soil nailing en el contexto geológico propio de Hong Kong.

### 2.2.2.2 MARCO NORMATIVO A NIVEL NACIONAL

El marco normativo que ampara actualmente la técnica de sostenimiento de muros de suelo claveteado o soil nailing en España de manera específica se limita a la norma *UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros de suelo claveteado* (AENOR, 2013), una versión de la normativa europea transpuesta por AENOR que no tiene respaldo legal obligatorio salvo en caso de inclusión en el contrato, más allá del cumplimiento de los parámetros citados en los *Eurocódigos* que resultan demasiado genéricos para el caso en cuestión.

La citada norma *UNE-EN 14490:2010*, establece directrices para la ejecución, ensayos, supervisión y control de las obras de muros de suelo claveteado, pero lo hace de manera muy superficial y genérica, sin ahondar en detalles y sin proponer un proceso de cálculo o guía para el dimensionamiento de este tipo de sistemas de sostenimiento.

No obstante, existen otras publicaciones de carácter más generalista que sí que proponen soluciones de diseño para los muros de suelo claveteado, aunque los elementos que componen el sistema hay que dimensionarlos y comprobarlos utilizando diferentes documentos según sea el caso. En ese sentido, las publicaciones de referencia nacional son las siguientes:

- La *Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera* (DGC, 2001) publicado por la Dirección General de Carreteras en 2001, establece cuáles son las relaciones de cálculo para diseñar y comprobar parámetros relativos a los bulones y/o las resistencias frente al deslizamiento del sistema bulón-lechada y de la interfaz lechada-terreno, utilizando un método de coeficientes de mayoración de cargas y reducción de resistencias o *LRFD -Load Resistance Factor Design-* por sus siglas en inglés.
- El *Código Estructural* (MITMA, 2021) publicado en 2021 por el Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana y respaldado por el real decreto RD 470/2021 de 29 de Junio para sustituir la *Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08* (Ministerio de Fomento, 2008) y la *Instrucción de Acero Estructural EAE* (Ministerio de Fomento, 2011), establece los criterios para el cálculo y comprobaciones relativas al hormigón proyectado, basándose también en un método LRFD.

En consecuencia, si bien es cierto que no existe una guía específica como en otros países para el diseño de los muros de suelo claveteado, existen maneras de dimensionarlos basándose en otras publicaciones contrastadas en el ámbito de la construcción.

### 2.2.3 ELEMENTOS QUE COMPONEN UN MURO DE SUELO CLAVETEADO

Los muros de suelo claveteado o soil nailing están compuestos por una serie de elementos que han de funcionar en conjunto para que el sistema pueda garantizar el éxito de la estructura de contención:

- Bulones
- Inyección de lechada de cemento
- Elementos de conexión
- Centradores
- Protección contra la corrosión
- Capa de hormigón proyectado
- Drenaje
- Revestimiento exterior (opcional)

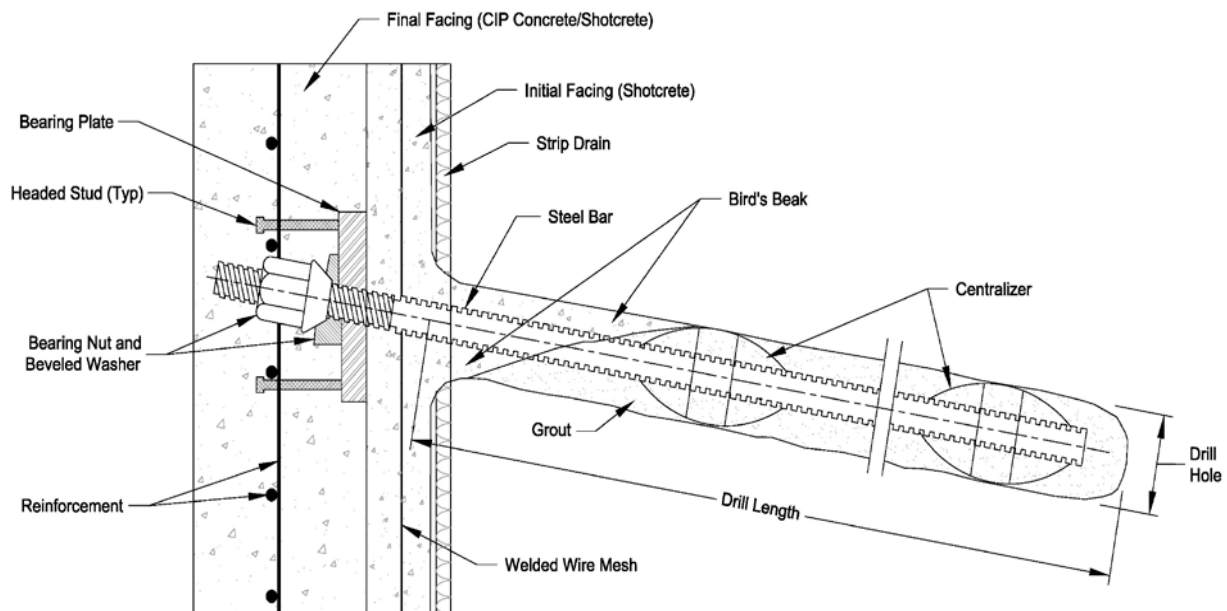


Figura 17: Ejemplo de detalle de los elementos de un muro de soil nailing (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

En las próximas líneas se describen con detalle los elementos que componen los muros de suelo claveteado, explicando para qué sirve cada uno, la tipología y variantes existentes, así como las principales propiedades y características mecánicas que lo llevan a funcionar con éxito dentro del sistema compuesto que supone la solución de sostenimiento sobre el que gira todo el presente documento.

### 2.2.3.1 BULONES

Los bulones son barras principalmente de acero corrugado o roscado, aunque también los hay de fibra de vidrio reforzado, que sirven para resistir los esfuerzos de tracción producidos por la deformación lateral del terreno. Las longitudes de las barras, por cuestión de transporte, suelen ser de 6 metros y existen elementos de conexión como los manguitos roscados que permiten empalmar las barras entre ellas, de manera que se pueden obtener longitudes de bulón mayores.

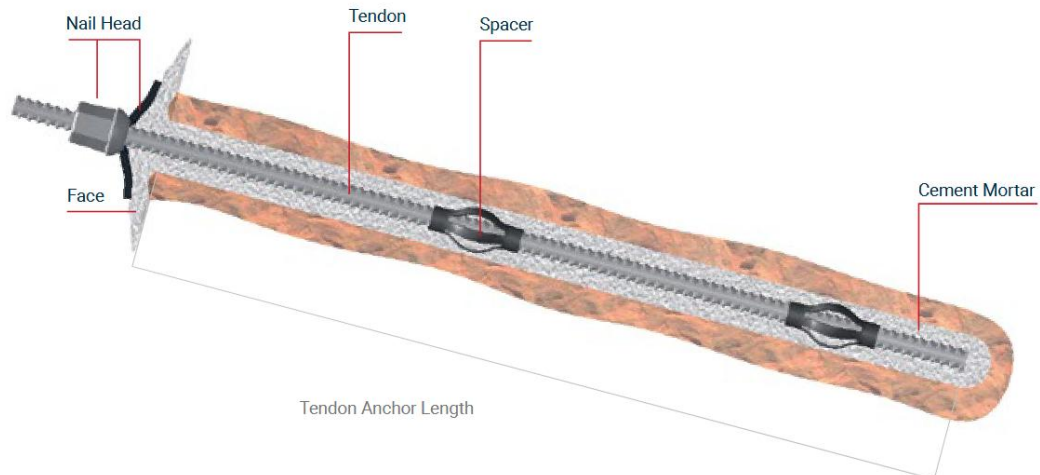


Figura 18: Esquema de bulón de barra maciza corrugada (Fuente: Catálogo de productos DYWIDAG)

Los diámetros más habituales de los bulones suelen oscilar entre 25 mm, 32 mm y 40 mm, siendo menos común el uso de barras de diámetros 50 mm y 63 mm.

Cuando las propiedades del terreno permiten el sostenimiento de sus paredes durante un periodo determinado de tiempo tras realizarse la perforación, las barras de acero utilizadas serán macizas, mientras que en el caso de terrenos con dudosa capacidad de estabilidad de las paredes de la perforación se emplean bulones huecos de carácter autoperforante, utilizándose la propia barra como útil de perforación y permitiendo la inyección de lechada a través del orificio interior.

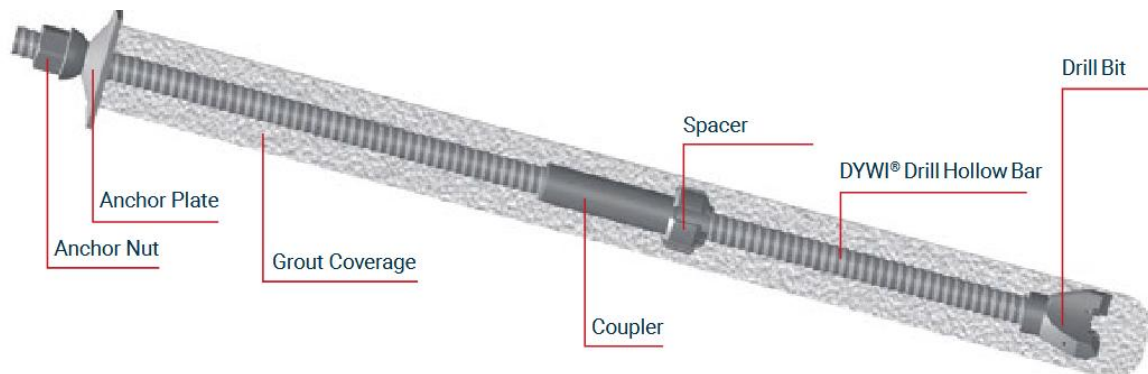


Figura 19: Esquema de un bulón autoperforante compuesto por barra hueca (Fuente: Catálogo de productos DYWIDAG)

El módulo elástico del acero utilizado para la producción de barras macizas suele ser de 410 MPa (Grado 60) o 520 Mpa (Grado 75). Se podrían utilizar acero con mayores resistencias a la tracción del orden de 650 MPa (Grado 95) o 1030 MPa (Grado 150), aceros habituales en las estructuras de anclajes más convencionales pero que no tienen apenas uso en el soil nailing. En cualquier caso, los aceros empleados han de cumplir con la norma ASTM A615 según la guía *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015).

Tabla 1: Propiedades de las barras macizas de acero roscado de Grado 60 (Fuente: Elaboración propia a partir de *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015))

| NOMBRE BARRA | DIÁMETRO NOMINAL | ÁREA SECCIÓN TRANSVERSAL | PESO  | GRADO ASTM | MÓDULO ELÁSTICO | CARGA MÁXIMA |
|--------------|------------------|--------------------------|-------|------------|-----------------|--------------|
| ---          | mm               | mm <sup>2</sup>          | kg/m  | ---        | MPa             | kN           |
| 6            | 21,844           | 191,74                   | 2,23  | 60         | 413,7           | 115,65       |
| 7            | 25,146           | 300,98                   | 3,04  | 60         | 413,7           | 160,13       |
| 8            | 28,448           | 448,33                   | 3,97  | 60         | 413,7           | 209,06       |
| 9            | 32,004           | 638,45                   | 5,06  | 60         | 413,7           | 266,88       |
| 10           | 36,322           | 920,23                   | 6,40  | 60         | 413,7           | 338,05       |
| 11           | 40,894           | 1272,65                  | 7,90  | 60         | 413,7           | 413,66       |
| 14           | 47,244           | 2120,57                  | 11,38 | 60         | 413,7           | 600,48       |

Tabla 2: Propiedades de las barras macizas de acero roscado de Grado 75 (Fuente: Elaboración propia a partir de *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015))

| NOMBRE BARRA | DIÁMETRO NOMINAL | ÁREA SECCIÓN TRANSVERSAL | PESO  | GRADO ASTM | MÓDULO ELÁSTICO | CARGA MÁXIMA |
|--------------|------------------|--------------------------|-------|------------|-----------------|--------------|
| ---          | mm               | mm <sup>2</sup>          | kg/m  | ---        | MPa             | kN           |
| 6            | 21,844           | 191,74                   | 2,23  | 75         | 517,125         | 146,78       |
| 7            | 25,146           | 300,98                   | 3,04  | 75         | 517,125         | 200,16       |
| 8            | 28,448           | 448,33                   | 3,97  | 75         | 517,125         | 262,43       |
| 9            | 32,004           | 638,45                   | 5,06  | 75         | 517,125         | 333,60       |
| 10           | 36,322           | 920,23                   | 6,40  | 75         | 517,125         | 422,56       |
| 11           | 40,894           | 1272,65                  | 7,90  | 75         | 517,125         | 520,42       |
| 14           | 47,244           | 2120,57                  | 11,38 | 75         | 517,125         | 747,26       |

Los bulones huecos, por el contrario, suelen tener resistencias a la tracción entre 410 MPa (Grado 60) y 620 Mpa (Grado 90), con diámetros exteriores comprendidos entre 30 y 73 mm y espesores de pared de entre 7 a 25 milímetros. Cabe citar que, en el caso de las barras huecas, las propiedades y características del tipo de barra varían según su marca comercial, estando referenciadas por la guía *Soil Nails Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015) aquellas barras correspondientes a las patentes comerciales *CTS/Titan Bar*, *MAI bar* y *GEO-Drill Bar*.

Tabla 3: Propiedades de barras huecas tipo CTS/Titan Bar (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

| NOMBRE BARRA | DIÁMETRO NOMINAL | ÁREA SECCIÓN TRANSVERSAL | PESO  | GRADO ASTM | MÓDULO ELÁSTICO | CARGA MÁXIMA |
|--------------|------------------|--------------------------|-------|------------|-----------------|--------------|
| ---          | mm               | mm <sup>2</sup>          | kg/m  | ---        | MPa             | kN           |
| 30/16        | 25,908           | 0,42                     | 2,68  | 87         | 599,865         | 245,08       |
| 30/14        | 26,162           | 0,47                     | 2,83  | 87         | 599,865         | 274,89       |
| 30/11        | 26,162           | 0,52                     | 3,27  | 87         | 599,865         | 320,26       |
| 40/20        | 36,068           | 1,26                     | 5,65  | 87         | 599,865         | 539,99       |
| 40/16        | 36,068           | 1,56                     | 7,14  | 87         | 599,865         | 6624,85      |
| 52/26        | 48,768           | 2,93                     | 9,97  | 87         | 599,865         | 925,18       |
| 73/56        | 70,104           | 4,57                     | 10,86 | 87         | 599,865         | 1035,05      |
| 73/53        | 70,104           | 5,42                     | 13,24 | 87         | 599,865         | 1160,48      |
| 73/45        | 70,104           | 7,59                     | 17,86 | 87         | 599,865         | 1585,27      |
| 73/35        | 70,104           | 9,10                     | 21,13 | 87         | 599,865         | 1865,49      |

Tabla 4: Propiedades de barras huecas tipo MAI Bar (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

| NOMBRE BARRA | DIÁMETRO NOMINAL | ÁREA SECCIÓN TRANSVERSAL | PESO  | GRADO ASTM | MÓDULO ELÁSTICO | CARGA MÁXIMA |
|--------------|------------------|--------------------------|-------|------------|-----------------|--------------|
| ---          | mm               | mm <sup>2</sup>          | kg/m  | ---        | MPa             | kN           |
| R25N         | 25,4             | 0,32                     | 2,10  | 83         | 572,285         | 151,23       |
| R32N         | 32,004           | 0,55                     | 2,80  | 92         | 634,34          | 231,30       |
| R32S         | 32,004           | 0,71                     | 3,71  | 87         | 599,865         | 280,22       |
| R38N         | 38,1             | 1,18                     | 5,10  | 89         | 613,655         | 400,32       |
| R51L         | 38,1             | 1,38                     | 5,91  | 86         | 592,97          | 449,25       |
| T40N         | 39,878           | 1,63                     | 6,70  | 89         | 613,655         | 524,86       |
| 551N         | 50,8             | 2,53                     | 8,09  | 88         | 606,76          | 631,62       |
| T76N         | 76,2             | 7,82                     | 16,80 | 81         | 558,495         | 1200,96      |
| T76S         | 76,2             | 9,14                     | 19,70 | 87         | 599,865         | 1498,98      |

Tabla 5: Propiedades de barras huecas tipo GEO-Drill Bar (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

| NOMBRE BARRA | DIÁMETRO NOMINAL | ÁREA SECCIÓN TRANSVERSAL | PESO  | GRADO ASTM | MÓDULO ELÁSTICO | CARGA MÁXIMA |
|--------------|------------------|--------------------------|-------|------------|-----------------|--------------|
| ---          | mm               | mm <sup>2</sup>          | kg/m  | ---        | MPa             | kN           |
| B7X1-32      | 31,75            | 0,55                     | 3,12  | 85         | 586,075         | 259,76       |
| B7X1-32X     | 31,75            | 0,76                     | 4,02  | 85         | 586,075         | 362,51       |
| B7X1-38      | 38,1             | 1,26                     | 5,59  | 85         | 586,075         | 498,18       |
| B7X1-51      | 50,8             | 2,82                     | 9,31  | 85         | 586,075         | 836,22       |
| B7X1-76      | 76,2             | 9,14                     | 20,52 | 85         | 586,075         | 1810,34      |

### 2.2.3.2 INYECCIÓN DE LECHADA DE CEMENTO

La perforación en la que se introduce el bulón se rellena con una lechada, generalmente de cemento -aunque no exclusivamente, ya que también se emplean resinas epoxídicas de manera muy residual- e inyectada, que cumple con las siguientes funciones que se indican a continuación:

- Transmitir los esfuerzos de tracción entre los bulones y el suelo colindante del anclaje.
- Proteger las barras de los esfuerzos de cortante provocados por el terreno.
- Proteger el acero de la corrosión.

Existen tres diferentes métodos de inyección, siendo las siguientes:

- ❖ INYECCIÓN GLOBAL ÚNICA (IGU O IU): La inyección pertinente se realiza en una sola fase, de manera ascendente desde el fondo del taladro utilizando tubos de plástico especialmente dispuestos para ello o la propia barra que conforma el bulón, en caso de que ésta sea hueca. Se trata de la manera de inyección más sencilla y suele ser una solución competente en casos en los que se tenga roca, terrenos cohesivos muy duros o suelos granulares.

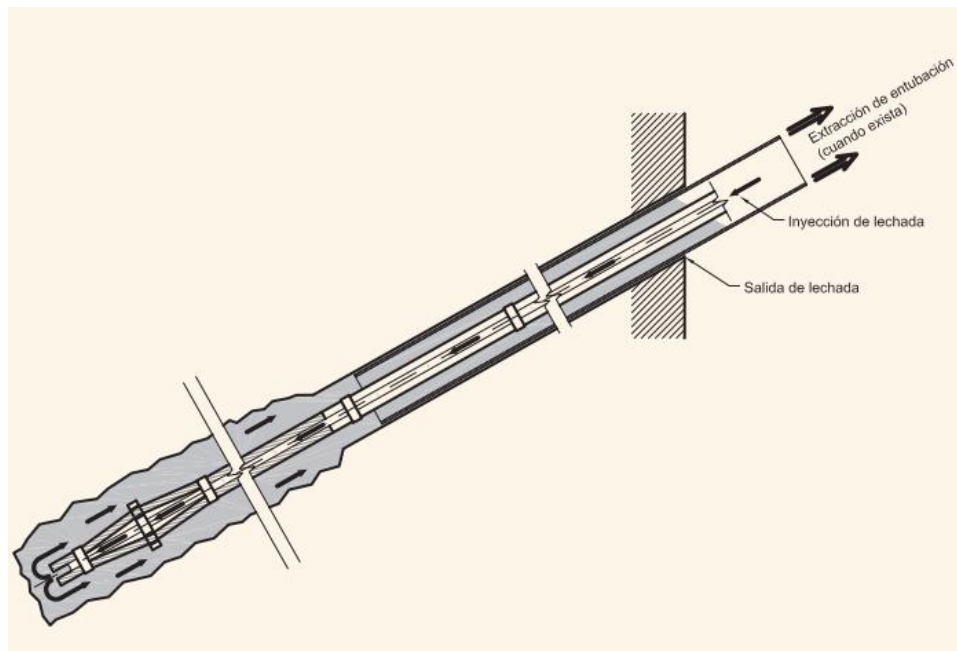


Figura 20: Procedimiento de inyección única global (IU o IGU) (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

- ❖ INYECCIÓN REPETITIVA (IR): La inyección se realiza partiendo de la disposición de la inyección global única con la condición de disponer de circuitos que permiten reinyectar la lechada para aumentar la superficie de contacto con el terreno, además de aumentar la compresión en el entorno. Las reinyecciones requieren de presiones de inyección mayores y no es habitual que este sistema permita más de dos ciclos.

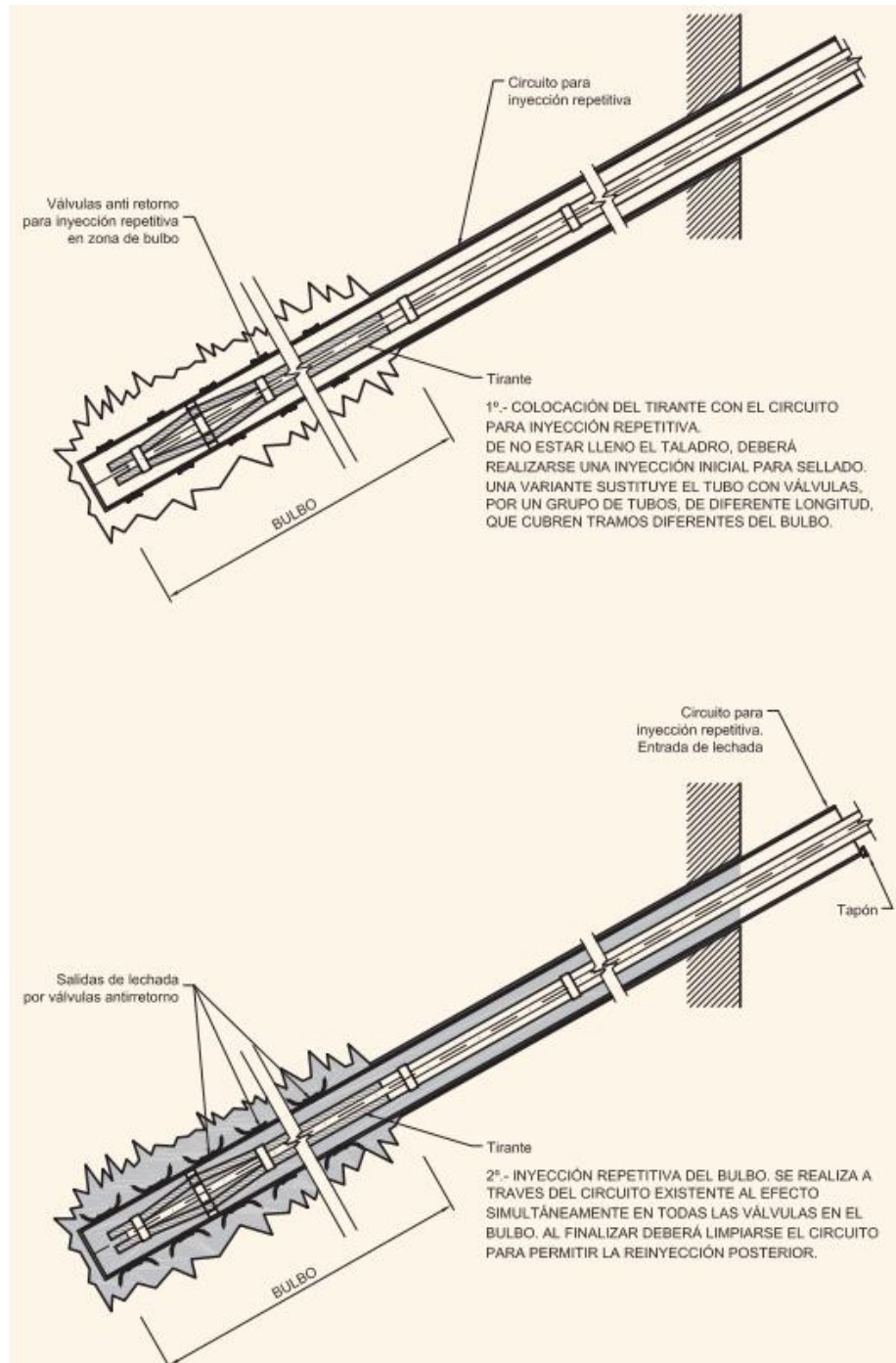


Figura 21: Procedimiento de inyección repetitiva (IR) (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

- ❖ INYECCIÓN REPETITIVA Y SELECTIVA (IRS): Consiste en aplicar la inyección repetitiva pero de manera selectiva mediante la inclusión de válvulas separadas menos de un metro que se accionan con las reinyecciones realizadas, permitiendo controlar la distribución de las inyecciones. Como citado, las reinyecciones requieren de presiones mayores y generalmente se realizan dos inyecciones por fase.

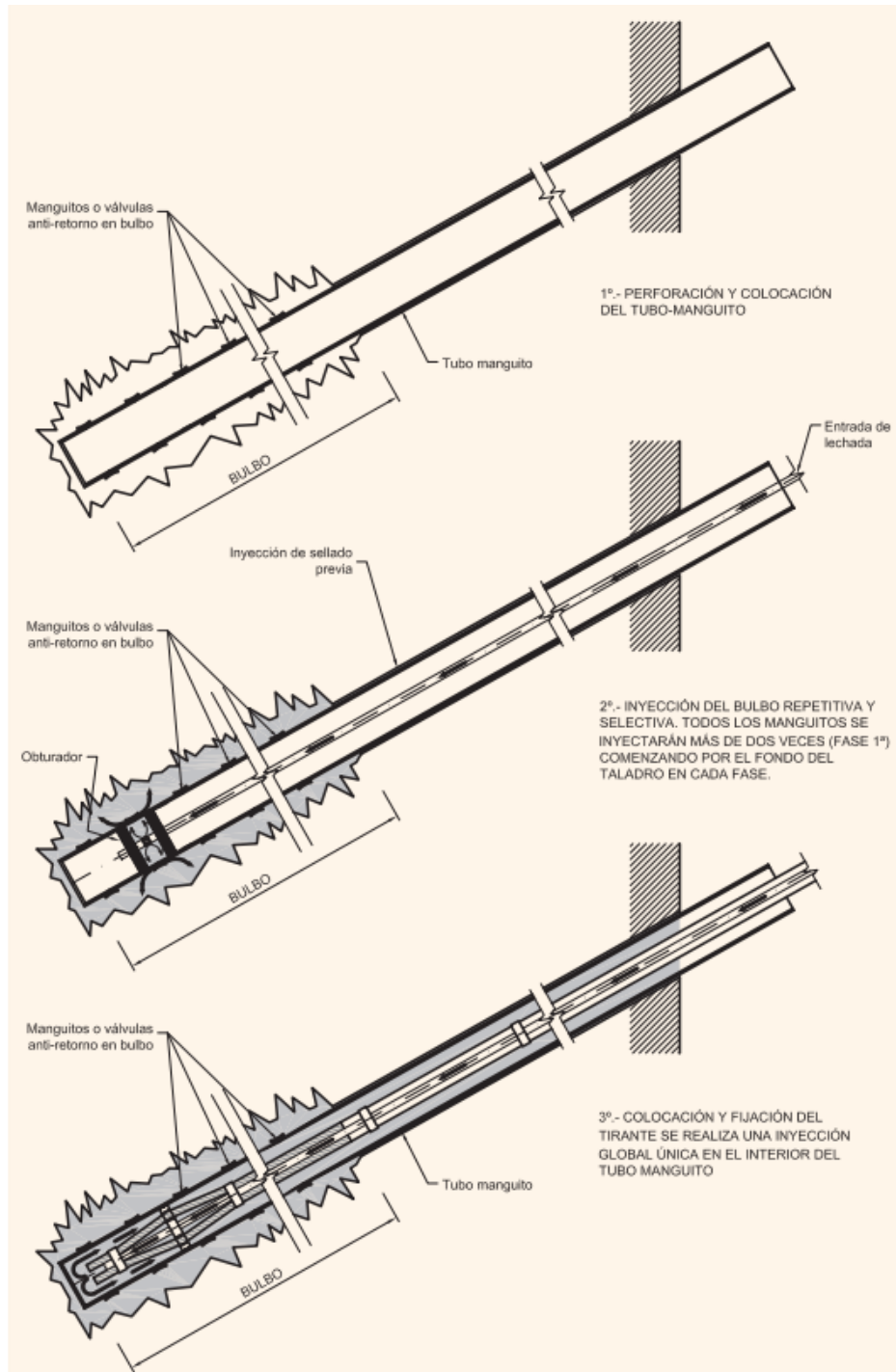


Figura 22: Procedimiento de inyección repetitiva y selectiva (IRS) (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

En la ejecución, una vez se ha introducido el bulón en la perforación previamente realizada -en aquellos casos en los que se esté utilizando barras macizas-, la lechada de cemento se inyecta por gravedad o a baja presión -del orden de 0,35-0,70 bares-, normalmente por inyección global única (IU o IGU) de manera que se rellena toda la perforación realizada desde el fondo hacia el exterior. Se considera que la inyección se ha ejecutado de manera satisfactoria cuando la lechada saliente tiene las mismas prestaciones que la lechada entrante, utilizándose unos tubos de inyección de plástico reforzado que suelen retirarse a medida que se introduce la mezcla.

En el caso de los bulones autoperforantes, la inyección de la lechada se realiza de acuerdo con el avance de la perforación, de manera simultánea, utilizando la lechada como fluido de barrido además de ayuda para estabilizar las paredes de la ejecución. Este tipo de bulones, al utilizarse en situaciones en las que el suelo presenta condiciones menos competentes, suele ser habitual utilizar reinyecciones, sean de tipo inyección repetitiva (IR) o repetitiva-selectiva (IRS), en los que primero se ejecuta la perforación utilizando una mezcla de lechada más fluida a baja presión -figura 23- para, después, inyectar una mezcla de lechada más densa a una presión mínima de 5 bares -figura 24-.

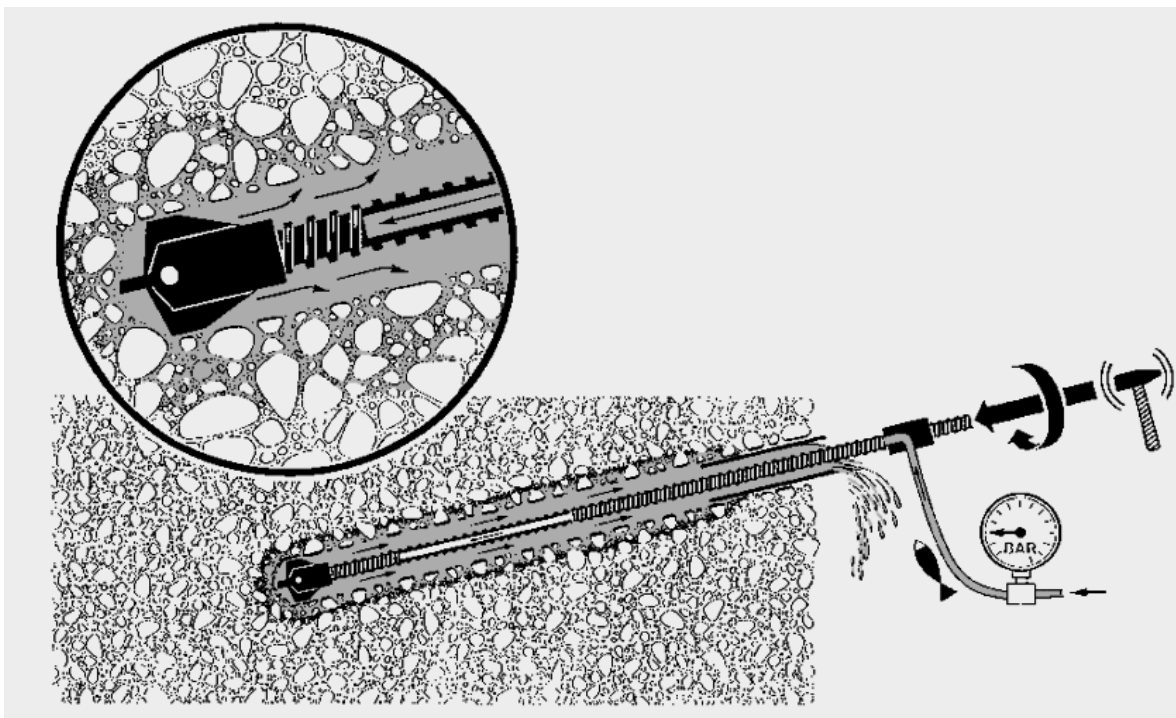


Figura 23: Paso 1 en la ejecución de un clavo con un bulón autoperforante: inyección a baja presión y mezcla fluida  
(Fuente: Catálogo de Titan Ischebeck)

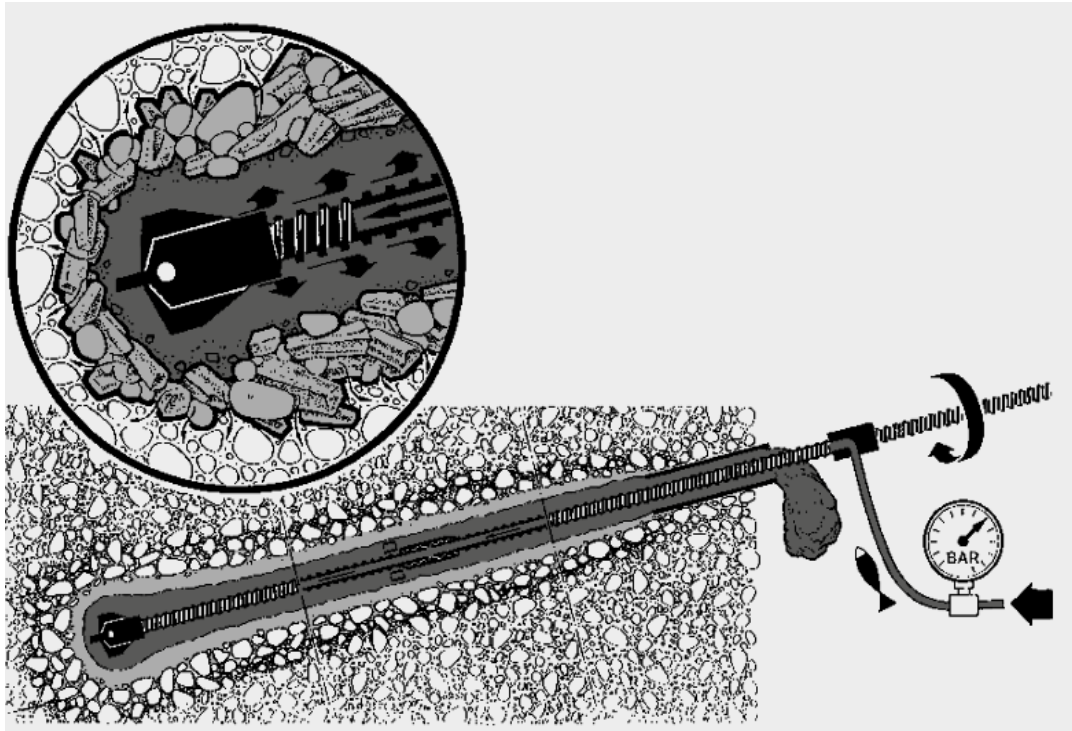


Figura 24: Paso 2 en la ejecución de un clavo con un bulón autopercutor: inyección a alta presión y mezcla densa  
(Fuente: Catálogo de Titan Ischebeck)

De acuerdo con la *Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera* de la Dirección General de Carreteras (DGC, 2001), la lechada de cemento empleada en contacto con elementos de acero deberá tener una dosificación de agua/cemento de entre 0,4 - 0,6 en caso de tratarse de inyecciones de tipo IU y de 0,9 – 1,2 en caso de inyecciones IR e IRS, mientras que el *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015) complementa que el peso específico de la mezcla conviene que esté entre los valores 1.800 – 1.900 Kg/m<sup>3</sup> para que el fluido sea capaz de llegar a ocupar todas las partes interesadas.

La guía de referencia estadounidense recomienda que las resistencias de la inyección tengan una resistencia a la compresión mínima de 10 MPa a los 3 días, estableciendo la resistencia característica a los 28 días en los 25 MPa.

El cemento empleado para la elaboración de la lechada, según ambas guías, tiene que ser resistente a la presencia de sustancias agresivas en el terreno, aunque se permite el uso de cementos normales en caso de que el terreno no presente estas condiciones. En España, el tipo de cemento a emplear tendrá que cumplir las condiciones indicadas en el Código Estructural, el PG-3 y las normas UNE al respecto. Se permite el uso de aditivos para mejorar las prestaciones de la lechada, aunque ambas guías, a su manera, limitan el uso de estos a justificaciones pertinentes en cada caso.

### 2.2.3.3 ELEMENTOS DE CONEXIÓN

Los elementos de conexión conforman la cabeza del anclaje y son aquellos componentes de acero que permiten un correcto funcionamiento del bulón en combinación con el muro de hormigón proyectado reforzado.

Así pues, la cabeza del bulón está compuesto por los siguientes elementos:

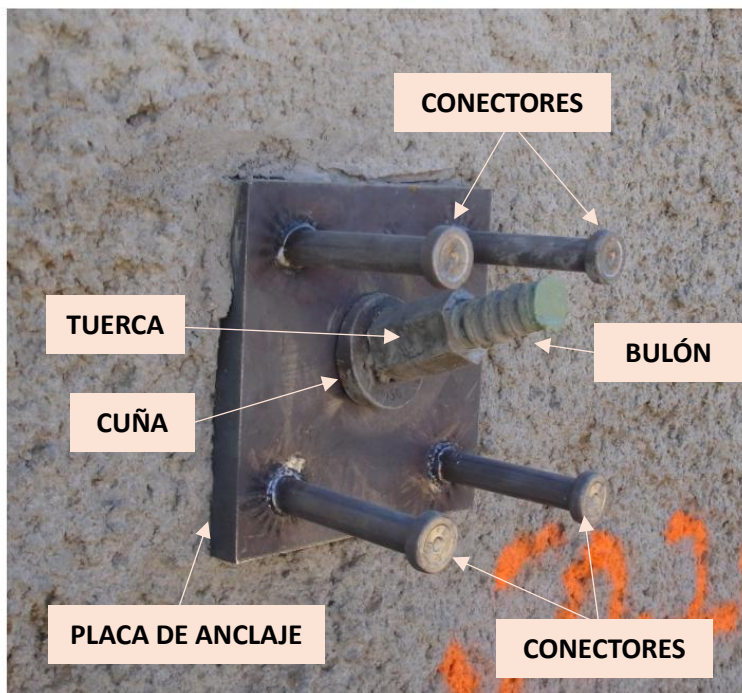


Figura 25: Imagen de la cabeza de un bulón en el que se aprecian la placa de anclaje, la cuña, la tuerca y los pernos conectores preparados para el revestimiento exterior (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

- Placas de anclaje
- Cuñas
- Tuercas

Las placas de anclaje suelen ser placas de acero de sección cuadrada, generalmente con dimensiones de 20x20 cm o 25x25 cm y espesores de 20 mm, que se encargan de transmitir los esfuerzos de la barra al entorno de la cabeza del bulón de manera repartida. Las placas, en caso de que se quiera añadir un revestimiento exterior al paramento de hormigón

proyectado reforzado, suelen llevar unos pernos soldados que dan hacia el exterior a modo de conectores, con el fin de solidarizar ambas estructuras. Conviene recalcar que la inclusión de barras de refuerzo horizontales y vertical es una práctica habitual a la hora del diseño de las placas de anclaje para evitar problemas derivados del punzonamiento del bulón.

Las cuñas se colocan entre la placa de anclaje y la tuerca, funcionando a modo de arandela con forma biselada que garantiza un correcto apoyo uniforme entre la superficie transversal de la tuerca y la placa de anclaje.

Las tuercas de carácter hexagonal, por último, se disponen en la parte exterior de la cabeza del bulón y cumplen con la misión de limitar las deformaciones sufridas por la barra de acero, haciendo que se produzca la transmisión de esfuerzos entre la barra y el revestimiento exterior de la manera deseada.

#### 2.2.3.4 CENTRADORES

De acuerdo con la guía *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015), los centradores o centralizadores son dispositivos de PVC que se disponen a lo largo del clavo con la función de garantizar un correcto posicionamiento de la barra de acero dentro de la perforación que ha de rellenarse con lechada de cemento, sin que sirva de obstáculo para una inyección apropiada.

Los centradores se colocan de manera regular a lo largo de la barra de acero que conforma el bulón. La guía recomienda una separación máxima de 3 m entre dispositivos a la vez que determina la necesidad de colocar un centrador a 45 cm de cada extremo del bulón.



Figura 26: Centradores de PVC utilizados en una barra maciza roscada de acero (Fuente: *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015))

En el caso de las barras de acero huecas, los centradores utilizados suelen ser de acero.



Figura 27: Centradores de acero en barra hueca roscada de acero (Fuente: *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015))

### 2.2.3.5 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Los muros de suelo claveteado, tal y como se ha indicado en la introducción realizada, suelen incluir la inyección de lechada prácticamente en toda la longitud del bulón, permitiendo que el acero esté parcialmente protegido de los agentes corrosivos existentes en el entorno. No obstante, el tipo de funcionamiento del sistema, en la que se somete una barra de acero a tracción, requiere garantizar la protección contra la corrosión atendiendo a todos los mecanismos de corrosión posibles. La guía norteamericana de referencia *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015) le dedica un capítulo entero a la protección contra la corrosión de los elementos que conforman el sistema de sostenimiento y determina que las formas de corrosión que pueden afectar a los anclajes son los siguientes:

- ❖ **CORROSIÓN GENERAL:** La corrosión general ocurre cuando una capa superficial de óxido se distribuye uniformemente por los bulones. Su presencia puede deberse a diferentes motivos: puede darse por dejar el acero sin proteger en la obra, por manipular incorrectamente en el transporte o por almacenar los elementos de manera inapropiada. Este tipo de corrosión, si bien al principio juega a favor de la protección frente a la corrosión, suponen una pérdida de la sección útil de trabajo del acero que conforma la barra, con lo que pueden darse pérdidas de capacidad mecánica asociadas.
- ❖ **CORROSIÓN LOCALIZADA:** La corrosión localizada actúa en un punto en concreto de la pieza, produciendo pérdidas de sección transversal que pueden resultar comprometedoras. La corrosión nace a partir de una grieta en la lechada que llega hasta la barra de acero, generando un punto de contacto con el oxígeno que promueve concentraciones no homogéneas de iones con aumento de potencial electroquímico, pudiendo generar vías de transporte de sustancias corrosivas -como los cloruros o sulfatos- hasta los puntos afectados.
- ❖ **CORROSIÓN POR CORRIENTES PARÁSITAS:** Las corrientes parásitas tienden a intensificar el flujo de iones, siendo relevante en aquellos puntos en los que la corriente sale de la estructura e ingresa al suelo o electrolito acuoso. Se trata de un problema que afecta principalmente a los aceros de módulo elástico elevado -650 MPa o Grado 95 y 1030 MPa o Grado 150-. En presencia de corrientes parásitas, además de utilizar técnicas de encapsulamiento del bulón, también se disponen de aisladores eléctricos que permiten disipar estas corrientes sin que lleguen a afectar a los posibles fenómenos de corrosión que se puedan originar en las barras.

- ❖ **CORROSIÓN BAJO TENSIÓN:** La corrosión bajo tensión no tiene la repercusión que pueda tener en el caso de anclajes activos sometidos a pretensado.
- ❖ **CORROSIÓN POR FATIGA:** La corrosión por fatiga es poco frecuente que ocurra puesto que surge cuando se combinan cargas cíclicas pronunciadas.
- ❖ **CORROSIÓN MICROBIOLÓGICAMENTE INFLUENCIADA:** Las corrosiones influenciadas por organismos microbiológicos pueden ocurrir cuando las bacterias reducen los sulfatos existentes en el entorno creando un ambiente propicio para la corrosión, aunque no es habitual.
- ❖ **CORROSIÓN GALVÁNICA:** La corrosión galvánica, si bien es un tipo de corrosión a tenerse en cuenta en un plano teórico, no es un tipo de corrosión a considerarse en estos casos ya que los elementos metálicos que puedan estar contacto suelen ser equipotenciales, reduciéndose la posibilidad de un intercambio de iones que produzca corrosión.

La guía en cuestión establece tres clases diferentes de protección frente a la corrosión, clasificados según el nivel de agresividad del terreno y la tolerancia a la exposición de la corrosión que pueda soportar. La agresividad del terreno se determina a partir del análisis de la existencia y parametrización de la composición del material; mientras que la tolerancia a la exposición la define el proyectista, partiendo del conocimiento previo en la materia.

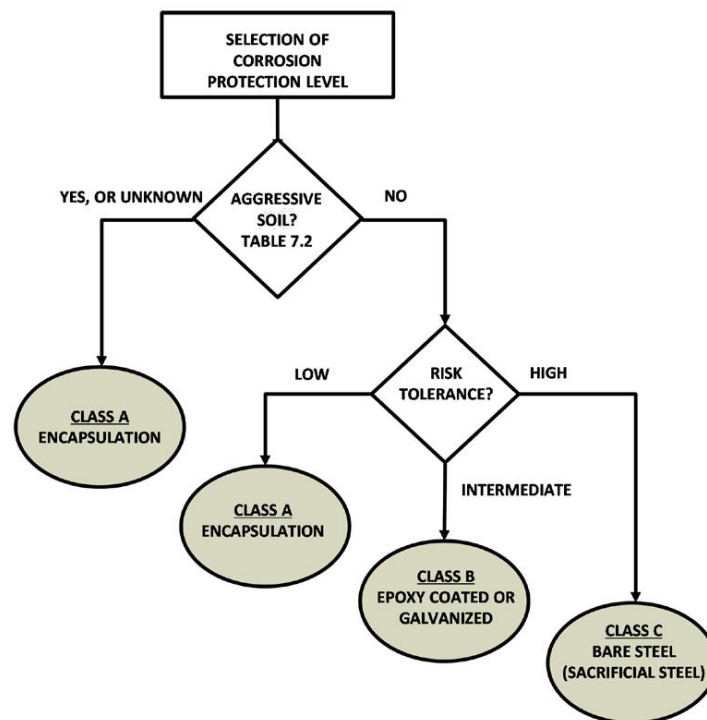


Figura 28: Diagrama de elección de clase de protección frente a la corrosión (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

Centrándose en la agresividad del terreno, conviene recalcar que cada guía de referencia contiene su propia vía de determinación de esta a partir de la combinación de los resultados obtenidos después del análisis de los parámetros de interés, que suelen ser los siguientes aunque varían en cada caso:

- Índice pH
- Resistividad del terreno
- Composición del terreno
- Contenido de humedad
- Contenido de sulfitos
- Contenido de cloritos

En el presente caso, se ha considerado de interés mostrar los sistemas de clasificación que aplican emplean dos guías de referencia -la guía *Geoguide 7 – Guide to Soil Nail Design and Construction* (Pun, 2008) de Hong Kong y la guía *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015) de Estados Unidos- así como lo recogido por la referencia española UNE-EN 14490:2010 *Ejecución de trabajos geotécnicos especiales: Claveteado de suelo*:

- ❖ *SOIL NAIL WALLS – REFERENCE MANUAL* (FHWA, 2015): La guía estadounidense clasifica la agresividad del terreno evaluando varios de los parámetros anteriormente citados y estableciendo unos umbrales límite, de manera que se identifica el terreno como agresivo o no agresivo. En caso de ser agresivo, se le otorga un grado de agresividad en función de la resistividad del terreno.

Tabla 6: Parámetros y umbrales para clasificación del terreno en agresivo o no agresivo (Fuente: *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015))

| Test        | Units                | Threshold for Non-Aggressive | Test Method                 |
|-------------|----------------------|------------------------------|-----------------------------|
| pH          | –                    | 5.0 < pH < 10                | AASHTO T-289                |
| Resistivity | ohm-cm               | Greater than 3,000           | AASHTO T-288 <sup>(2)</sup> |
| Sulfates    | ppm <sup>(1)</sup>   | Less than 200                | ASTM D4327                  |
| Chlorides   | ppm                  | Less than 100                | ASTM D4327                  |
| Organics    | percentage by weight | Less than 1%                 | AASHTO T-267                |

Tabla 7: Grado de agresividad de la corrosión según la resistividad del terreno (Fuente: *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015))

| Corrosion Potential/Aggressiveness | Resistivity (ohm-cm) |
|------------------------------------|----------------------|
| Very corrosive                     | < 700                |
| Corrosive                          | 700 - 2,000          |
| Moderately corrosive               | 2,000 - 5,000        |
| Mildly corrosive                   | 5,000 - 10,000       |
| Non-corrosive                      | > 10,000             |

- ❖ *GEOGUIDE 7 – GUIDE TO SOIL NAIL DESIGN AND CONSTRUCTION* (Pun, 2008): La guía empleada en Hong Kong, por su parte, establece una clasificación de la agresividad del terreno basándose en el sumatorio tras una ponderación de la composición del material, de la resistividad del terreno, la cantidad de humedad, la presencia del nivel freático, el contenido el sulfatos y cloritos y el origen del material antrópico o natural.

Tabla 8: Método de clasificación de la agresividad del terreno utilizado en Hong Kong (Fuente: *Geoguide 7 – Guide to Soil Nail Design and Construction* (Pun, 2008))

| Property                                   | Measured value  | Mark   |
|--|---|--------|
| Soil Composition                           | Fraction passing 63 $\mu\text{m}$ sieve $\leq 10\%$ , and PI of fraction passing 425 $\mu\text{m}$ sieve $< 2$ , and Organic content $< 1.0\%$  | 2      |
|  | 10% $<$ Fraction passing 63 $\mu\text{m}$ sieve $\leq 75\%$ , and Fraction passing 2 $\mu\text{m}$ sieve $\leq 10\%$ , and PI of fraction passing 425 $\mu\text{m}$ sieve $< 6$ , and Organic content $< 1.0\%$ | 0      |
|  | Any grading, and PI of fraction passing 425 $\mu\text{m}$ sieve $< 15$ , and Organic content $< 1.0\%$  | -2     |
|  | Any grading, and PI of fraction passing 425 $\mu\text{m}$ sieve $\geq 15$ , and Organic content $< 1.0\%$   | -4     |
|  | Any grading, and Organic content $\geq 1.0\%$   | -4     |
| Resistivity (ohm-cm)                       | $\geq 10,000$   | 0      |
|  | $< 10,000$ but $\geq 3,000$   | -1     |
|  | $< 3,000$ but $\geq 1,000$  | -2     |
|  | $< 1,000$ but $\geq 100$  | -3     |
|  | $< 100$   | -4     |
| Moisture Content                           | $\geq 20\%$   | 0      |
|  | $> 20\%$  | -1     |
| Ground Water Level                         | Above groundwater level and no periodic flow or seepage   | 1      |
|  | Local zones with periodic flow or seepage   | -1     |
|  | At groundwater level or in zones with constant flow or seepage  | -4     |
| pH   | $6 \leq \text{pH} \leq 9$   | 0      |
|  | $5 \leq \text{pH} < 6$  | -1     |
|  | $4 \leq \text{pH} < 5$ or $10 \geq \text{pH} > 9$   | -2     |
|  | $\text{pH} < 4$ or $\text{pH} > 10$   | Note 1 |
| Soluble Sulphate $\text{SO}_3$ (ppm)       | $\leq 200$  | 0      |
|  | $> 200$ but $\leq 500$  | -1     |
|  | $> 500$ but $\leq 1,000$  | -2     |
|  | $> 1,000$   | -3     |
| Made Ground (Note 2)                       | None  | 0      |
|  | Exist   | -4     |
| Chloride Ion (ppm)                         | $\leq 100$  | 0      |
|  | $> 100$ but $\leq 300$  | -1     |
|  | $> 300$ but $\leq 500$  | -2     |
|  | $> 500$   | -4     |
| <b>Classification of soil aggressivity</b> | <b>Total Mark</b>   |        |
| Non-aggressive                             | $\geq 0$  |        |
| Mildly aggressive                          | -1 to -4  |        |
| Aggressive                                 | -5 to -10   |        |
| Highly aggressive                          | $\leq -11$  |        |

Notes: (1) If pH value is less than 4 or greater than 10, the soil should be classified as aggressive regardless of the results of other test items.  
 (2) "Made ground" refers to man-made ground associated with high corrosion rate such as non-engineering fill with rubbish and organic matters.

- ❖ **UNE-EN 14490:2010 EJECUCIÓN DE TRABAJOS GEOTÉCNICOS ESPECIALES: CLAVETEADO DE SUELO** (AENOR, 2013): La referencia técnica española propone determinar la corrosividad del terreno según la composición del terreno, la resistividad, el contenido de humedad y el índice pH, aplicando una clasificación ponderada según la cual se considera la condición del suelo.

Tabla 9: Tabla de ponderación de los parámetros para la determinación del nivel de corrosividad del terreno (Fuente: UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales: claveteado del suelo (AENOR, 2013))

| Criterio                                   | Características  | Criterio A de ponderación            |
|--|--|--------------------------------------|
| Tipo de suelo <sup>2)</sup>                | <b>Textura</b>   |                                      |
|  | – pesada, plástica, impermeable pegajosa;                            | 2                                    |
|  | – arena arcillosa;   | 1                                    |
|  | – ligera, permeable, arenosa, suelos sin cohesión                    | 0                                    |
|  | <b>Turba y suelos de marisma</b>                                     | 8                                    |
|  | <b>Residuo industrial</b>  |                                      |
|  | escoria, cenizas, carbón   | 8                                    |
| desechos de construcción (yeso, ladrillos) | 4  |                                      |
|  | <b>Líquidos contaminados</b>   |                                      |
| agua contaminada, líquidos industriales    | 6  |                                      |
| agua con sales anticongelantes             | 8  |                                      |
| Resistividad (Ω·cm)                        | p < 1 000  | 5                                    |
|  | 1 000 < p < 2 000  | 3                                    |
|  | 2 000 < p < 5 000  | 2                                    |
|  | 5 000 < p  | 0                                    |
| Contenido de humedad                       | Nivel freático – agua salada (variable o permanente)                 | 8                                    |
|  | Nivel freático – agua pura (variable o permanente)                   | 4                                    |
|  | Por encima del nivel freático-suelo húmedo (contenido de agua > 20%) | 2                                    |
|  | Por encima del nivel freático-suelo seco (contenido de agua < 20%)   | 0                                    |
| pH   | < 4  | 4                                    |
|  | 4 a 5  | 3                                    |
|  | 5 a 6  | 2                                    |
|  | > 6  | 0                                    |
|  | Índice global  | Suma de lo que está por encima<br>ΣA |

Tabla 10: Determinación del grado de corrosividad en función del resultado obtenido en el sumatorio de los parámetros de la tabla 9 (Fuente: UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales: claveteado de suelo (AENOR, 2013))

| Características del suelo | Clasificación | Índice ΣA  |
|---------------------------|---------------|------------|
| Altamente corrosivo       | I             | 13 o mayor |
| Corrosivo                 | II            | 9 a 12     |
| Corrosividad media        | III           | 5 a 8      |
| Corrosividad ligera       | IV            | 4 o menor  |

Volviendo a las clases de protección frente a la corrosión empleadas, según la *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015), pueden ser de los siguientes tres tipos:

- ❖ CLASE A – ENCAPSULADO: La barra de acero se encapsula en un tubo de protección corrugado de PVC o de polietileno de alta densidad prácticamente en toda su totalidad, salvo en el encuentro con la placa de anclaje. Se inyecta la perforación, pero también ha de rellenarse con lechada el interior del tubo corrugado introducido. Se trata de la solución más restrictiva desde el punto de vista de la protección frente a la corrosión.

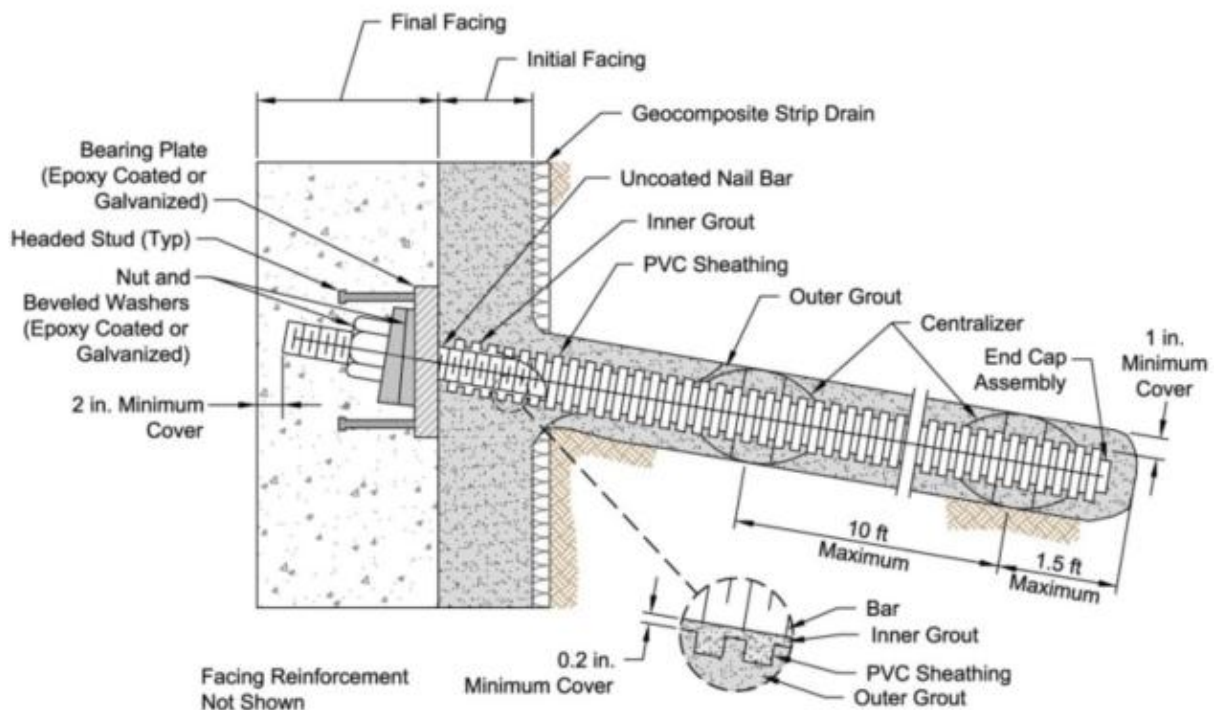


Figura 29: Protección de Clase A frente a la corrosión (Fuente: *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015))

- ❖ CLASE B – REVESTIMIENTO CON EPOXI O GALVANIZADO: La barra de acero se protege mediante un revestimiento exterior compuesta por mezclas epóxicas o galvanizado, proporcionando una capa de protección química y física añadida a la pieza original. En el caso del recubrimiento con epoxi, además, se tiene un grado mayor de protección dieléctrica. No obstante, estas protecciones se componen de recubrimientos de pequeño espesor y, al ubicarse en la cara exterior de los bulones, están muy expuestos a sufrir daños a lo largo del proceso de manipulación durante su acarreo a la zona de trabajo, izado o colocación.

En el caso de las protecciones epóxicas, en función de la mezcla utilizada se dispondrán de unas propiedades mejores o peores para el entorno de aplicación en concreto que se le

quiera dar. La guía de la FHWA determina tres tipos de recubrimientos posibles y los diferencia en color para que sea más sencillo de identificar cada recubrimiento:

- Verde: el más elástico de los recubrimientos y el más empleado.
- Púrpura: recubrimiento más rígido que el verde, pero con mejores prestaciones para los ambientes marinos.
- Gris: recubrimiento más rígido que el verde, pero con mejor comportamiento químico.

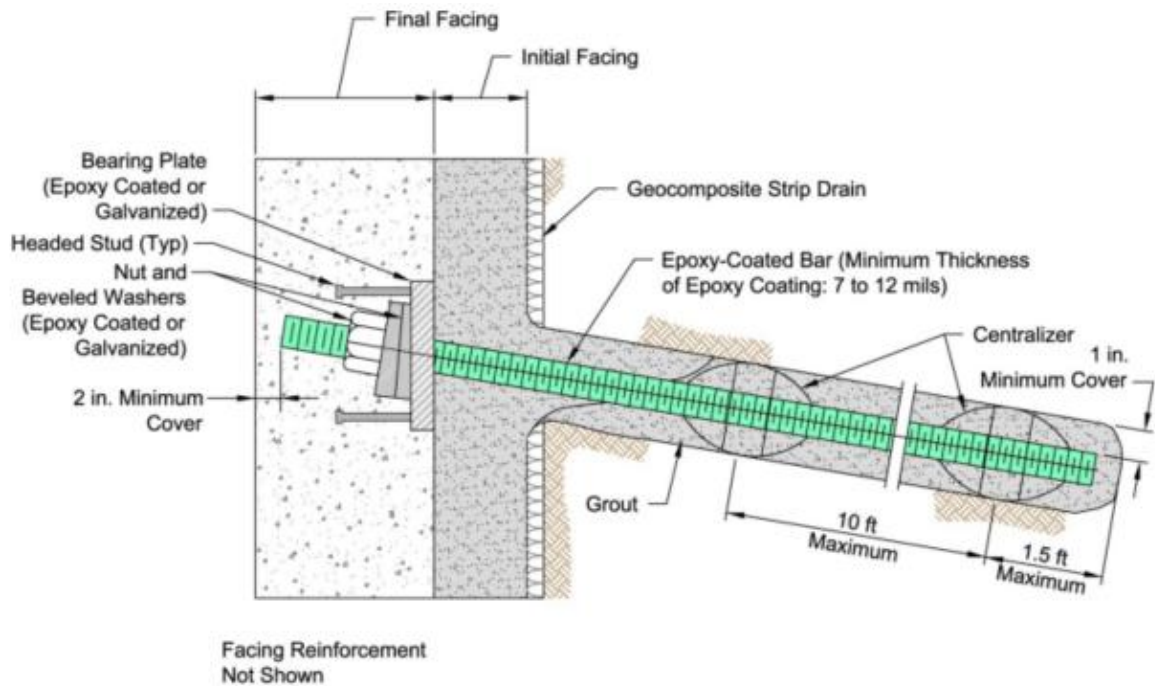


Figura 30: Protección de Clase B frente a la corrosión con recubrimiento epóxico verde (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))



Figura 31: Barras protegidas con revestimiento epóxico gris y púrpura (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

- ❖ CLASE C – ACERO SACRIFICIAL: Se sobredimensiona la barra de acero para compensar la eventual pérdida de material por parte de la corrosión siguiendo las expresiones indicadas en la publicación *Metal Loss and Service-Life Strength Reduction Factors for Metal-Reinforced Systems* (Fishman&Withiam, 2011).

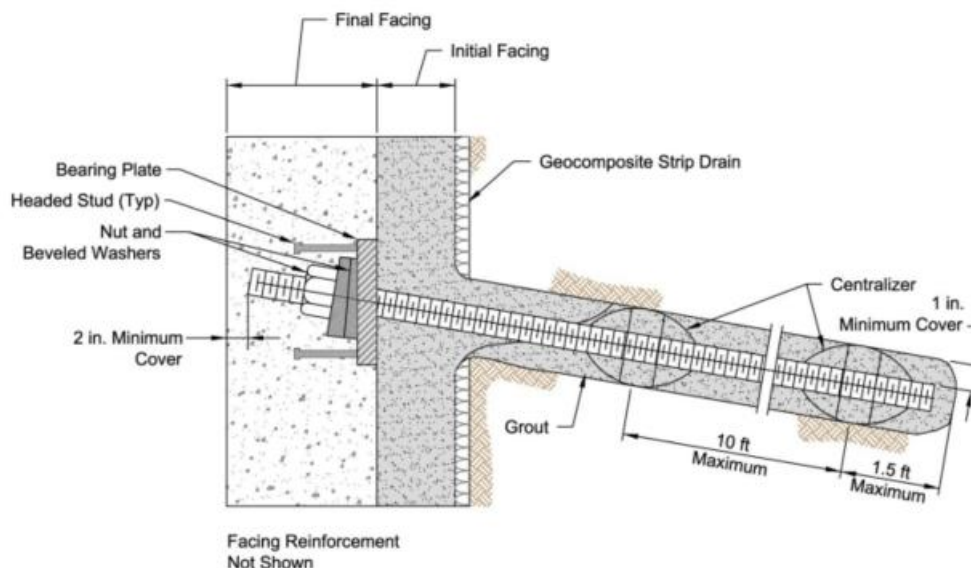


Figura 32: Protección de Clase C frente a la corrosión (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

En este aspecto, la referencia técnica *UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales: claveteado de suelo* (AENOR, 2013) muestra la siguiente tabla en la que se da una indicación de los espesores de sacrificio a considerar en función la agresividad del terreno y periodo temporal

Tabla 11: Pérdida de sección de acero en función de la agresividad del terreno y el tiempo considerado (Fuente: *UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales* (AENOR, 2013))

| <i>Índice global P<sup>3</sup> / Clasificación</i> | <i>Corto plazo<br/>≤18 meses</i>                | <i>Medio plazo<br/>1,5 años a ≤30 años</i> | <i>Largo plazo<br/>30 años a ≤100 años</i> |
|--|---|--|--|
| ≤ 4/IV   | 0   | 2 mm                                       | 4 mm                                       |
| 5 a 8/III  | 0   | 4 mm                                       | 8 mm                                       |
| 9 a 12/II  | 2 mm  | 8 mm                                       | vaina plástica <sup>a</sup>                |
| ≥ 13/IV  | Se debe colocar una vaina plástica <sup>a</sup> |  |  |

<sup>a</sup> No se recomienda un revestimiento metálico a menos que haya razones especiales para usarlo.

Resulta importante recalcar que, si bien la solución de ampliar el diámetro de la barra de acero es viable teórica y técnicamente, el sobrecoste que supone aumentar la sección hace que no sea competitivo económicamente, por lo que suele ser más habitual optar por cualquiera de las dos clases de protección anteriores.

### 2.2.3.6 SOSTENIMIENTO CON HORMIGÓN PROYECTADO

En los muros de suelo claveteado, la cara exterior de la excavación o talud a sostener suele recubrirse con una capa de hormigón proyectado, también conocido como gunita o *shotcrete* en inglés, armado con mallazo o con fibras estructurales.

Los propósitos de esta capa son cumplir con las funciones de sostenimiento inicial del frente mientras se ejecutan las fases de excavación-sostenimiento pertinentes, solidarizar la malla de bulones dispuesta y contener los esfuerzos de empuje producidas en las zonas de tierra que quedan entre los bulones, las cuales tienden a flexionar la cara exterior mientras se producen valles en los puntos de los clavos.

El paramento de hormigón proyectado puede contener varias capas, siendo la primera la principal de cara a la resistencia frente a los empujes producidos en el terreno. Esta capa inicial suele tener un espesor de entre 10-20 cm y el hormigón se proyecta sobre una armadura de malla reticular de acero -mallazo- previamente colocado, aunque también se suelen emplear fibras estructurales de acero o poliméricos en sustitución del armado de acero o en combinación con el mismo.



*Figura 33: Operario proyectando hormigón sobre paramento armado con mallazo y previamente bulonado (Fuente: Auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras y ferrocarriles. CLAVETEADO DEL TERRENO (Ortuño, 2010))*



*Figura 34: Figura 35: Operario proyectando hormigón sobre paramento armado con mallazo y previamente bulonado (Fuente: Slopes and Excavations – Design and Calculation (Wietek, 2022))*

Las zonas en las que se dispondrán las placas de anclaje de los bulones se refuerzan con barras de acero horizontales y verticales adicionales para mejorar las prestaciones contra el punzonamiento y la resistencia a flexión, siendo conveniente la realización de esta tarea junto con la colocación del mallazo y, siempre, previamente a la proyección del hormigón.

Una vez realizada la proyección y en el periodo en el que el hormigón esté fraguando, se colocan los elementos de conexión -placas de anclajes, cuñas, arandelas y tuercas-, aprovechando que la gunita aún fresca permite un correcto apoyo de las placas de anclaje. Si bien ninguna de las guías de referencia y artículos consultados establece un tiempo límite de puesta de los elementos de conexión, en la práctica se recomienda que esta labor se lleve a cabo dentro de las 24 horas de haber sido proyectado el hormigón, siempre y cuando cuente con cierta firmeza para transmitir cargas.

### 2.2.3.7 DRENAJE

Si bien en puridad los elementos de drenaje no forman parte estructural de un muro de suelo claveteado, resultan ser imprescindibles en los casos en los que se espere presencia de agua en el entorno si se quiere garantizar el éxito del sostenimiento mediante soil nailing. Por lo tanto, se utilizan diferentes sistemas de drenaje para reducir la afección producida por la presencia de agua, tanto a nivel de superficie, de trasdós de muro o profundo.

- ❖ **AGUAS SUPERFICIALES:** En el caso de las afecciones superficiales, los cursos de agua existentes de manera continua -acequias, etc- o intermitentes -escorrentía derivada de las precipitaciones, por ejemplo- se canalizan mediante cunetas, colectores y bajantes, permitiendo así un encauzamiento controlado de las aguas fuera de los puntos considerados como conflictivos.

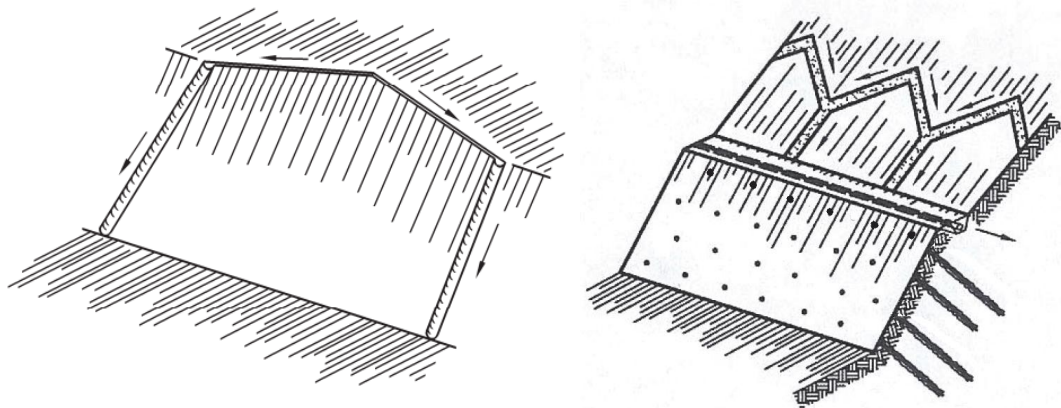


Figura 36: Drenes superficiales (Fuente: *Execution of special geotechnical Works – Soil Nailing (BS, 2010)*)

- ❖ **AGUAS EN TRASDÓS DE MURO:** Cuando se quiere limitar el desarrollo de las presiones de agua detrás del paramento del muro, se instalan drenes de banda verticales detrás de la capa de sostenimiento inicial y adyacentes al frente de excavación. Este tipo de drenes cuenta con un núcleo drenante y un geotextil filtrante adherido, disponiéndose de manera que permitan la salida del agua desde las bandas hacia el exterior del muro, generalmente a través de unos drenes pasantes que los conectan con tuberías en zanjas drenantes más profundas colocadas en pie de muro. Estas zanjas drenantes se componen de tubería porosa de PVC o PEAD y recubierta de material filtrante tipo grava, envolviéndose todo el paquete en geotextil de suficiente gramaje.

También se consideran efectivas las técnicas que buscan el drenaje de las aguas en el trasdós del muro a partir de pinchazos en el paramento que conecten con las zonas de flujo

libre del agua, siendo imprescindible dotar a estas perforaciones de cierta inclinación para que el agua pueda correr hacia fuera.

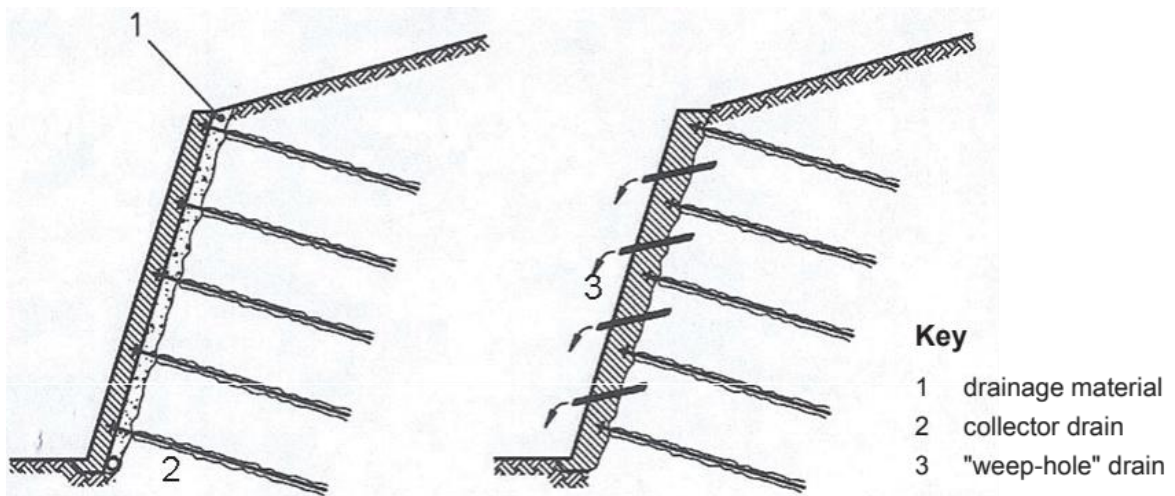


Figura 37: Sistemas de drenaje para drenar las aguas de trasdós del muro (Fuente: Execution of special geotechnical Works – Soil Nailing (BS, 2010))

- ❖ AGUAS SUBTERRÁNEAS: Cuando el agua en el trasdós del muro de suelo claveteado se manifiesta de manera abundante y/o a nivel profundo, se disponen drenes cuasi-horizontales hasta dar con las zonas por las que fluye el agua. La solución más empleada en estos casos suelen ser los drenes californianos, perforaciones con inclinación entorno al 5% en las que se meten tuberías perforadas de PVC o PEAD envueltos en geotextil. También se emplean cuando se quiere reducir el nivel freático, aunque en estos casos, dependiendo del material que componga el terreno y sus características geotécnicas, suele ser conveniente la valoración de la pertinencia de la propia solución del muro claveteado como sistema de sostenimiento en lugar de otra tipología.

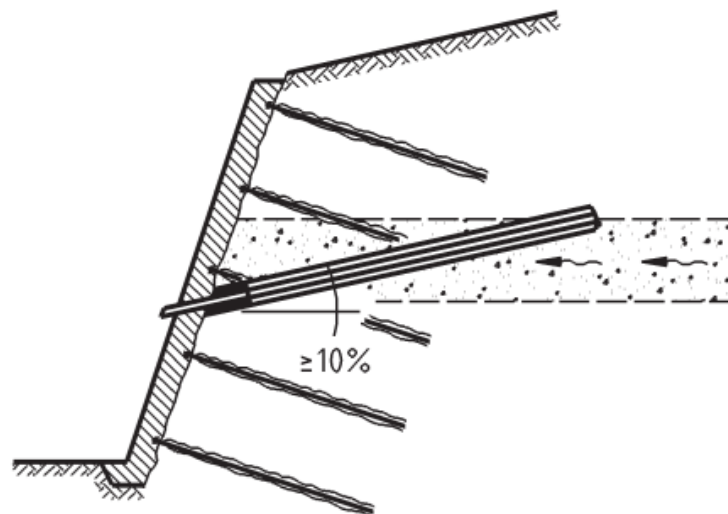


Figura 38: Sistema de drenaje de tipo dren californiano (Fuente: Execution of special geotechnical Works – Soil Nailing (BS, 2010))

### 2.2.3.8 REVESTIMIENTO EXTERIOR

El revestimiento exterior, aunque existan diferentes tipologías y posibilidades, no siempre existe en los muros de suelo claveteado. Estas capas pueden cumplir funciones estructurales o no, siendo habitual utilizar aquellas soluciones de mayor trascendencia estética cuando la actuación se emplaza en tramas urbanas o situaciones que requieran un acabado menos áspero y bruto que el ofrecido por el hormigón proyectado. Cabe citar que estos paramentos de revestimiento exterior se emplean en aquellos casos en los que el sostenimiento por soil nailing es de carácter permanente.

A continuación, se describen los principales tipos de revestimiento exterior más utilizados según las guías de referencia consultadas:

- ❖ **REVESTIMIENTO EXTERIOR CON HORMIGÓN PROYECTADO:** Se trata de la opción más sencilla y de mayor aplicabilidad en los casos en los que se requiera de un revestimiento exterior. El espesor total de esta capa exterior suele oscilar entre los 150-300 mm y se arma con malla electrosoldada, barras de acero o fibras estructurales, o en combinación de varios tipos. Para que pueda darse un correcto funcionamiento del sistema, las placas de anclaje se complementan con pernos hacia el exterior, cumpliendo con la función de conectores entre ambas capas proyectadas. En referencia a la ejecución del revestimiento con hormigón proyectado, cabe citar que conviene que se lleve a cabo una vez se haya terminado de construir por completo el muro de sostenimiento.



Figura 39: Ejemplo de revestimiento exterior con hormigón proyectado (Fuente: *Permanent Soil Nail Walls Face Options* (Coonse, 2023))

- ❖ **REVESTIMIENTO EXTERIOR CON MUROS DE HORMIGÓN IN SITU:** El muro de soil nailing dispuesto se reviste por el exterior con un muro de hormigón armado ejecutado in situ, siendo habitual que se encofre solamente la cara exterior del muro mientras que la cara interior se sustituye por el propio paramento de sostenimiento de hormigón proyectado. Al igual que en el caso del revestimiento exterior con hormigón proyectado, se disponen conectores en las placas de anclaje para solidarizar el muro de sostenimiento con el de revestimiento. En este tipo de muros, a veces, la capa más exterior del muro que va a quedar visto se dota de un acabado diferente al propio de un paramento de hormigón, con el fin de un mejor encaje estético con su entorno.



*Figura 40: Ejemplo de revestimiento exterior con muro de hormigón in situ y acabado estético (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))*

- ❖ **REVESTIMIENTO EXTERIOR CON MUROS DE HORMIGÓN PREFABRICADO:** Los muros de hormigón prefabricado como revestimiento exterior de los muros de suelo claveteado son una solución extendida cuando se requiere de un acabado estético en particular. Por lo general, los paneles de hormigón prefabricado se colocan separados de la capa de sostenimiento, dejando un hueco que se rellena con hormigón pobre. La variedad de soluciones y tipologías de muros prefabricados que ofrece el mercado tiene una amplitud considerable, cambiando las mecánicas de funcionamiento en cada caso.



Figura 41: Ejemplo de revestimiento exterior con muro prefabricado (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

- ❖ REVESTIMIENTO EXTERIOR CON MUROS DE FÁBRICA: La cara exterior del muro de soil nailing se reviste con una obra de fábrica, principalmente mampostería o sillería, para dotar a la obra de un carácter estético. Este tipo de muros, en comparación con las soluciones anteriores, suelen tener un coste mayor por ser soluciones menos industrializadas y más artesanales, por lo que su existencia se limita a los casos en los que el criterio estético es altamente predominante sobre el resto de las condiciones atendiendo el punto de vista económico.



Figura 42: Ejemplo de revestimiento exterior con muro de fábrica (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

### 2.2.4 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso de construcción de los muros de suelo claveteado consiste en un proceso de actividades combinadas, con fases iterativas de excavación y sostenimiento, que permiten ir descendiendo en vertical a la vez que se va realizando la excavación y sosteniéndola. De esta manera, gracias a la ligereza de los equipos de trabajo y de la propia solución, permite trabajar en condiciones comprometidas a nivel de accesos, limitaciones de peso y/o de espacio que las técnicas convencionales no podrían atajar, además de poder hacerlo también en situaciones más agradecidas.



Figura 43: Ejecución de muros de soil nailing en situaciones comprometidas (Fuente: Catálogo de Titan Ischebeck)

- Fase 0: actividades preliminares como preparación de accesos, canalización de las aguas superficiales o la colocación de la instrumentación geotécnica de control, por citar algunos.
- Fase A: Ejecución de la primera bancada
  1. Excavación en desmonte y perfilado de una bancada
  2. Perforación, instalación e inyección de bulones de una bancada
  3. Sostenimiento inicial con hormigón proyectado armado
- Fase B: Ejecución de la segunda bancada
  1. Se repite el proceso 1-2-3 de la bancada anterior
- Fases C...n: Ejecución de las bancadas necesarias hasta llegar hasta la última (C...E) en el fondo de la excavación
- Fase F: Ejecución del revestimiento exterior en caso de que existiera y del resto de trabajos de acabado, de drenaje definitivo, etcétera.

En la figura que se muestra a continuación, se presenta el proceso de las fases 1, 2 y 3 descrito de manera escueta en las líneas superiores:

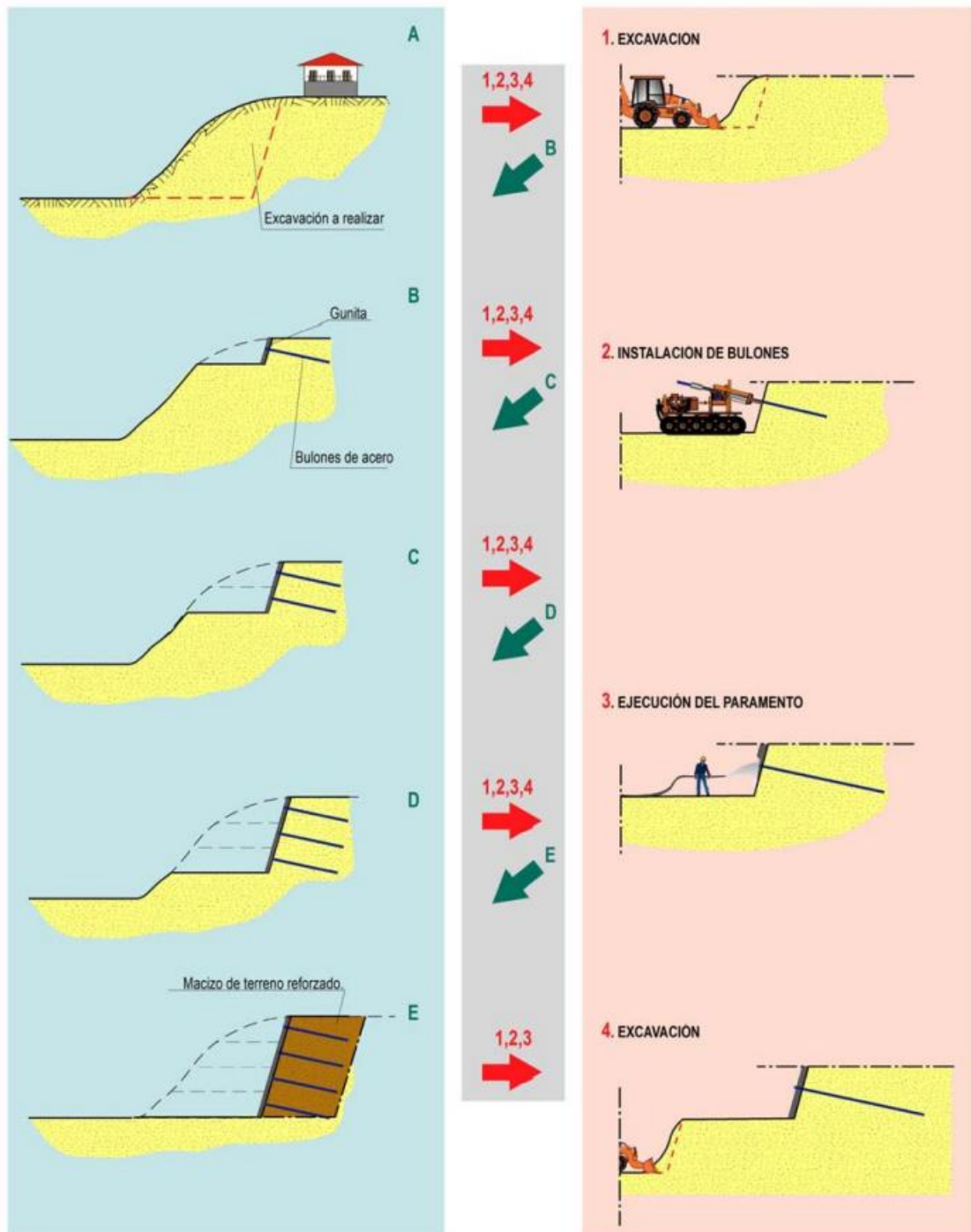


Figura 44: Fases de ejecución de un muro de suelo claveteado (Fuente: Auscultación y corrección de la inestabilidad de talud de carreteras y ferrocarriles. CLAVETEADO DEL TERRENO (Ortuño, 2010))

#### 2.2.4.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES

La ejecución de los muros de suelo claveteado, por lo general, comienza con una serie de trabajos previos necesarios para poder atacar el frente de actuación, así como para mejorar el control sobre las condiciones de contorno que conforman el ámbito de trabajo. Dentro de estas labores preliminares destacan las siguientes actividades:

- Preparar los accesos pertinentes al frente de trabajo, accesos que tienen que estar capacitados para soportar las acciones producidas por la maquinaria y la actuación a realizar. Se deben contemplar, entonces, tanto el propio acceso de la maquinaria de excavación, de perforación, de inyección, de extracción de las tierras excavadas, de gunitado así como el transporte y acopio correspondiente al suministro de todos los materiales necesarios para la ejecución del muro de soil nailing: anclajes, elementos de conexión, cemento, mallazo, fibras, elementos para el drenaje, etcétera.
- Trabajos de canalización de aguas superficiales y de escorrentía, consistentes en ejecución de cunetas, colectores, bajantes, pozos, etcétera. Su propósito es evitar que el frente de actuación se vea perjudicado por la presencia de aquellas aguas que han podido desviarse.
- Trabajos de captación del agua subterránea que se precise drenar, mediante la inclusión de sistemas de drenaje profundo, para evitar que se desvíen hacia el frente de ataque. Estos trabajos se suelen completar, la mayoría de las veces, integrándolas dentro del proceso iterativo de excavación-sostenimiento, ya que suele haber capas de agua subterránea que no son accesibles antes de comenzar la excavación, bien sea porque físicamente no es posible instalar unos sistemas de drenaje competentes o porque la propia excavación produce cambios en el comportamiento del agua subterránea.
- Instalación de la instrumentación geotécnico previsto, en caso de que estuviera contemplado, para controlar el comportamiento del talud afectado durante el proceso de excavación-sostenimiento, así como en su puesta en servicio.
- Instalación de bulones prueba para verificar su diseño, en caso de que así estuviera contemplado.

En cualquier caso, el peso específico que tienen los trabajos preliminares dentro de la actuación del muro de suelo claveteado, al igual que la tipología de estas tareas previas que se tienen que realizar, depende directamente de las condiciones de contorno del entorno en el que esté previsto actuar.

#### 2.2.4.2 EXCAVACIÓN

El proceso de excavación, tal y como se puede apreciar en la figura 24, se realiza por bancadas, pudiendo diferenciarse las fases de excavación y perfilado. La primera obedece a la excavación bruta hasta la cota requerida por la bancada, que viene determinada por la separación vertical entre clavos obtenida en el proceso de dimensionamiento y por la observación del comportamiento de estabilidad del talud excavado. El perfilado, por otra parte, corresponde a la excavación de detalle a realizar en el frente de actuación una vez se ha llegado a cota de excavación de la bancada.

Por lo general se suelen considerar profundidades de bancada del orden de 2 m, aunque esta profundidad depende de la predisposición que tenga el propio talud a mantenerse estable en un periodo de 24-48 horas tras realizarse la excavación, siendo esta la duración que comprende la ejecución del sostenimiento de una bancada completa. Hay que tener en cuenta la necesidad de sobreexcavar una zanja en el fondo de la bancada en caso de que el armado de la capa de sostenimiento consista en malla electrosoldada, ya que esta precisa de solapes para un correcto funcionamiento mecánico.

Es relevante destacar que la estabilidad del talud de cada bancada suele mejorar a medida que se avanza con la ejecución del propio muro, ya que las fases de excavación-sostenimiento ya previamente ejecutadas contribuyen al desarrollo de efectos arco producidos en el terreno alrededor de la excavación. En contraste, las primeras bancadas suelen ser más inestables puesto que el terreno tiende a estar más alterado y tener menos resistencia, siendo especialmente importante limitar la altura en la primera bancada ligeramente por debajo donde se instalará la primera línea de clavos, con el fin de garantizar la estabilidad del frente de excavación sin ningún sostenimiento inicial y evitar futuros riesgos de rotura de muro por funcionamiento en ménsula.

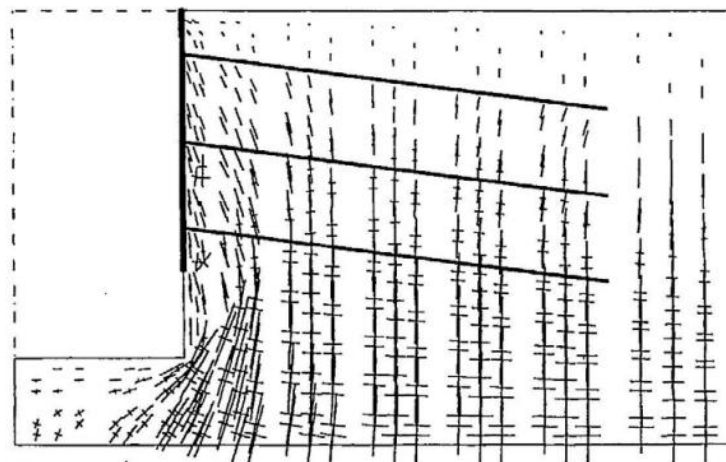


Figura 45: Distribución de tensiones principales y efectos de abovedamiento del terreno entorno a una bancada de excavación mediante el uso de un modelo de elementos finitos (Fuente: Additif 2002 aux Recommendations Clouterre 1991 (French National Research Project, 2002))

Cuando el frente excavado presenta muestras de inestabilidad, suele ser efectivo recurrir a soluciones de bermas intermedias o gunitados previos, mejorando el comportamiento del talud. En el caso de las bermas intermedias, las tareas correspondientes al bulonado se ejecutan previa a la excavación de la berma para que sea el clavo quien sostenga la movilización de la masa de tierras del trasdós.

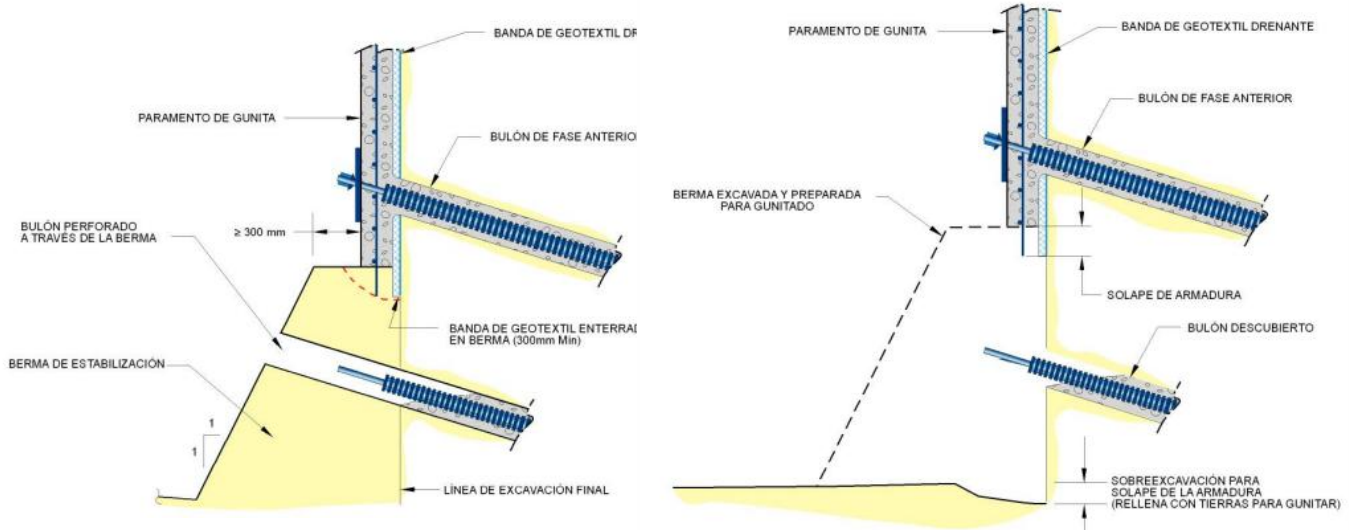


Figura 46: Método de ejecución de una bancada en caso de precisar de berma de seguridad (Fuente: Auscultación y corrección de la inestabilidad de talud de carreteras y ferrocarriles. CLAVETEADO DEL TERRENO (Ortuño, 2010))

En cuanto a la plataforma de trabajo necesaria para ejecutar un muro de soil nailing, se considera que debería ser de superior a los 4 m para que se pueda obrar correctamente. La recomendación por parte de las guías consultadas es que lo oportuno es 10 m siempre que sea posible.

Un aspecto que se tiene que tener en cuenta y no se ha mencionado hasta el momento es el posicionamiento de los equipos de trabajo, entendiendo como tal los equipos correspondientes a la excavación, a las perforaciones y a las inyecciones, puesto que en caso de situar la maquinaria justo encima del talud que se quiere sostener mediante la técnica del soil nailing -tal y como se aprecia en la figura 43-, se tendrá que tener en cuenta la repercusión de la maquinaria en el sostenimiento dispuesto.

### 2.2.4.3 EJECUCIÓN DE LOS CLAVOS

La ejecución de los clavos, si bien pueden emplearse también otras técnicas, habitualmente se realiza mediante bulones perforados inyectados. Dentro de la misma se distinguen dos variantes:

- Perforación, instalación del bulón e inyección
- Bulones autoperforantes

En las líneas que vienen a continuación, se describen en detalle estas dos variantes, así como las condiciones que justifiquen su empleo y las subfases requeridas para una correcta ejecución:

- ❖ **PERFORACIÓN, COLOCACIÓN E INYECCIÓN DE BULONES:** Esta opción, siendo la más empleada en la práctica, se emplea en los casos en los que las paredes de la perforación son capaces de sostenerse antes de la inyección de los bulones y consiste en la ejecución de una perforación en la que se dispone el bulón garantizando su correcta colocación mediante centradores y se inyecta con lechada de cemento, con el doble objetivo de transferir las cargas entre el clavo-terreno además de proteger el propio bulón de la posible corrosión por parte de los fenómenos que lo producen y que se han descrito en el apartado correspondiente. Cabe citar que aunque los bulones son anclajes de carácter pasivo, sí que se les proporciona una carga de instalación mínima para que pueda instalarse la barra.



Figura 47: Operarios introduciendo bulones en perforaciones previamente realizadas sobre un frente de excavación pregunitado (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual ((FHWA, 2015))

- ❖ **BULONES AUTOPERFORANTES:** Los bulones autoperforantes se emplean en los casos en los que las paredes de la perforación realizada no son capaces de sostenerse por sí solas. Así, estos bulones se componen de barras huecas con un cabezal de perforación, en el que el barrido de la perforación se realiza con una lechada de cemento inyectada por el interior del propio bulón, sirviendo las veces de medida de estabilización como de la propia inyección en sí. El cabezal de perforación, al estar unido en cabeza a la barra hueca, se queda embebido en la perforación realizada y no se recupera. Cabe citar que los bulones autoperforantes, por lo general, permiten recurrir a técnicas de inyección repetitivas y selectivas en caso de considerarse oportuno. Al tratarse de sistemas con un grado de sofisticación y complejidad en comparación con los bulones más convencionales, estas soluciones son más costosas con lo que su aplicación se restringe a aquellos casos en los que es impenable su uso.

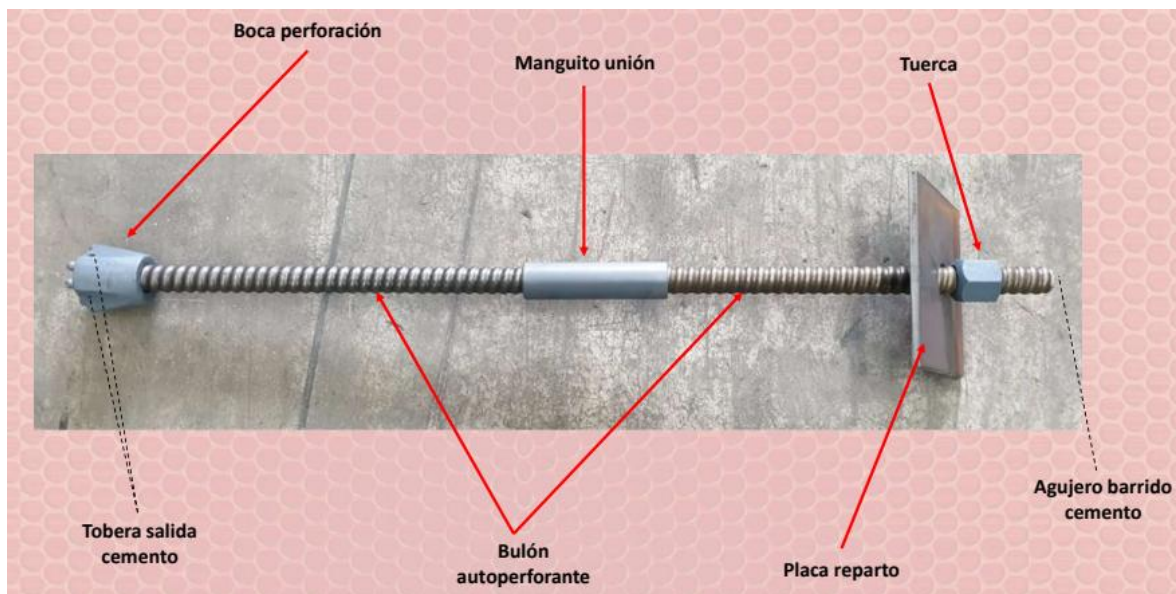


Figura 48: Esquema de funcionamiento de bulón autoperforante (Fuente: Catálogo de productos Dalper)

El diámetro de la perforación depende del carácter permanente o provisional del clavo, además del diámetro del bulón que contiene y de la técnica de inyección empleada. La *Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera* (DGC, 2001) propone la siguiente tabla al respecto:

Tabla 12: Diámetros mínimos de perforación para anclajes de barra según la Dirección General de Carreteras (Fuente: Tabla 4.2 de la Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

| DIÁMETRO DE LA BARRA (mm)   | DIÁMETRO MÍNIMO EXTERIOR DE LA ENTUBACIÓN (mm) (**) | DIÁMETRO MÍNIMO DE LA PERFORACIÓN NO ENTUBADA (mm) |
|---|---|--|
| <b>TIPO 5. ANCLAJES PROVISIONALES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)</b> |   |  |
| $\phi \leq 25$  | 90  | 68   |
| $25 < \phi \leq 40$   | 101   | 85   |
| <b>TIPO 7. ANCLAJES PERMANENTES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)</b>   |   |  |
| $\phi \leq 25$  | 114   | 85   |
| $25 < \phi \leq 40$   | 133   | 105  |
| <b>TIPOS 6 A, 6 B, 8 A Y 8 B. ANCLAJES CON REINYECCIÓN (IR, IRS)</b>  |   |  |
| $\phi \leq 20$  | 133   | 105  |
| $20 < \phi \leq 25$   | 152   | 114  |
| $25 < \phi \leq 40$   | 178   | 133  |

(\*\*) Siempre que no existan empalmes en la barra

En cuanto a la inclinación de las perforaciones respecto del talud del frente de actuación, conviene que esta esté comprendida entre los valores de 10º y 20º, siendo habitual que la perforación se realice con una inclinación de 15º. Se pueden exceptuar los casos de la primera fila de bulones o la última, en la primera para evitar la colisión con cualquier servicios o cimentaciones contiguas soterradas, mientras que, en la última pueden darse problemas derivados del emplazamiento de la maquinaria de perforación. Así pues, no conviene reducir la inclinación de los 5º puesto que se originan problemas de inyección a la vez que si se superan los 20º, el principal mecanismo de funcionamiento de los bulones deja de ser la adherencia por tracción.

La inyección de lechada, además de cumplir con las funciones y características ya indicadas en su apartado correspondiente.

#### 2.2.4.4 DRENAJE

Aunque parte de las actuaciones de drenaje ya se realizan con cierto carácter definitivo durante la fase de trabajos previos, los dispositivos de drenaje contiguos al paramento de gunita -bandas de drenaje- y de drenaje horizontal -drenes californianos- se ejecutan previamente a la proyección del sostenimiento inicial.

Los drenes de banda se disponen en los espacios entre bulones, en vertical, de manera que cuando se llegue al fondo del desmante realizado, es imprescindible conectar estas bandas con un colector de drenaje dispuesto a pie de muro, en el exterior.

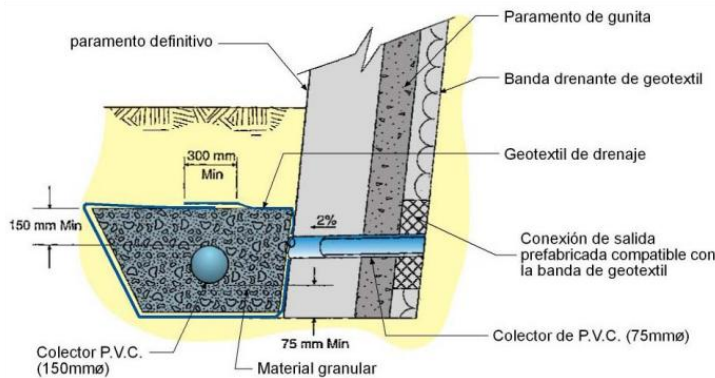


Figura 50: Esquema de conexión de drenaje interior-exterior (Fuente: Auscultación y corrección de la inestabilidad de talud de carreteras y ferrocarriles. CLAVETEADO DEL TERRENO (Ortuño, 2010))



Figura 49: Banda drenante con salida al exterior del paramento (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

Los sistemas de drenaje horizontal, imprescindibles cuando existen capas de nivel freático o flujos de agua subterráneas, se basan en la técnica de los drenes californianos, la cual consiste en ejecutar una perforación con inclinación ascendente utilizando habitualmente el mismo equipo de perforación que en el caso de los bulones, en el que se introduce un tubo de PVC o PEAD corrugado y ranurado que sobresale del paramento de sostenimiento inicial de hormigón proyectado, evacuando las aguas fuera del muro de soil nailing. El tubo corrugado se envuelve con un geotextil para evitar que la tubería se colmate con partículas finas transportadas por el flujo de agua.

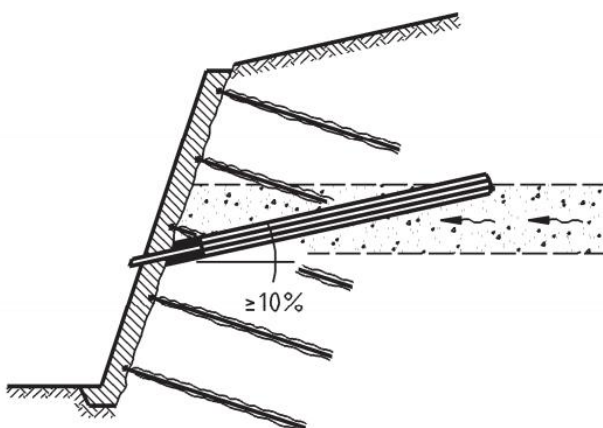


Figura 51: Esquema de dren californiano (Fuente: Execution of Special Geotechnical Works – Soil Nailing (BS, 2010))



Figura 52: Dren californiano evacuando en muro de suelo claveteado (Fuente: Catálogo de Civogal)

#### 2.2.4.5 EJECUCIÓN DE LA CAPA DE SOSTENIMIENTO

La capa de sostenimiento, cuando el talud excavado presenta un comportamiento favorable, se ejecuta una vez se hayan inyectado los bulones y se hayan colocado la malla electrosoldada y las barras de refuerzo de las cabezas. Si la armadura está compuesta por fibras de acero o de algún material polimérico tipo polipropileno, estas se mezclan previamente con el hormigón a proyectar, de manera que cuando se lanzan contra el paramento a recubrir, ya son parte de la mezcla que compone la primera capa.

En aquellos casos en los que el frente de excavación tiende a presentar un comportamiento inestable, una solución suele ser cambiar el orden de la ejecución, pasando primero a gunitar - veáse figura 47- o a gunitar el frente con su armadura pertinente y realizando después los trabajos correspondientes al claveteado.

El hormigón proyectado precisa de las características ya indicadas en el apartado correspondiente y la capa de sostenimiento suele tener un espesor de entre 10-20 cm, generalmente. Tras su proyección, estando aún fresco, se insertan las placas de anclaje de los bulones, así como las cuñas, arandelas y tuercas.



Figura 53: Operarios gunitando el frente de excavación de la primera bancada (Fuente: Catálogo de Geostabilization)

Es importante destacar que en los casos en los que el armado de esta capa sostenimiento está compuesto por malla electrosoldada, es una buena práctica prever el solape pertinente del mismo a la hora de ejecutar la excavación, de manera que en la parte inferior de la bancada se sobreexcava una zanja dejando el mallazo visto para poder darle continuidad al mismo tras solaparlo en la bancada siguiente. La zona destacada en la figura de debajo corresponde a esta sobreexcavación y, generalmente, se solapa la medida de dos recuadros del mallazo dispuesto que habitualmente suele tener una composición de 15x15 cm según indica la guía de referencia estadounidense de la FHWA *Soil Nail Walls – Reference Manual*.

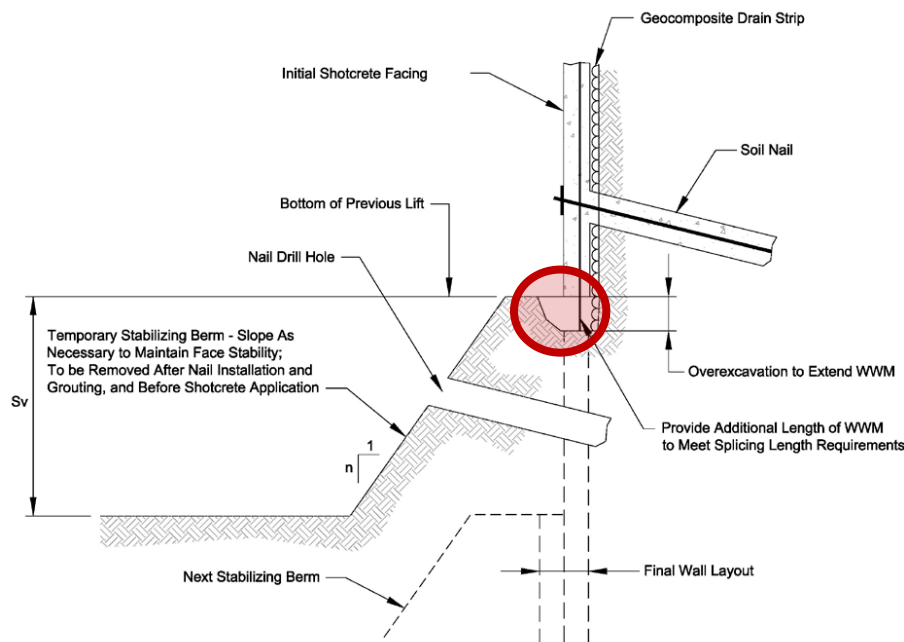


Figura 54: Detalle en el que se muestra la sobreexcavación para solapar el mallazo de la capa de sostenimiento (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

#### 2.2.4.6 REPETICIÓN DE LAS FASES DE EXCAVACIÓN, CLAVETEADO, DRENAJE Y CAPA DE SOSTENIMIENTO INICIAL

Tal y como se ha mencionado en la introducción del presente apartado, la ejecución de muros de suelo claveteado se realiza por medio de un proceso iterativo de excavación-claveteado-sostenimiento, en el que se repite esta sucesión de tareas -en conjunto con las labores de drenaje, no siempre presentes pero imprescindibles en aquellos casos requeridos- hasta completar todo el muro definido en Proyecto.

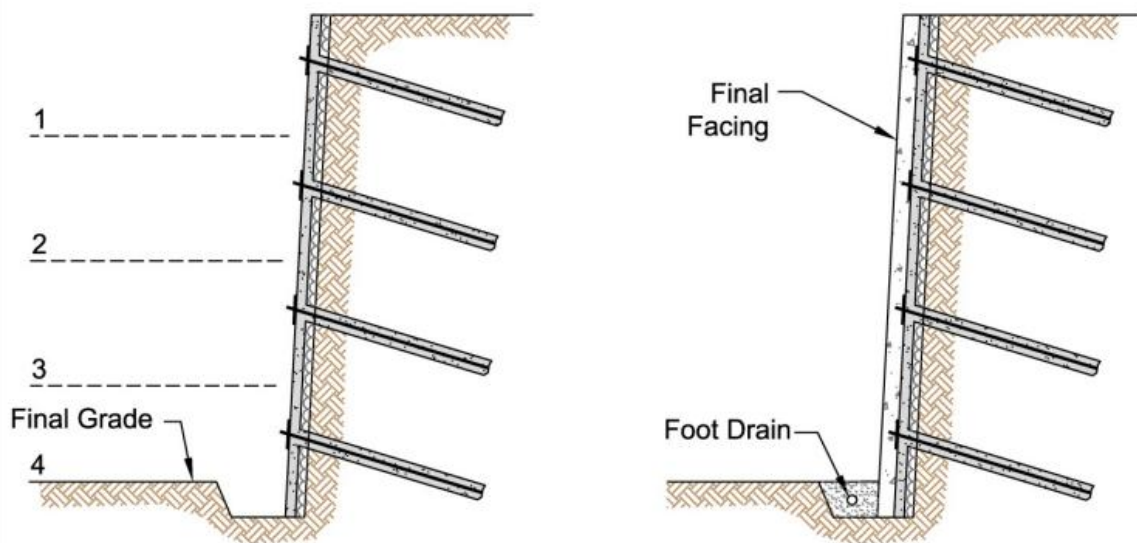


Figura 55: Esquema de repetición de las fases de excavación-claveteado-sostenimiento a la izquierda; situación de trabajo finalizado a la derecha (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

#### 2.2.4.7 EJECUCIÓN DEL REVESTIMIENTO EXTERIOR Y DEL RESTO DE TRABAJOS DE ACABADO

Una vez se haya ejecutado el proceso iterativo de excavación y sostenimiento, se comienza con los trabajos correspondientes al revestimiento exterior, a los acabados, etcétera. También estarían dentro de esta fase todos los trabajos correspondientes a la reposición de los accesos a la zona de actuación, así como todas aquellas actividades de carácter provisional llevadas a cabo para que el muro de suelo claveteado fuese posible.

Cabe citar que, en algunos casos, la ejecución del muro de suelo claveteado es solamente una parte del proyecto en el que el sostenimiento supone una fase de paso en la ejecución, no siendo el objeto de este el propio sostenimiento, sino solamente una solución de garantías para ofrecer unas condiciones de seguridad y de espacio que antes no se tenían.

### 2.2.5 PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DE UN MURO DE SUELO CLAVETEADO

Un muro de suelo claveteado o soil nailing consiste en crear un macizo de suelo reforzado in situ que actúa como un muro de gravedad, haciendo que se aumente la resistencia al corte global de la masa de suelo reforzada a la vez que se limitan sus deformaciones.

El principio de funcionamiento, como ya se ha comentado en el apartado de introducción, consiste en introducir una serie de anclajes de carácter pasivo espaciados de manera premeditada en un talud permanentemente inestable pero con la suficiente capacidad de permanecer estable en el periodo de ejecución de los trabajos correspondientes a su excavación y sostenimiento, en un sentido de avance descendente. Así, al excavar la siguiente fase de excavación, se produce una descompresión del terreno sostenido haciendo que este suelo se deforme y transmita esfuerzos horizontales al sostenimiento, activándose el sistema de anclajes dispuesto. Estos anclajes, a su vez, devuelven las cargas axiales absorbidas al propio terreno por mediación de los esfuerzos de cortante transmitidos por la fricción producida entre bulbo-suelo.

A medida que se ejecutan las fases iterativas de excavación-claveteado-sostenimiento, al ir aumentando el volumen de suelo descomprimido en el trasdós, los bulbos de rotura crecen en consonancia, haciendo que las cargas de trabajo en los clavos incrementen y varíen, movilizándose la distribución de la carga axial en la propia barra, tal y como se aprecia en la figura inferior.

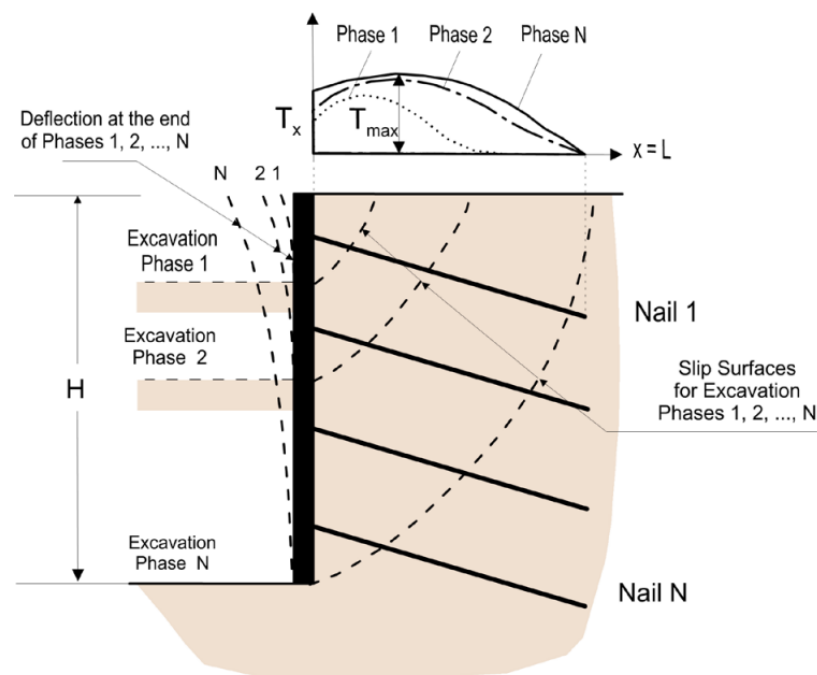


Figura 56: Esquema de transición de la superficie de rotura a medida que avanza la excavación y el incremento de tensión producido en los bulones, siendo el clavo 1 el más relevante en el presente caso (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

Una vez ejecutado el muro y considerándolo a largo plazo, según el *Load Development in Soil Nails from Strain-Gauge Instrumented Wall* de (Holman&Tuozzolo, 2009), las cargas axiales de los clavos tienden a incrementar un 15% debido a la fluencia del suelo. Si bien no se considera este incremento para el dimensionamiento de las barras, sí que es importante tenerlo en cuenta a la hora de calcular la resistencia por adherencia en la interacción inyección-suelo.

### 2.2.5.1 ESFUERZOS DE TRACCIÓN EN LOS CLAVOS

#### 2.2.5.1.1 CONSIDERACIONES INICIALES. ORIENTACIÓN DE LOS CLAVOS

L. Ortuño en su ponencia *Auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras y ferrocarriles. Madrid, 10 de Junio de 2010* (Ortuño, 2010), basándose en la publicación *Mechanic of Reinforced Soil. Action and Interaction* (Milligan, 1994), propone realizar un análisis simplificado de partida en el que se representa un talud reforzado con bulones horizontales, junto con una superficie de inestabilidad potencial cuyo ángulo perpendicular al plano de corte en el encuentro con los clavos sería de valor  $\theta$ .

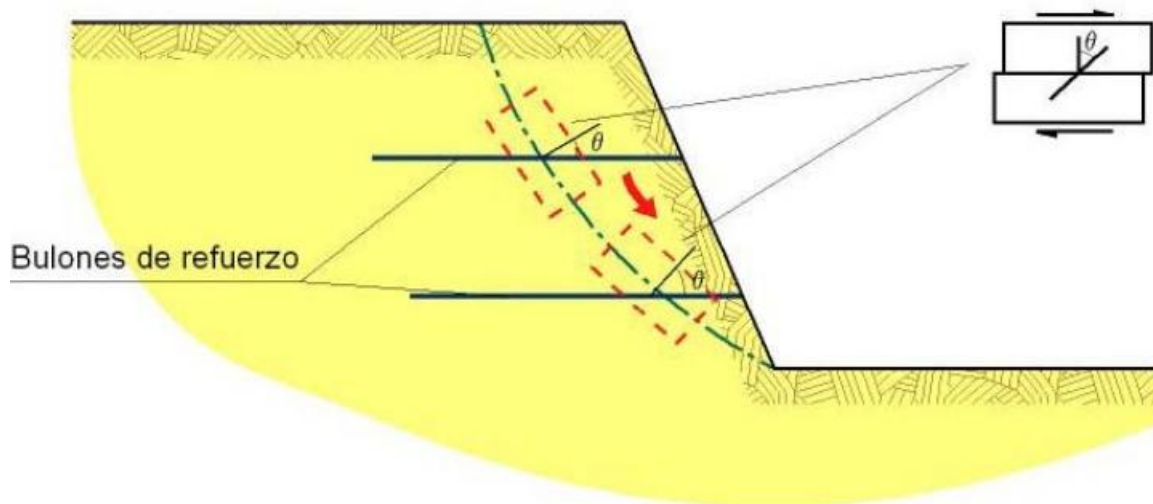


Figura 57: Esquema simplificado de solicitaciones de corte en los bulones (Fuente: *Mechanic of Reinforced Soil. Action and Interaction* (Milligan, 1994))

Analizando el mecanismo de corte directo planteado a partir del esquema de la figura 57, considerando que las deformaciones se suponen concentradas en una franja de suelo de espesor  $h$  que está sometida a una presión normal  $\sigma_v$  y una tensión tangencial  $\tau$ , se generan los desplazamientos horizontales  $u$  y verticales  $v$  representados en la figura 58.

A su vez, si se llevan las expresiones de tensiones y deformaciones indicadas en la propia figura 38 al círculo de Mohr, se obtiene que las direcciones principales de deformación  $\epsilon_1$  -compresión- y  $\epsilon_3$  -tracción- forman un elipsoide que indica cuál sería la orientación adecuada de refuerzo en caso de hacerlo funcionar puramente a tracción.

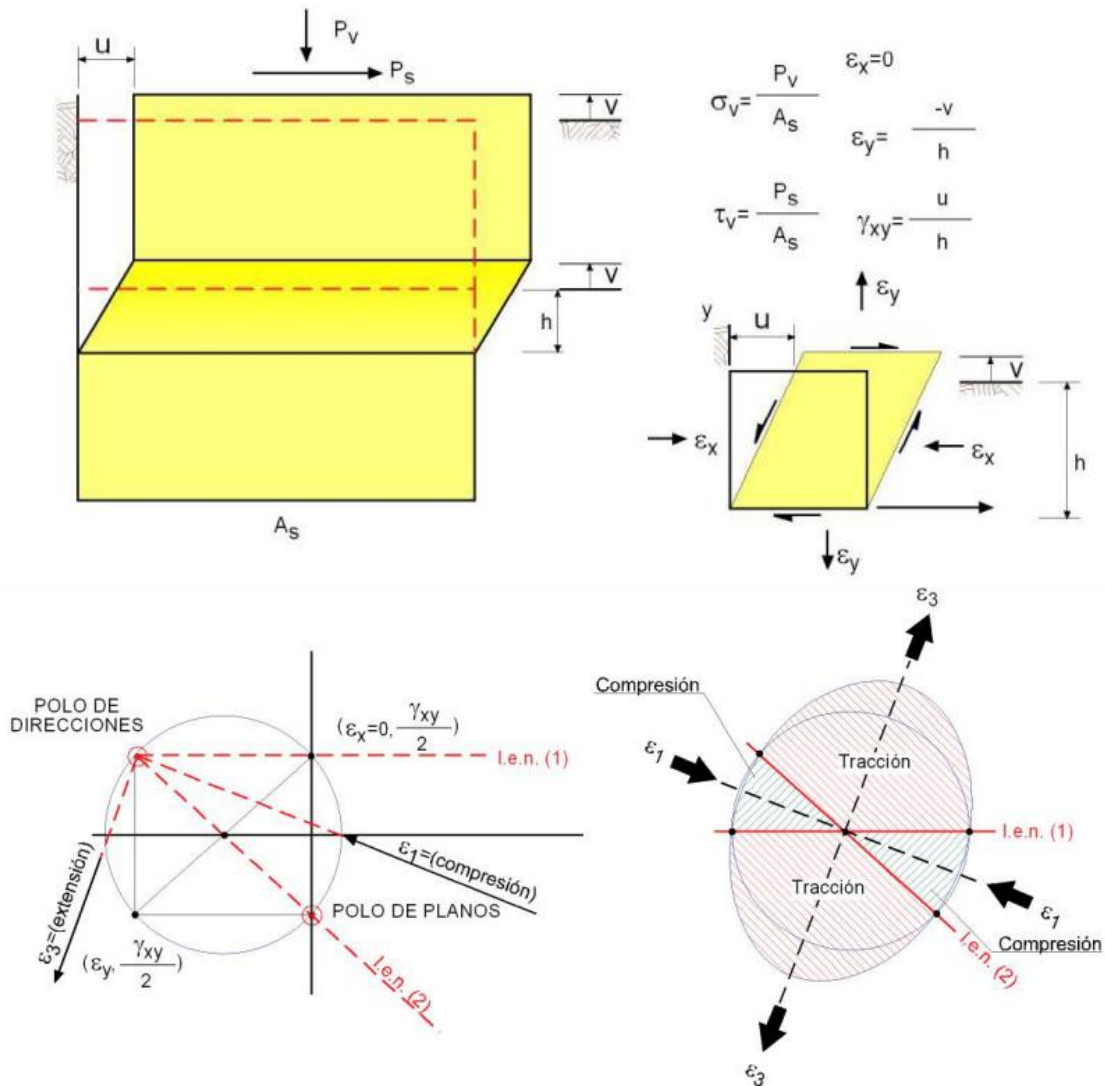


Figura 58: Esquemas de deformaciones en la franja  $h$  -en la parte superior-, el círculo de Mohr -parte inferior izquierda- y el elipsoide resultante -parte inferior derecha- (Fuente: Auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras y ferrocarriles. Claveteado del terreno (Ortuño, 2010))

R.A. Jewell, en la publicación *Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soils* (Jewell, 1980), expuso una serie de resultados y conclusiones tras haber realizado ensayos de corte directo en arenas reforzadas y sin reforzar, además de probar diferentes inclinaciones de refuerzo respecto de la horizontal.

En este aspecto, la principal conclusión respecto del posible aumento de la resistencia al corte sin drenaje de un suelo, tal y como se aprecia en la figura 59, es que sus prestaciones mejoran con el

refuerzo, incrementando el valor de resistencia máxima y manteniéndola más allá de haber sobrepasado el pico de resistencia en comparación con el suelo sin reforzar.

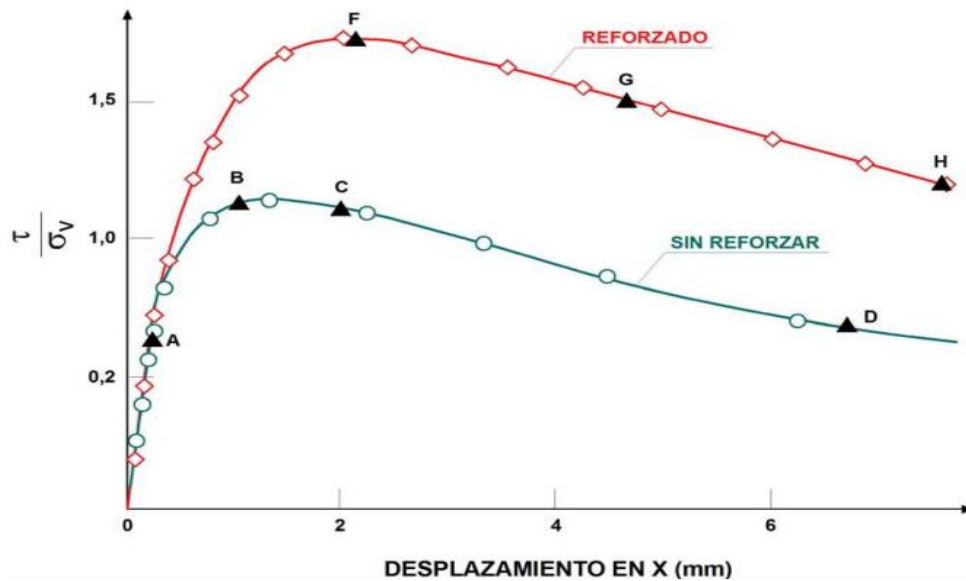


Figura 59: Comparativo de ensayo de corte directo entre suelo reforzado y sin reforzar, con la relación de incremento de resistencias en ordenadas y el desplazamiento en mm en abcisas (Fuente: Auscultación y corrección de inestabilidad en taludes de carreteras y ferrocarriles. Claveteado del terreno (Ortuño, 2010))

En cuanto a la inclinación, tras realizar varios ensayos de corte directo probando con diferentes inclinaciones como se aprecia en la figura 60, se comprueba que el efecto beneficioso del refuerzo a tracción alcanza valores máximos cuando se aproxima a un ángulo de 30°, aunque se puede considerar que la resistencia aumenta de manera notoria en el rango comprendido entre 10° y 50°.

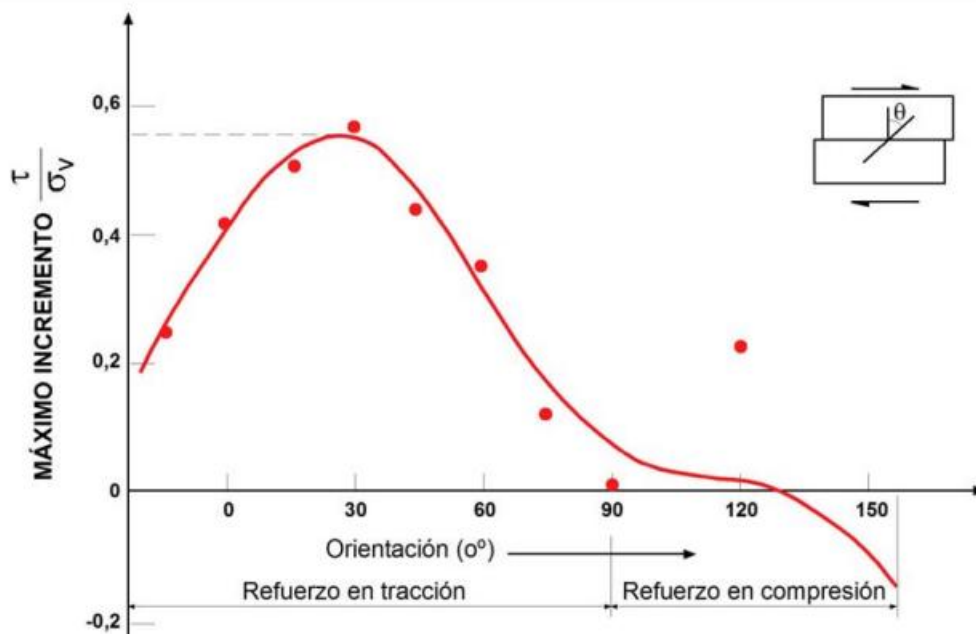


Figura 60: Incremento de la resistencia en ordenadas respecto de la orientación del refuerzo en abcisas (Fuente: Auscultación y corrección de inestabilidad en taludes de carreteras y ferrocarriles. Claveteado del terreno (Ortuño, 2010))

2.2.5.1.2 EVOLUCIÓN DE LAS CARGAS DE TRACCIÓN

Tal y como se ha comentado en la introducción del presente apartado, la descompresión horizontal de la masa de suelo durante el proceso de ejecución del muro provoca la movilización de las cargas de tracción a las que tiene que hacer frente sistema de sostenimiento. De acuerdo con lo dispuesto en la publicación *Recommendations Clouterre 1991. Soil Nailing Recommendations for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing* (French National Research Project & FHWA, 1993), tras haber realizado diferentes pruebas de carga en muros de suelo claveteado instrumentados para hacer un seguimiento de la movilización de las solicitaciones a las que se someten los clavos durante el proceso de construcción, se concluye que las cargas máximas de tracción se producen cuando se alcanzan las siguientes 3 fases de excavación-claveteado-sostenimiento. Posteriormente apenas tienen variación, salvo que las deformaciones de fluencia a talud terminado sean relevantes.

En el ejemplo que se muestra en la figura 61 se puede apreciar la evolución de las cargas para un clavo ejecutado en la fase 3 de 7 que tiene el total: se produce un aumento considerable durante las fases 4-5-6, para convertirse en anecdótico a partir de la fase 7.

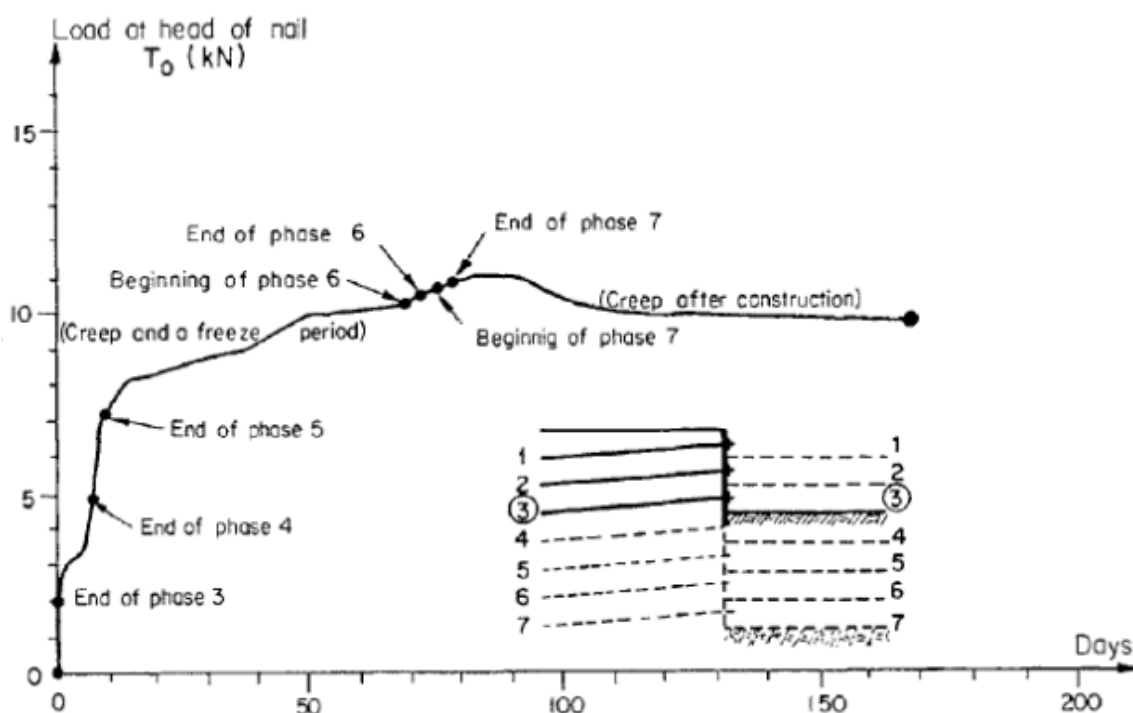


Figura 61: Evolución de las solicitaciones en cabeza de un bulón ejecutado en la fase 3/7, con el tiempo expresado en días en abscisas y la carga  $T_0$  en kN en ordenadas (Fuente: *Recommendations Clouterre 1991 - Soil Nailing Recommendations for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing* (French National Research Project & FHWA, 1993))

2.2.5.1.3 DISTRIBUCIÓN, LOCALIZACIÓN Y ÓRDENES DE MAGNITUD DE CARGAS MÁXIMAS

La transmisión de las cargas no actúa de manera regular a lo largo del clavo, si no que se considera que la línea de rotura divide dos zonas diferenciadas:

- La zona que se sitúa entre la línea de rotura y el paramento exterior se conoce como la zona activa y las deformaciones del terreno inducen tensiones tangenciales en los bulones dirigidas hacia el exterior, tendiendo a extraer los bulones.
- La zona que se sitúa entre la línea de rotura y hacia la punta del clavo, llamada zona resistente. Las tensiones tangenciales sobre los clavos, en este caso, se dirigen hacia el interior, reflejando la oposición a los bulones de ser arrancados.

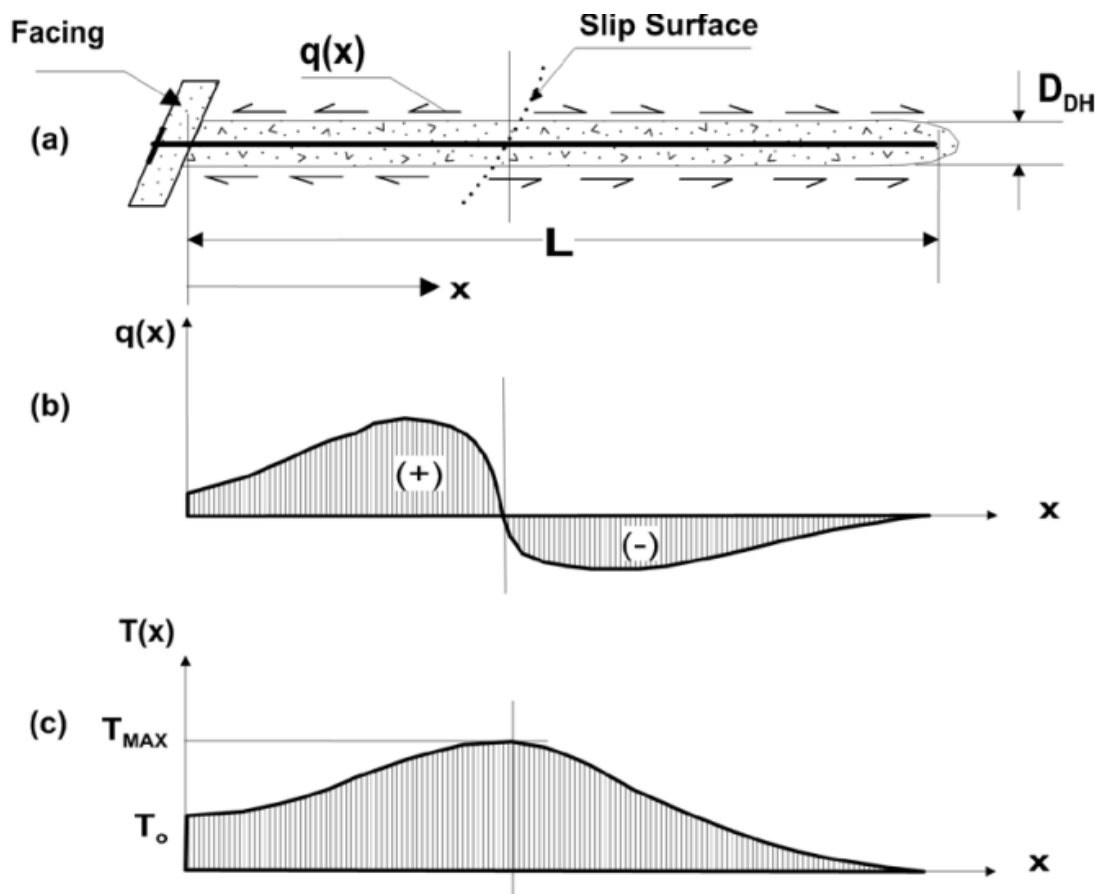


Figura 62: Mecanismo de transmisión de cargas de un clavo: a) esquema básico; b) distribución del esfuerzo cortante en la interfaz lechada-terreno; c) distribución de las cargas de tracción en el bulón (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

La carga de tracción, en consecuencia, tampoco se distribuye de manera uniforme en el bulón si no que lo hace según el siguiente patrón:

- Parte de un valor superior a 0 en el paramento y se conoce como  $T_0$ .

- Alcanza su valor máximo cerca del encuentro del bulón con la superficie de rotura, teniendo un valor de  $T_{max}$ .
- A partir de  $T_{max}$  va decreciendo hasta dispersarse en el punto más profundo del clavo.

En este contexto, si bien la distribución de cargas sí que sigue un patrón referencial, la distribución y los valores de carga son distintos en cada caso, dependiendo de la geometría del talud, de la inclinación de los bulones y situación en cuanto a altura dentro del propio talud.

Las experiencias resultantes de Recommendations Clouterre 1991 (French National Research Project & FHWA, 1993) y Demonstration Project 103: Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls (FHWA, Demonstration Project 103: Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, 1999), demuestran que la línea que une los puntos de carga de tracción máxima  $T_{max}$  adopta una forma curva, alejada del orden de  $0,30H-0,40H$  del borde de coronación y de  $0,15H-0,20H$  en fondo de excavación, siendo  $H$  la altura total del talud.

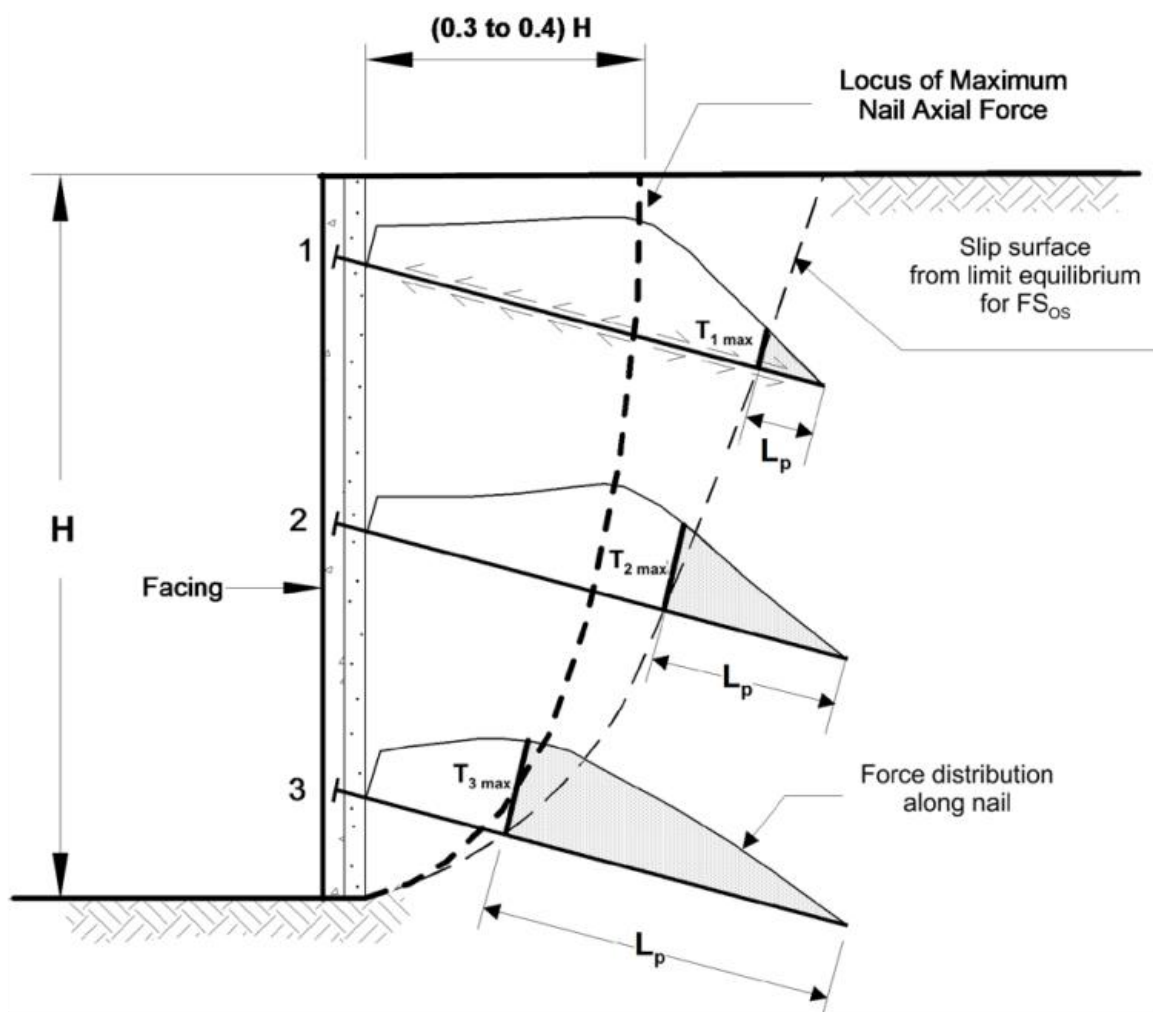


Figura 63: Localización de las cargas de tracción máximas  $T_{max}$  (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

Para que el sistema funcione de manera eficaz, la resistencia al arrancamiento en la zona resistente tiene que ser lo suficientemente elevada como para sostener el empuje provocado por la zona activa, a la vez que resistencia última a tracción de los clavos tiene que soportar con garantía las tracciones máximas producidas.

En lo que respecta a los órdenes de magnitud de las tracciones máximas desarrolladas en los clavos, el proyecto *Recommendations Clouterre 1991* (French National Research Project & FHWA, 1993) introduce el factor adimensional K como parámetro de representación y análisis de datos en comparación con otros factores de empuje como el factor de empuje activo ( $K_a$ ) y el factor de empuje en reposo ( $K_0$ ):

**Ecuación 1: Expresión del coeficiente de empuje K**

$$K = \frac{T_{max} \cdot \cos \theta}{\gamma \cdot z \cdot S_V \cdot S_H}$$

Siendo:

- $T_{max}$ : Tracción máxima de los clavos situados a profundidad z.
- $\theta$ : Ángulo de inclinación de los clavos con respecto a la horizontal.
- $\gamma$ : Peso específico aparente del suelo.
- z: Profundidad medida desde coronación de muro que va desde 0 hasta H, que es la altura máxima del muro.
- $S_V$ : Espaciamiento o separación vertical entre clavos.
- $S_H$ : Espaciamiento o separación horizontal entre clavos.

En el contexto de muro terminado, en el que el valor de la profundidad z se iguala con la altura del muro H, el citado proyecto francoestadounidense expuso el siguiente gráfico mostrado en la figura 64 partiendo de las lecturas de tracciones máximas obtenidas de un muro instrumentado, gráfico en el que se compara la evolución del coeficiente de empuje K, con el valor del empuje activo  $K_a$  y el del empuje en reposo  $K_0$ , teniendo la profundidad de la excavación en el eje de ordenadas y el propio valor K en abcisas.

Los resultados del citado gráfico indican que el valor K de las tensiones horizontales del terreno en el entorno de las tracciones máximas de los clavos en la zona superior del talud, son superiores al valor del empuje en reposo  $K_0$ , lo que implica que el claveteado producido limita las deformaciones del terreno de manera considerable.

En la zona inferior del talud, por el contrario, el coeficiente de empuje  $K$  es menor que el valor del empuje activo  $K_a$ , lo que explica el efecto arco producido en la base de la excavación y que se ha mostrado en la figura 45.

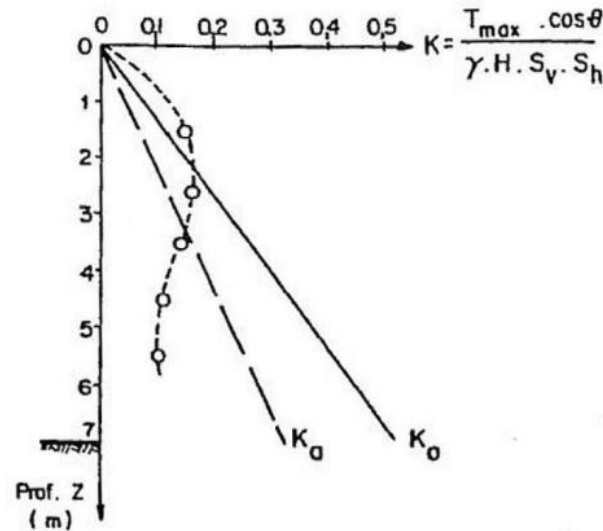


Figura 64: Comparativa entre valores  $K$  obtenidos a partir de tracciones máximas experimentales en abscisas, la profundidad  $z$  en ordenadas y los valores de empuje en reposo  $K_0$  y empuje activo  $K_a$  (Fuente: Recommendations Clouterre 1991 ( French National Research Project & FHWA, 1993))

La agencia estadounidense *Federal Highway Association*, por su parte, en la publicación *Manual for Design & Construction Monitoring Soil Nail Walls* (FHWA, 1998), actualizó la manera de expresión del empuje producido por la tracción, llamándola carga normalizada del clavo y utilizando la siguiente ecuación:

**Ecuación 2: Expresión de la carga normalizada del clavo**

$$\text{Carga normalizada del clavo} = \frac{t_N}{K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot S_V \cdot S_H}$$

Siendo:

- $t_N$ : Tracción en la barra, siendo  $T_{\max}$  en el caso de las tracciones máximas y  $T_0$  en el caso de las tracciones en cabeza.
- $K_a$ : Valor de empuje activo
- $\gamma$ : Peso específico aparente del suelo.
- $H$ : Altura máxima del muro.
- $S_V$ : Espaciamiento o separación vertical entre clavos.
- $S_H$ : Espaciamiento o separación horizontal entre clavos.

Utilizando esta expresión para representar las tracciones máximas en el eje de abscisas y la relación entre la profundidad de la cabeza del clavo y la altura de muro ( $z/H$ ) en ordenadas, se expuso el siguiente gráfico:

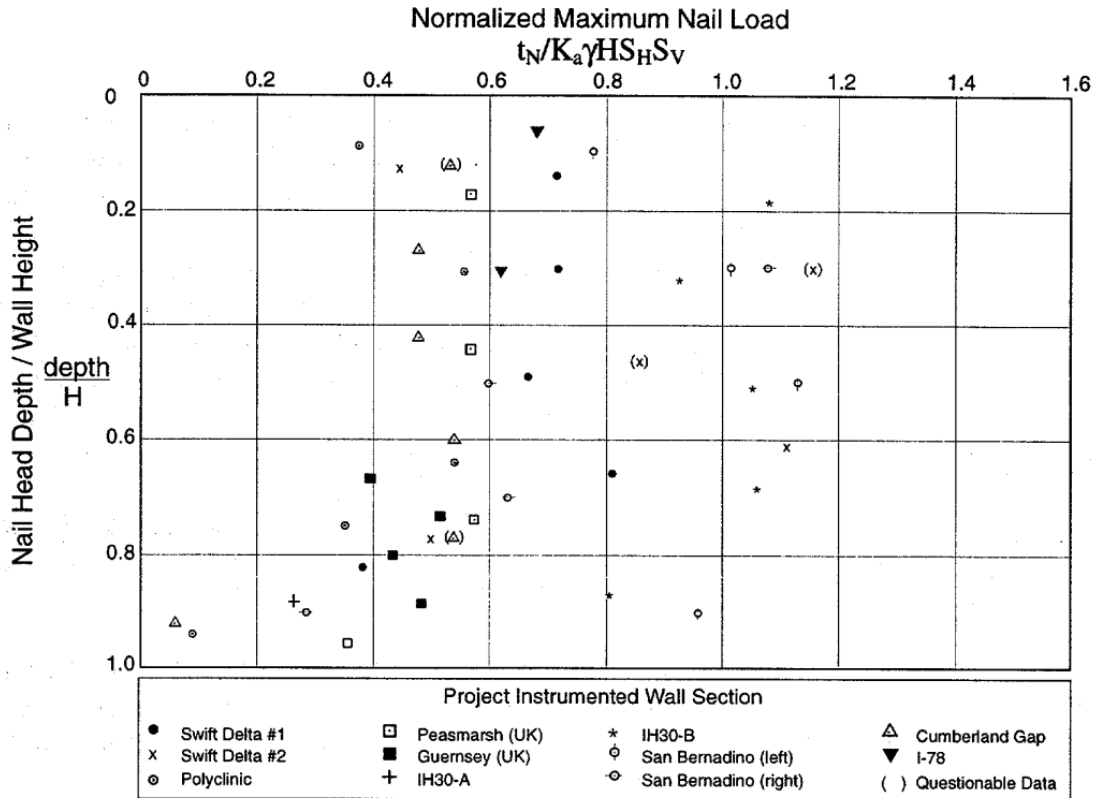


Figura 65: Representación de las cargas máximas normalizadas respecto de la posición del clavo en el muro, con la expresión normalizada de la carga en cabeza de clavo en abscisas y la relación entre la profundidad del clavo y la altura del muro en ordenadas (Fuente: Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls (FHWA, 1998))

La propia FHWA, en la publicación de la guía de referencia *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015), expone que las cargas normalizadas en los clavos oscilan entre los valores 0,4 y 1,1, con un promedio de 0,75, en lo que respecta a los dos tercios superiores del muro, siendo la distribución de 0,5-0,6 en el tercio superior y de 0,75-0,85 en el tercio central. En el tercio inferior del muro, las cargas normalizadas descienden a un orden de 0,4-0,5 para terminar siendo 0 en la base.

Así, se considera que las fuerzas máximas de tracción se aproximan a las siguientes ecuaciones:

**Ecuación 3. Tensión máxima en 2/3 superiores del muro.**

$$T_{max}(2/3 superior) = 0,75 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot S_V \cdot S_H$$

**Ecuación 4. Tensión máxima en 1/3 inferior del muro.**

$$T_{max}(1/3 inferior) = 0,375 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot S_V \cdot S_H$$

#### 2.2.5.1.4 DISTRIBUCIÓN Y ÓRDENES DE MAGNITUD DE LAS CARGAS EN EL PARAMENTO

Las cargas de tracción en el paramento  $T_0$ , de acuerdo con los resultados de los proyectos experimentales *Recommendations Clouterre 1991* (French National Research Project & FHWA, 1993) y *Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls* (FHWA, 1998), resultan inferiores a las tracciones máximas  $T_{max}$  y la relación entre ambas cargas depende de una gran cantidad de variables: tipo y características de suelo, la profundidad, el espaciamiento o separación entre clavos y la rigidez tanto del paramento como de los clavos, entre otras causas.

En este caso, la *Recommendations Clouterre 1991* sugiere adoptar las siguientes relaciones entre  $T_0$  y  $T_{max}$  según la separación  $S$  entre clavos que se disponga, teniendo que la  $S$  es el espaciamiento máximo teniendo en consideración tanto las separaciones horizontales como verticales:

- Si  $1 \text{ m} \leq S \leq 3 \text{ m}$ :

**Ecuación 5. Relación  $T_0/T_{max}$  si  $1 \text{ m} \leq S \leq 3 \text{ m}$**

$$\frac{T_0}{T_{max}} = 0,5 + \frac{S - 0,5}{5}$$

- Si  $S \leq 1 \text{ m}$ :

**Ecuación 6. Relación  $T_0/T_{max}$  si  $S \leq 1 \text{ m}$**

$$\frac{T_0}{T_{max}} = 0,6$$

- Si  $S \geq 3 \text{ m}$ :

**Ecuación 7. Relación  $T_0/T_{max}$  si  $S \geq 3 \text{ m}$**

$$\frac{T_0}{T_{max}} = 1$$

La publicación *Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls*, por su parte, a través de las observaciones realizadas a 9 proyectos instrumentados, indica que la distribución de las tensiones en el paramento que se muestra en la figura 66, atendiendo al criterio de la carga normalizada descrito en el apartado anterior y expuesto en la ecuación 2, sigue un patrón similar al caso de las cargas máximas, aunque con un rango de valores más reducidos:

**Ecuación 8. Tensión en paramento  $T_0$  según *Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls* (FHWA, 1998).**

$$T_0 = 0,55 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot S_V \cdot S_H$$

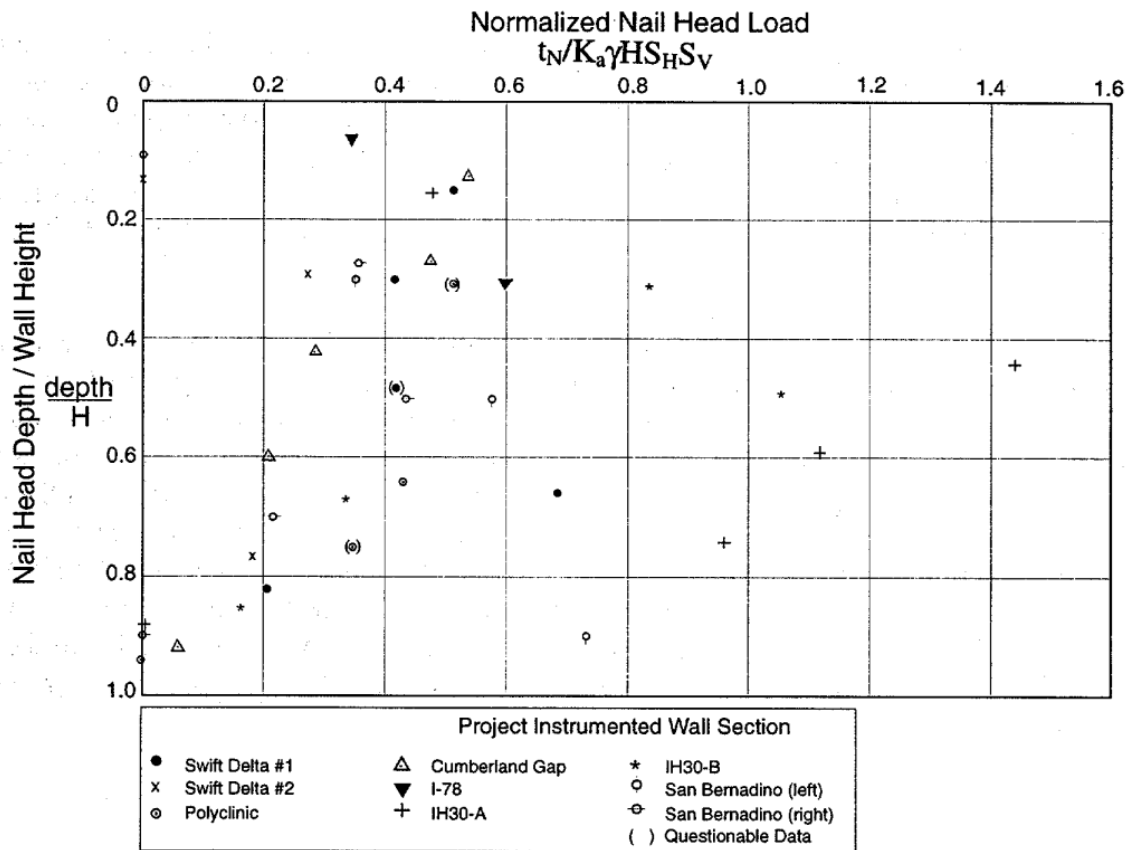


Figura 66: Representación de las cargas máximas normalizadas respecto de la posición del clavo en el muro, con la expresión normalizada de la carga en cabeza de clavo en abscisas y la relación entre la profundidad del clavo y la altura del muro en ordenadas (Fuente: Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls (FHWA, 1998))

Si se toma la guía de referencia *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015), esta publicación sugiere utilizar la expresión de la fórmula planteada en el *Additif 2002 aux recommandations CLOUTERRE 1991* (French National Research Project, 2002), expresión que relaciona la tensión en el paramento con la carga tracción máxima y con el espaciamiento máximo entre clavos expresado en pies:

Ecuación 9. Tensión en paramento  $T_0$  según *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015).

$$T_0 = T_{max} [0,6 + 0,057 \cdot (S_{max}[ft] - 0,3)]$$

### 2.2.5.2 MECANISMO DE TRANSMISIÓN DE CARGAS CLAVO-TERRENO

El empuje, bien producido en la parte activa debido a la descompresión del terreno tras la excavación o bien derivado por una acción externa a la que se ha sometido el talud sostenido, provoca las reacciones pertinentes en la zona resistente, primero a través del rozamiento entre la lechada y el suelo, y, después por el rozamiento producido entre la lechada y el bulón, haciendo que el sistema permanezca estable. En consecuencia, se puede afirmar que gran parte del éxito del muro claveteado depende de la resistencia al arrancamiento de la interfaz lechada-suelo, así como a la resistencia al deslizamiento del bulón en el interior del bulbo de lechada.

#### 2.2.5.2.1 INTERACCIÓN LECHADA-SUELO

La interacción lechada-suelo se determina mediante la resistencia al arrancamiento o *pullout*, parámetro que se calcula aplicando la siguiente fórmula según *Recommendations Clouterre 1991* (French National Research Project & FHWA, 1993) y el *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015), siendo esta expresión idéntica a la propuesta por M. Bustamente y B. Doix en su publicación *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés* de 1985:

**Ecuación 10. Expresión de resistencia al arrancamiento según FHWA.**

$$R_{PO} = \pi \cdot q \cdot D \cdot L_p$$

Siendo:

- $R_{PO}$ : Resistencia al arrancamiento.
- $q$ : Tensión tangencial límite del contacto lechada-suelo, denominado  $q_u$  en el *Soil Nails Walls – Reference Manual* y  $q_s$  en *Recommendations Clouterre 1991*.
- $D$ : Diámetro del contacto lechada-suelo, donde  $D_{DH} = \alpha \cdot D_{perforación}$
- $\alpha$ : Coeficiente de contribución de la inyección según su tipología y tipo de terreno.
- $D_{perforación}$ : Diámetro de perforación.
- $L_p$ : Longitud del bulbo, que en el caso del soil nailing, corresponde a la longitud del clavo.

La distribución de las tensiones tangenciales en la interfaz lechada-suelo sigue patrones complejos y variables a lo largo del clavo, con lo que la guía estadounidense de la FHWA sugiere considerar la distribución de tensiones constante con un valor medio.

Debido a la complejidad del comportamiento de las tensiones tangenciales, si bien se considera que lo más recomendable para determinar un valor correspondiente a la ejecución de ensayos específicos, se establece que tomar valores a partir de las correlaciones ya publicadas y contrastadas como la ya citada de (Bustamante & Doix, 1985).

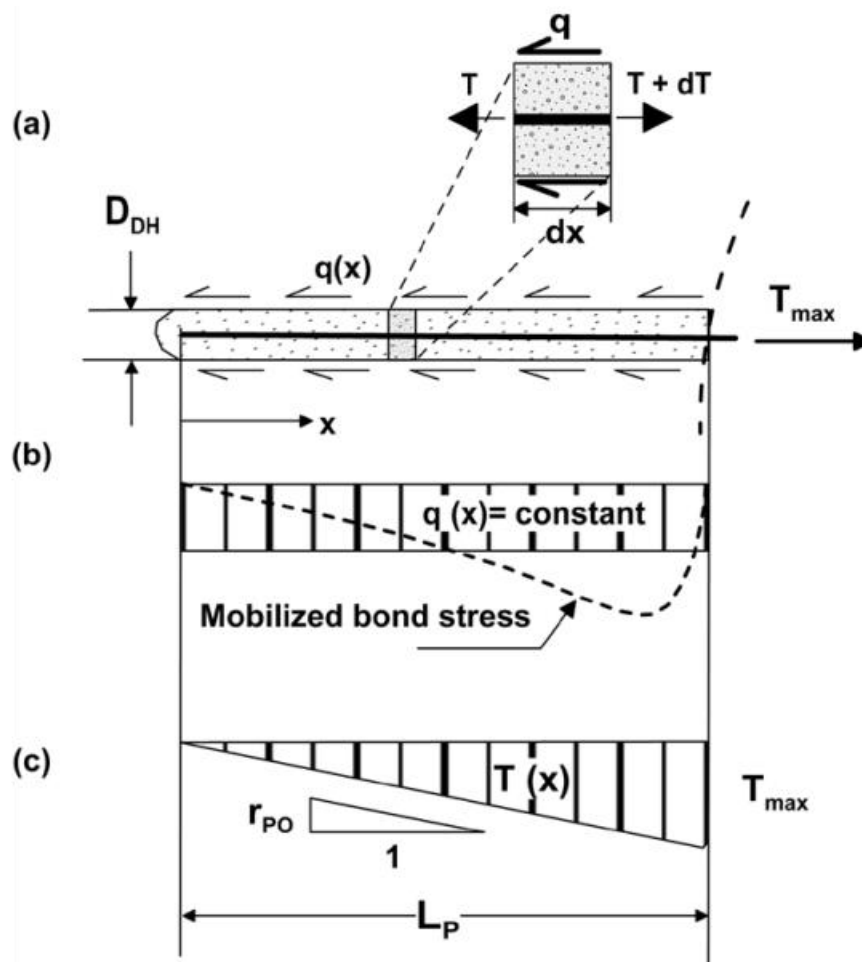


Figura 67: Representación de la transmisión de cargas de tracción mediante las tensiones tangenciales entre el clavo y el suelo (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

Por su parte, la publicación española *Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera* (DGC, 2001), introduce los conceptos de adherencia límite del bulbo del anclaje o de arrancamiento y la adherencia admisible para explicar, primero, la capacidad máxima unitaria del terreno que rodea el bulbo para hacer frente al deslizamiento de este y, segundo, la capacidad de soportar el citado arrancamiento con un factor de seguridad.

**Ecuación 11. Expresión de la adherencia admisible.**

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \cdot \frac{\tan \varphi'}{F_{2\varphi}}$$

Siendo:

- $c'$ : Cohesión efectiva del terreno en el contacto lechada-suelo.
- $\varphi'$ : Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto lechada-suelo.
- $\sigma'$ : Presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.
- $F_{2c}$ : Coeficiente de minoración de la cohesión (1,60).
- $F_{2\varphi}$ : Coeficiente de minoración de la fricción (1,35)

**Ecuación 12. Relación entre adherencia límite y adherencia admisible.**

$$a_{adm} = \frac{a_{lim}}{F_3}$$

Siendo:

- $a_{adm}$ : Valor de adherencia admisible.
- $a_{lim}$ : Valor de adherencia límite obtenida aplicando métodos empíricos.
- $F_3$ : Coeficiente según tipo de anclaje: provisional (1,45) o permanente (1,65)

En este contexto, en el caso de los suelos, los valores de adherencia límite se expresan en forma de tabla para rocas cuya alteración es inferior al grado III según ISMR o de ábaco para rocas alteradas de grado IV -o superior- y suelos, variando en función del tipo de terreno existente y el procedimiento de inyección utilizado.

| TIPO DE ROCA                   | ADHERENCIA LÍMITE (MPa) |
|--------------------------------|-------------------------|
| Granitos, basaltos, calizas    | 1,0 – 5,0               |
| Areniscas, esquistos, pizarras | 0,7 – 2,5               |

Figura 68: Adherencia límite en roca con alteración inferior a Grado III según ISRM (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

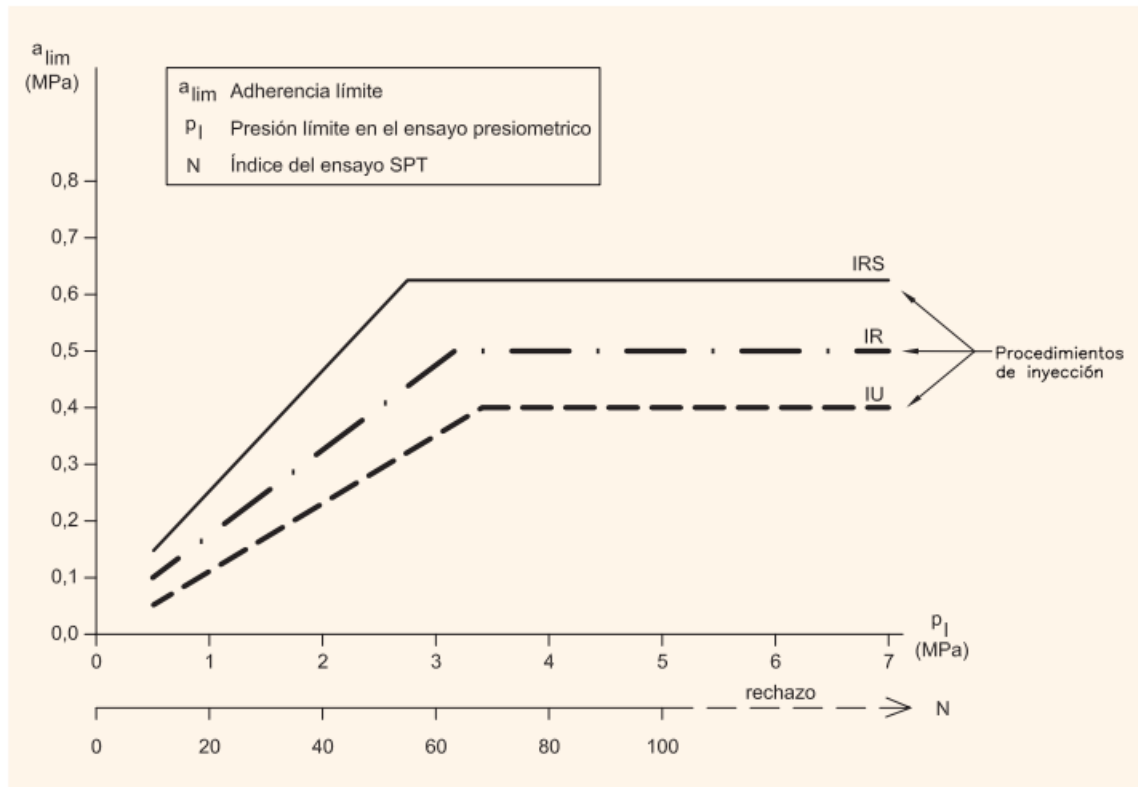


Figura 69: Adherencia límite en arenas y gravas (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

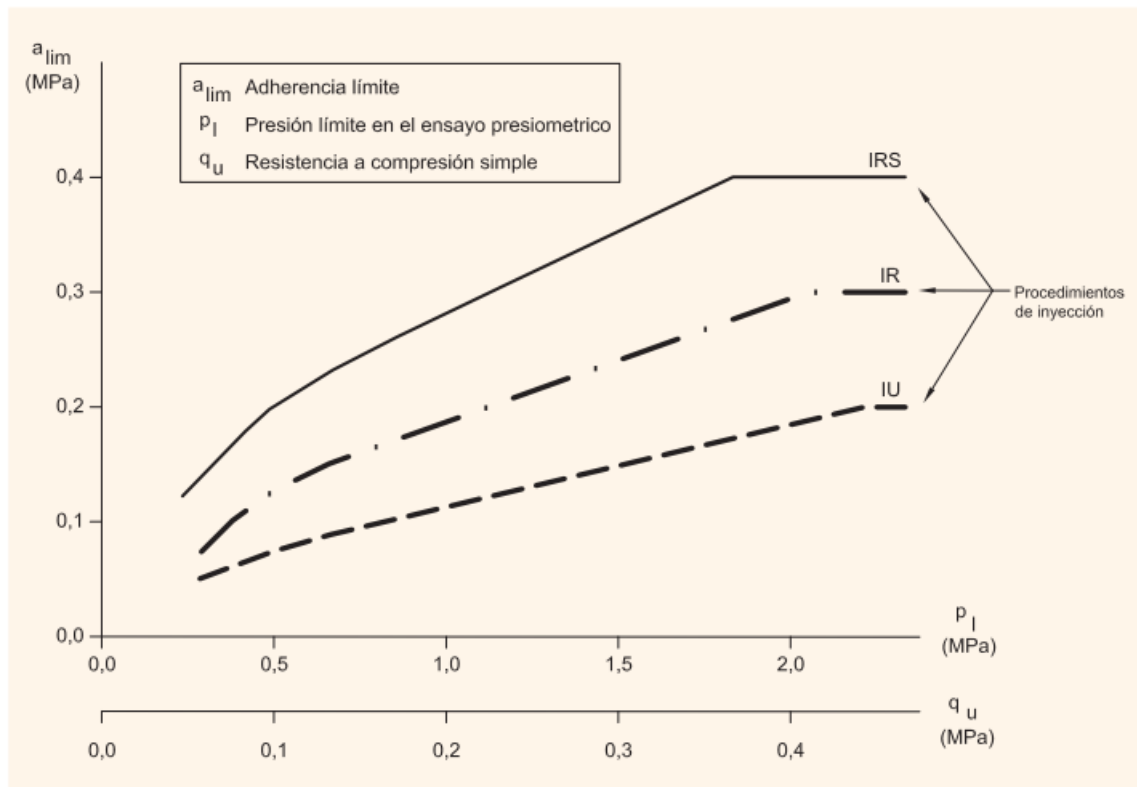


Figura 70: Adherencia límite en arcillas y limos (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

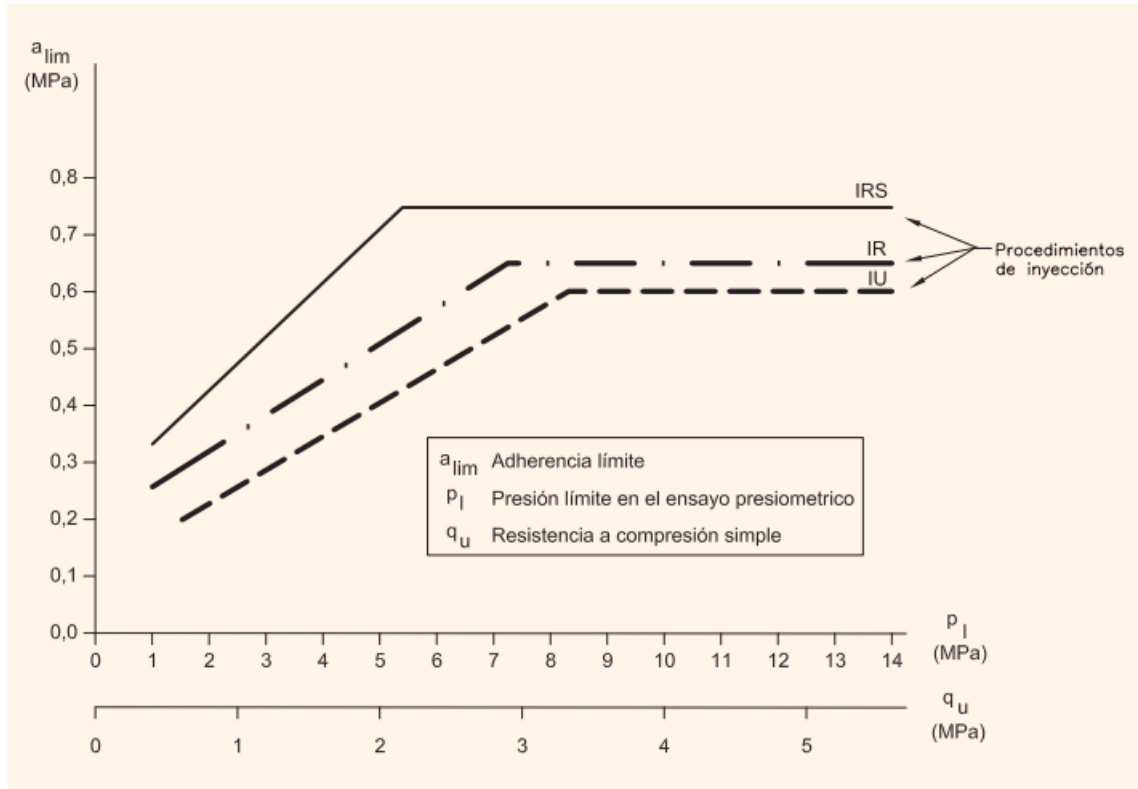


Figura 71: Adherencia límite en margas, margas yesíferas y margas calcáreas (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

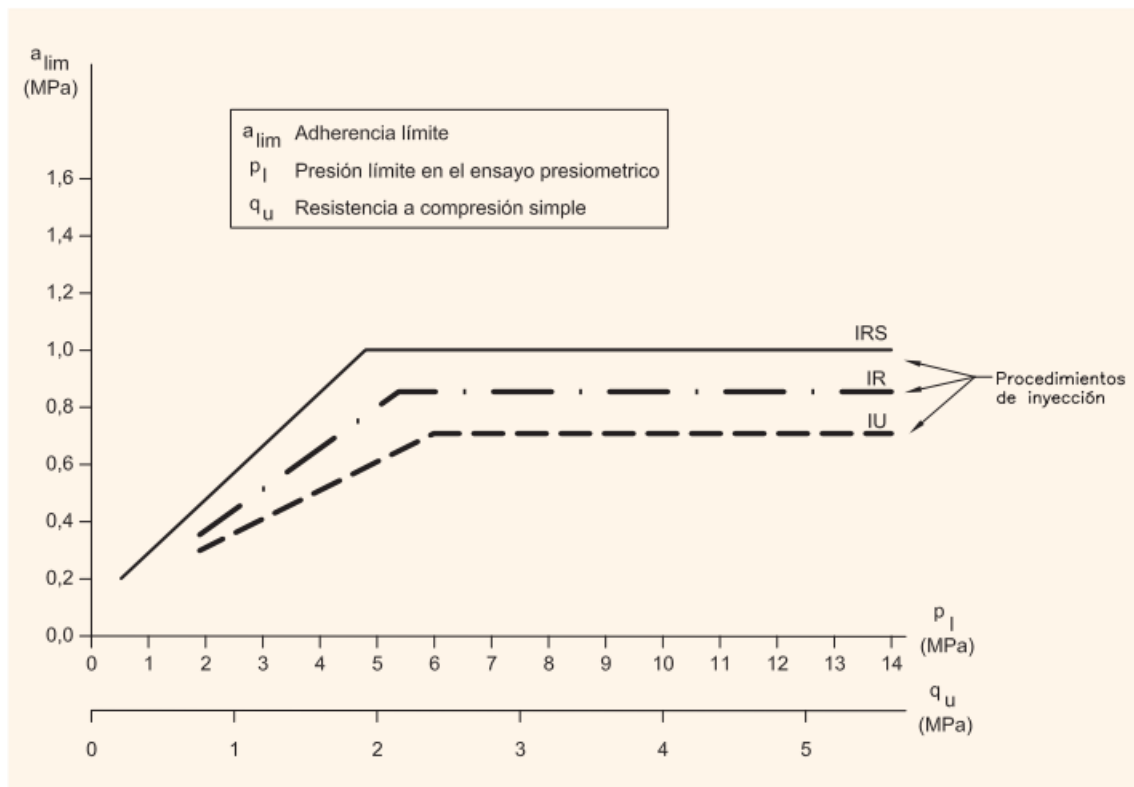


Figura 72: Adherencia límite en rocas alteras de grado IV o superior según ISRM (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

### 2.2.5.2.2 INTERACCIÓN BULÓN-LECHADA

La interacción bulón-lechada que se produce dentro del propio clavo, es otro factor clave dentro del sistema para garantizar un correcto funcionamiento. La superficie exterior de los bulones, tal y como se ha descrito en su apartado correspondiente, suele estar corrugado o roscado, de manera que se satisface la necesidad de rugosidad requerida para reducir la posibilidad de deslizamiento en el interior.

Salvo la guía española *Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera* (DGC, 2001), ninguna de las otras guías de referencia internacional consultadas analiza la adherencia mínima necesaria entre el bulón y la lechada ya que, al cumplirse la condición rugosidad indicada en el párrafo anterior, se asume que la acción compuesta entre ambos elementos queda garantizada. No obstante, cabe citar que la guía española, al contrario del resto de guías, no se trata de un manual exclusivo relativo al diseño y ejecución de los muros de suelo claveteado, si no que está enfocado al mundo de los anclajes en general, por lo que el motivo de inclusión de este análisis de deslizamiento puede que se deba a las consideraciones de funcionamiento de los anclajes activos y sus posibles fallos de diseño.

En cualquier caso, la guía española requiere que la seguridad frente al deslizamiento del bulón en la lechada dentro del bulbo cumpla con la siguiente condición:

**Ecuación 13. Condición de seguridad frente al deslizamiento del bulón en la lechada.**

$$\frac{P_{Nd}}{(L_b \cdot p_T)} \leq \frac{\tau_{lim}}{\gamma}$$

Siendo:

- $P_{Nd}$ : Carga nominal mayorada de cada anclaje.
- $p_T$ : Perímetro nominal del tirante, donde  $p_T = 2\sqrt{\pi \cdot A_T}$
- $A_T$ : Sección del tirante.
- $L_b$ : Longitud de cálculo del bulbo.
- $\tau_{lim}$ : Adherencia límite entre el bulón y la lechada en MPa, donde  $\tau_{lim} = 6,9 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{22,5}\right)^{\frac{2}{3}}$
- $f_{ck}$ : Resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada expresada en MPa
- $\gamma$ : Coeficiente de minoración de la adherencia con valor de 1,20.

### 2.2.5.3 FUNCIONAMIENTO DEL PARAMENTO DE HORMIGÓN PROYECTADO

El paramento de hormigón proyectado funciona como un muro de contención no convencional frente al empuje producido por el suelo, dándose la situación en la que se combinan zonas con momentos máximos positivos ubicados a media distancia entre anclajes con zonas con momentos máximos negativos en las cabezas de los clavos, pudiendo generarse rótulas que terminan siendo puntos de rotura. Debido a su manera de funcionar, resulta necesario comprobar que la resistencia a flexión de la capa de hormigón proyectado se encuentra dentro del rango admisible, así como que los refuerzos en las zonas de las cabezas de los anclajes son capaces de resistir los esfuerzos de punzonamiento producidos en estos puntos.

#### 2.2.5.3.1 RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL PARAMENTO DE HORMIGÓN PROYECTADO

De acuerdo con lo dispuesto en la guía *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015), estructuralmente hablando, el muro de gunita se concibe como si fuera una losa bidimensional en la que los esfuerzos y momentos actúan tanto en vertical como en horizontal, teniendo que calcularse los valores pertinentes en las zonas donde se den los valores máximos. De manera que la resistencia a flexión del propio paramento de hormigón proyectado depende de los espaciamientos horizontales y verticales dispuestos, de la resistencia de la armadura empleada, de la resistencia del propio hormigón empleado y del espesor de la capa.

**Ecuación 14. Momento máximo vertical/horizontal entre clavos/en cabeza de clavo ( $M_{v/h/mn}$ ).**

$$M_{v/h-m/n} = a_{v/h-m/n} \cdot f_{y\_W} \cdot \left( \frac{h_i}{2} - \frac{a_{v/h-m/n} \cdot f_{y\_W}}{1,7 \cdot f'_c} \right)$$

Siendo:

- $M_{v/h-m/n}$ : Momento máximo vertical (v) / horizontal (h) a media distancia entre clavos (m) / en cabeza de clavo (n)
- $a_{v/h-m/n}$ : área de acero vertical (v) / horizontal (h) a media distancia entre clavos (m) / en cabeza de clavo (n), teniendo en cuenta el acero correspondiente a las barras de refuerzo antipunzonamiento dispuestas en las cabezas de los clavos.
- $f_{y\_W}$ : Límite elástico del acero de la malla electrosoldada.
- $h_i$ : Espesor de la capa de hormigón proyectado
- $f'_c$ : Resistencia característica a compresión a 28 días del hormigón proyectado.

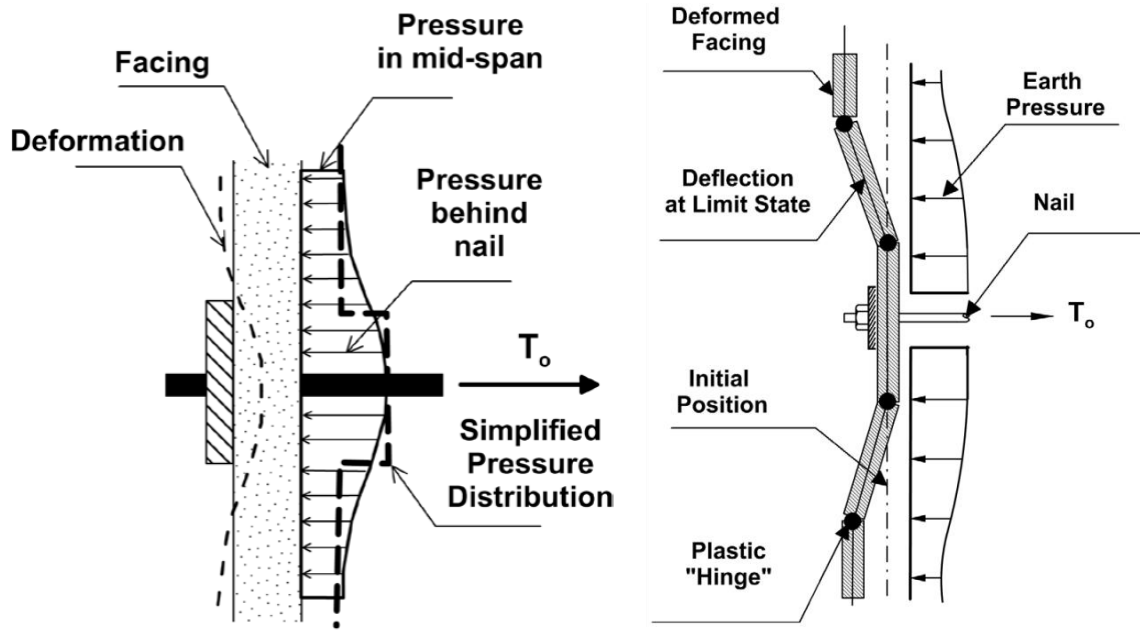


Figura 73: Esquema de presiones en el trasdós y tendencia de deformación del muro de gunita (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

Así, de la relación de los 4 momentos calculados y de las separaciones tanto verticales como horizontales dispuestos entre clavos, en combinación con el factor  $C_f$  que valora el efecto no uniforme del empuje del suelo detrás de la capa de gunita representado en la figura 73, se obtiene el valor de la resistencia a flexión del muro, que será el mínimo de los valores horizontales y verticales.

**Ecuación 15. Valor de resistencia a flexión  $R_{FF}$ .**

$$R_{FF} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_f \cdot (M_{vm} + M_{vn}) \cdot \left( \frac{8 \cdot S_H}{S_V} \right) \\ C_f \cdot (M_{hm} + M_{hn}) \cdot \left( \frac{8 \cdot S_V}{S_H} \right) \end{array} \right.$$

### 2.2.5.3.2 RESISTENCIA FRENTE A ESFUERZOS DE PUNZONAMIENTO

Como citado al comienzo del presente apartado correspondiente al funcionamiento del paramento de hormigón proyectado, las zonas de las cabezas de los anclajes están sometidos a momentos flectores máximos negativos, momentos originados por el mecanismo de sostenimiento basado fundamentalmente en la fricción entre el suelo y la lechada que recubre el bulón. El aumento de la presión en el trasdós de la zona del clavo junto con la deformación derivada observable en la figura 73, provocan un estado tensional en la cabeza que requiere de armaduras de refuerzo adicionales para aumentar la resistencia a cortante en la superficie cónica del perímetro del elemento de conexión.

La guía de la FHWA *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015) diferencia dos estados de punzonamiento:

- ❖ PUNZONAMIENTO EN CAPA DE SOSTENIMIENTO: El punzonamiento referente a la placa de anclaje establece un ángulo de incidencia de 45° entorno a la placa de anclaje como la zona de afección del punzonamiento en el caso del paramento de hormigón proyectado inicial. Cabe destacar que la citada guía considera imprescindible el refuerzo en las cabezas de los clavos colocando dos barras horizontales y dos verticales, estas últimas con una longitud mínima del 60% de la separación vertical entre bulones.

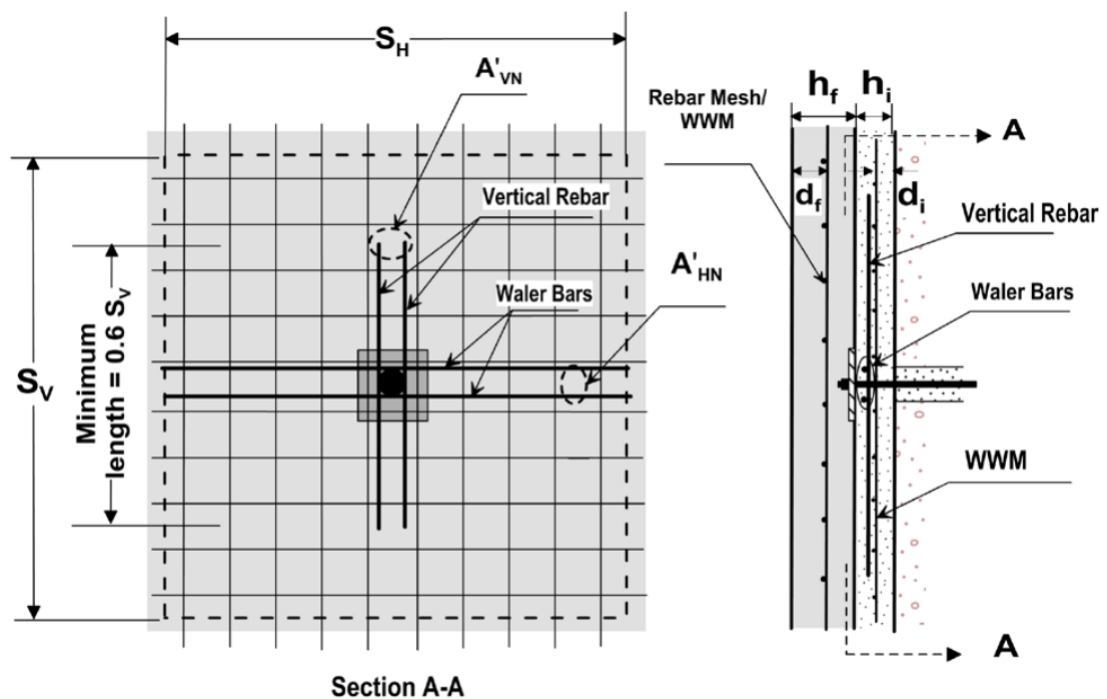


Figura 74: Esquema de colocación de las barras de refuerzo en las cabezas de los clavos (Fuente: *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015))

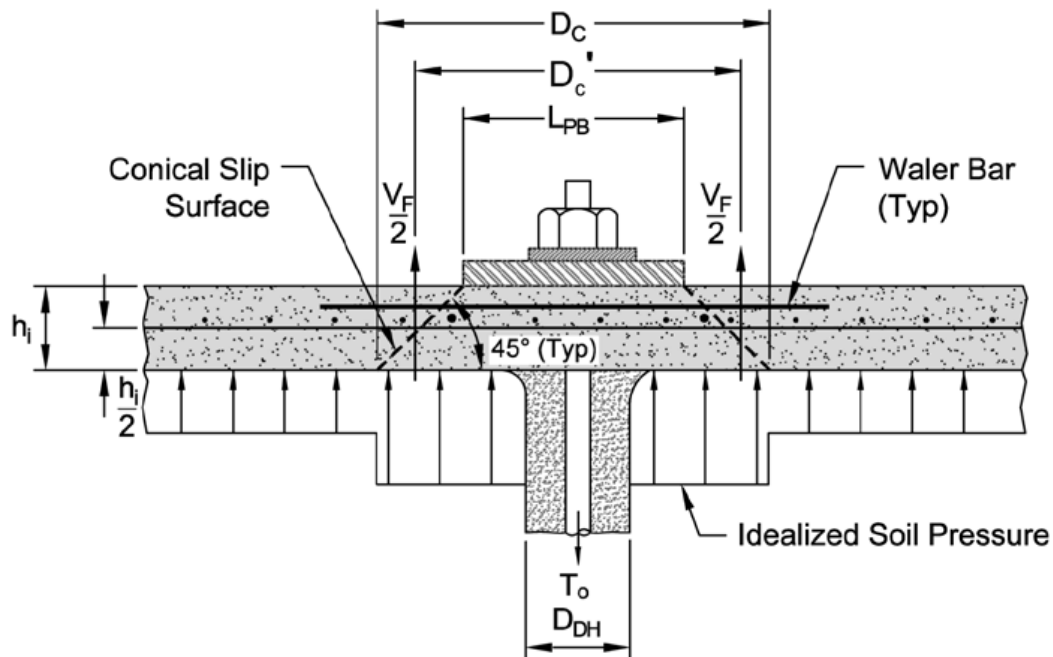


Figura 75: Esquema de influencia del esfuerzo de punzonamiento en cabeza de clavo (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

El esfuerzo a cortante por punzonamiento se calcula a partir de la siguiente expresión:

**Ecuación 16. Expresión para obtener el esfuerzo a cortante por punzonamiento.**

$$V_F [kip] = 0,58 \cdot \pi \cdot D'_c [ft] \cdot h_i [ft] \cdot \sqrt{f'_c [psi]}$$

Siendo:

- $V_F$ : Esfuerzo de cortante por punzonamiento en [kip].
- $D'_c$ : Diámetro equivalente de la sección cónica en [ft], donde  $D'_c = L_{BP} + h_i$
- $L_{BP}$ : Longitud de la placa de anclaje en [ft].
- $h_i$ : Espesor de la capa de hormigón proyectado en [ft].
- $f'_c$ : Resistencia característica a compresión a 28 días del hormigón proyectado en [psi].

A partir del esfuerzo a cortante por punzonamiento, tras relacionarlo con el coeficiente  $C_p$  que considera la reacción del terreno al citado esfuerzo, se obtiene el valor de la resistencia al punzonamiento:

Ecuación 17. Resistencia al punzonamiento por esfuerzo cortante.

$$R_{FP} = C_P \cdot V_F$$

Siendo:

- $R_{FP}$ : Resistencia al punzonamiento.
- $C_P$ : Contribución del terreno al esfuerzo cortante, siendo de 1,15 en caso de querer considerar la contribución y 1,0 en caso de querer ser conservador.
- $V_F$ : Esfuerzo de cortante por punzonamiento.

- ❖ PUNZONAMIENTO EN CAPA DE REVESTIMIENTO: El punzonamiento referente a los pernos de conexión soldados a la placa de anclaje, en caso de existir de una segunda capa de hormigón de revestimiento.

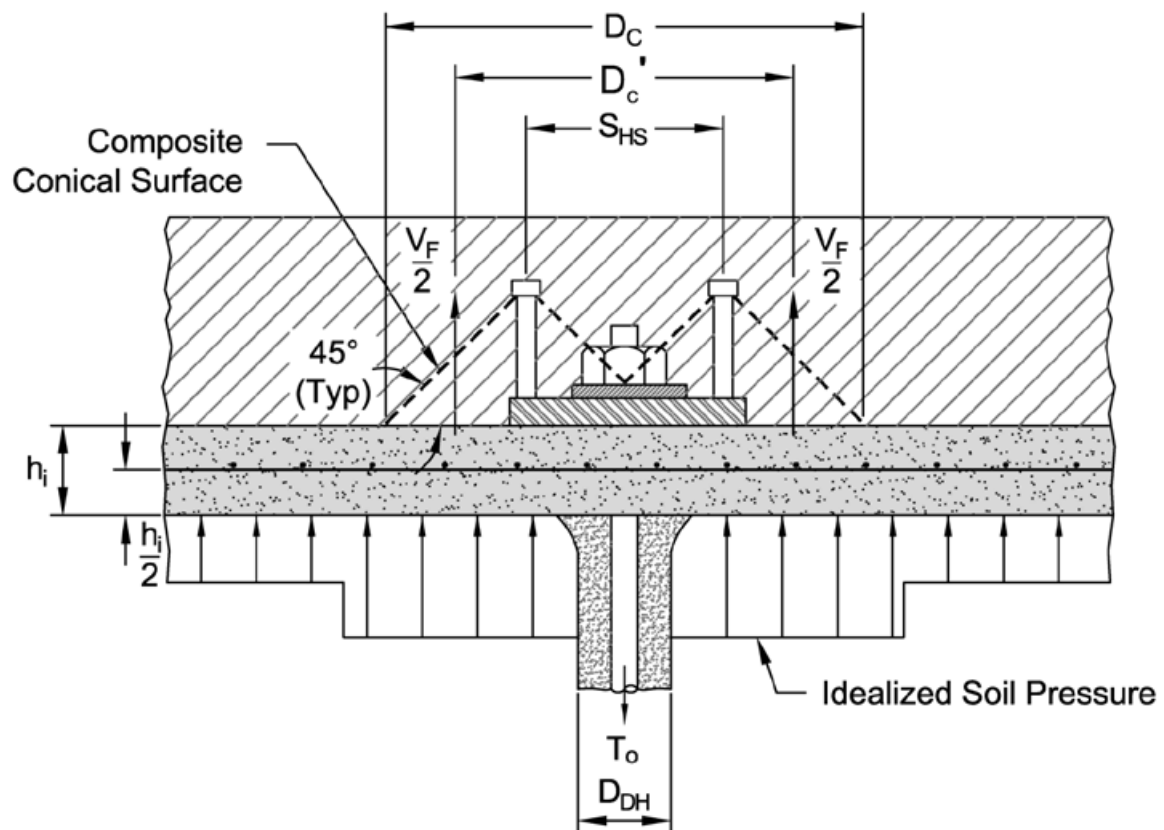


Figura 76: Esquema de influencia del esfuerzo de punzonamiento en los pernos de conexión entre capa de sostenimiento y revestimiento (Fuente: (FHWA, 2015))

En estos casos, las expresiones para la obtención del esfuerzo a cortante por punzonamiento y la resistencia correspondiente son idénticas al caso anterior con la diferencia de que la superficie de rotura  $D'_c$  obedece a la siguiente fórmula  $D'_c = \min \left\{ \frac{S_{SH} + h_c}{2} \right\}$  siendo:

$D'_c = \min \left\{ \frac{S_{SH} + h_c}{2} \right\}$  siendo:

- $S_{SH}$ : Separación entre pernos de conexión.
- $h_c$ : Profundidad efectiva de la superficie de rotura, donde  $h_c = L_S + t_P - t_{SH}$
- $L_S$ : Longitud del perno de conexión.
- $t_{SH}$ : Espesor de la cabeza del perno de conexión.
- $t_P$ : Espesor de la placa de anclaje.

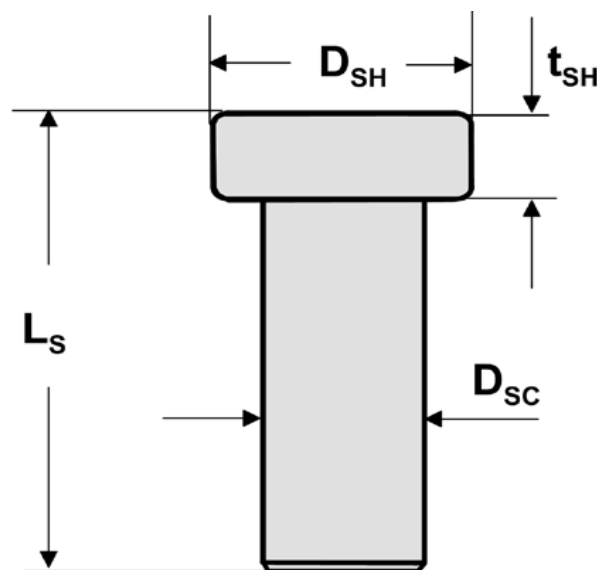


Figura 77: Detalle de las dimensiones de un perno de conexión (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

En los casos en los que se tengan pernos de conexión, además, se comprueba la resistencia de los pernos utilizando la siguiente expresión:

**Ecuación 18. Resistencia de los pernos de conexión.**

$$R_{FH} = N_H \cdot A_S \cdot f_{y-hs}$$

Siendo:

- $R_{FH}$ : Resistencia de los pernos de conexión.
- $N_H$ : Número de pernos de conexión por placa de anclaje (generalmente 4 unidades).
- $A_S$ : Área de acero de la sección transversal del perno de conexión.
- $f_{y-hs}$ : Límite elástico del perno de conexión.

#### 2.2.5.4 DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS DEL MURO DE SOIL NAILING

Un muro de suelo claveteado, por la propia filosofía de sistema de sostenimiento pasivo, tiende a deformarse hacia el exterior a lo largo de la construcción y de su vida útil, dependiendo su comportamiento en gran parte de la composición del propio suelo. Así, en terrenos predominantemente granulares los movimientos ocurren durante el proceso de construcción y las deformaciones posteriores suelen ser pequeñas, salvo que existe un deterioro en los elementos que conforman el sistema de sostenimiento, mientras que en terrenos más cohesivos, sobre todo en los que el índice de plasticidad supera el valor de 20 y el límite líquido es mayor que 0,20, las deformaciones suelen producirse principalmente en el periodo de puesta en servicio y con cierta tendencia a la fluencia, lo que conlleva un incremento de las fuerzas de tracción en los bulones del orden del 15% y una mayor deflexión en el muro.

De acuerdo con las conclusiones extraídas en el proyecto franco-norteamericano *Recommendations Clouterre 1991* (French National Research Project & FHWA, 1993), los desplazamientos horizontales y los asentamientos máximos se producen en la parte superior del muro y suelen aproximarse en orden de magnitud, incrementando los valores a medida que aumenta la altura del muro, la separación de los clavos, la inclinación de estos y la magnitud de sobrecarga. Por el contrario, tiende a descender si crece la pendiente del paramento exterior, la rigidez del suelo o se reducen los parámetros citados anteriormente.

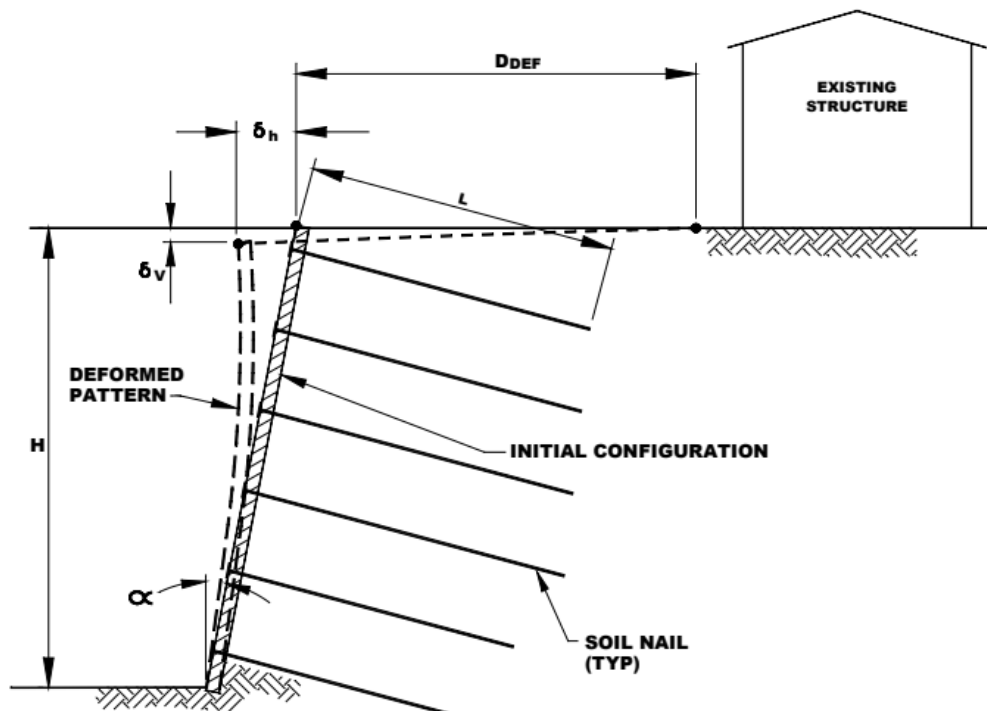


Figura 78: Deformaciones en un muro de suelo claveteado (Fuente: *Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls* (FHWA, 1998))

La mencionada publicación, incluye las siguientes expresiones para calcular los desplazamientos a largo plazo y su distancia de influencia  $D_{DEF}$ :

**Ecuación 19. Expresión para el cálculo de los desplazamientos verticales y horizontales.**

$$\delta_v \approx \delta_h = \left(\frac{\delta_h}{H}\right)_i \cdot H$$

Siendo:

- $\delta_v$ : Desplazamiento vertical a largo plazo.
- $\delta_h$ : Desplazamiento horizontal a largo plazo.
- $\left(\frac{\delta_h}{H}\right)_i$ : Relación que depende de la composición del terreno representado en la tabla 13
- $H$ : Altura del muro.

**Ecuación 20. Distancia de influencia en coronación de muro.**

$$D_{DEF} = C \cdot (1 - \tan \alpha) \cdot H$$

Siendo:

- $D_{DEF}$ : Distancia de influencia en coronación de muro.
- $C$ : Coeficiente que depende de la identidad del terreno representado en la tabla 13
- $\alpha$ : Ángulo del paramento exterior.
- $H$ : Altura del muro.

Tabla 13: Valores de la relación  $(\delta_h/H)_i$  y coeficiente  $C$  dependientes de la identidad del terreno (Fuente: Elaboración propia a partir de *Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls (FHWA, 1998)*)

| VARIABLE                            | ROCA FRAGMENTADA | ARENA | ARCILLA |
|-------------------------------------|------------------|-------|---------|
| $\left(\frac{\delta_h}{H}\right)_i$ | 1/1000           | 1/500 | 1/333   |
| C                                   | 0,8              | 1,25  | 1,50    |

En caso de existencia de estructuras críticas o sensibles a los asentamientos en las inmediaciones a la coronación del muro dentro de la distancia de influencia, se requiere analizar la influencia de los asentamientos en estas estructuras existen ya que a partir del umbral del  $0,005 \cdot H$  pueden presentar comportamientos inestables.

## 2.2.6 CONDICIONES FAVORABLES Y DESFAVORABLES PARA LA EJECUCIÓN DE MUROS DE SUELO CLAVETEADO

En los próximos subapartados que conforman este apartado en sí, se procede a la descripción de las condiciones que favorecen o perjudican la ejecución de un muro de suelo claveteado según lo dispuesto en las guías de referencia consultadas.

### 2.2.6.1 CONDICIONES FAVORABLES PARA MUROS DE SUELO CLAVETEADO

De acuerdo con lo indicado por la guía de referencia internacional de la *FHWA Soil Nail Walls - Reference Manual* (FHWA, 2015), los muros de suelo claveteado son una solución apropiada cuando se dan las siguientes condiciones:

- El suelo excavado puede mantenerse sin soporte en un corte vertical o casi vertical de 1,2 a 1,8 m de altura durante uno o dos días.
- Los clavos de suelo, cuando se instalan en una formación relativamente permeable, se ubican por encima del nivel freático.
- Las condiciones del terreno permiten que los taladros permanezcan estables sin usar entubado hasta que se instalen los bulones y se inyecte la lechada.

En este contexto, se presume que las condiciones de suelo son favorables para la construcción de muros de soil nailing cuando las pruebas de campo indican que el entorno de trabajo lo constituyen suelos competentes por encima del nivel freático. Es posible construir un muro con clavos por debajo del nivel freático, si el terreno está compuesto por suelos finos con baja permeabilidad y poca filtración. Sin embargo, este escenario podría no ser técnicamente viable por otras razones, ya que en caso de que se llegase a saturar ese suelo por alguna razón accidental, las deformaciones tienden a ser mayores en suelos finos saturados con baja permeabilidad en comparación con las deformaciones en suelos granulares saturados.

Los tipos de terreno con predisposición favorable al sostenimiento mediante soil nailing son los siguientes:

- ❖ **SUELOS GRANULARES DENSOS A MUY DENSOS CON COHESIÓN APARENTE:** Estos incluyen arenas y gravas densas a muy densas, o combinaciones de ambas, con algunos finos (típicamente menos del 10–15 %) o con una débil cementación natural que proporcione cohesión, y con valores SPT  $N_{60}$  (ver definición en el Capítulo 4) mayores a 30 golpes por pie. Las fuerzas capilares también pueden producir cohesión aparente en arenas finas,

siempre que permanezcan insaturadas: ni secas ni saturadas. Dado que actualmente no existen criterios ampliamente aceptados para evaluar la cohesión mínima requerida en suelos granulares, la experiencia local desempeñará un papel importante al evaluar la idoneidad de los muros con clavos en estos suelos. Además, la capacidad de mantenerse estable puede determinarse durante la investigación geotécnica mediante excavación de zanjas de prueba o cortes en el frente. Se requiere una cohesión aparente mínima de 200 a 300 psf para la estabilidad de caras excavadas sin soporte de 1,2 m de altura. Deben tomarse medidas para evitar la pérdida excesiva de fuerzas capilares y, por ende, la reducción significativa de la cohesión aparente. Estas medidas pueden incluir: limitar la exposición del corte en clima seco a unas pocas horas para evitar la desecación, impedir que el agua superficial se infiltre inmediatamente detrás de la excavación y evitar filtraciones hacia la cara de la excavación.

- ❖ **ROCA METEORIZADA CON PLANOS DE DEBILIDAD ADVERSOS:** Puede ser adecuada para instalar clavos siempre que los planos de debilidad, si existen, tengan orientaciones favorables. También es deseable que el grado de meteorización sea aproximadamente uniforme para que solo se requiera un método de perforación e instalación. Si existe una variabilidad alta en el grado de meteorización, el equipo de trabajo debe estar preparado para perforar en diversas condiciones sin cambiar equipos, lo que podría aumentar los costos respecto a formaciones más homogéneas.
- ❖ **SUELOS FINOS DE CONSISTENCIA RÍGIDA A DURA:** Incluyen arcillas rígidas a duras, limos arcillosos, arcillas limosas, arcillas arenosas y limos arenosos. Se clasifican como rígidos si los valores SPT  $N_{60}$  son de 9 golpes por pie o más. Sin embargo, esta caracterización debe hacerse con precaución cuando los valores se obtienen con martillos no automáticos u otros métodos obsoletos. Debe complementarse con otras pruebas de campo y/o laboratorio. El potencial de desplazamientos laterales excesivos a largo plazo es bajo en suelos finos con índice de plasticidad (PI) menor a 15.
- ❖ **RELLENO ESTRUCTURAL:** Se pueden instalar clavos en rellenos estructurales existentes si el material es una mezcla de material granular bien graduado (aprox. 90 % o más) y suelo fino con Límites Líquido (LL) e Índice de Plasticidad (PI) menores a 40 y 20, respectivamente; y si fueron colocados con métodos y niveles de compactación aceptables (al menos 90 % del Proctor Estándar, ASTM D698 o AASHTO T99). Además, la edad del relleno es crítica para su idoneidad y estabilidad. Los terraplenes jóvenes pueden ser problemáticos.
- ❖ **SUELOS RESIDUALES:** Algunos suelos residuales (formados por meteorización in situ del material parental) pueden ser aceptables. De igual forma, los suelos lateríticos (altamente meteorizados en zonas tropicales) pueden ser adecuados. Para estos suelos, debe considerarse la variabilidad espacial y su capacidad de drenaje.
- ❖ **TILL GLACIAR.** Algunos suelos glaciares son adecuados porque suelen ser densos, bien graduados y con bajo contenido de finos. Sin embargo, pueden presentar dificultades de instalación, ya que su composición heterogénea complica la perforación además de tener más inconvenientes como se explican en el apartado que viene a continuación.

### 2.2.6.2 CONDICIONES DESFAVORABLES PARA MUROS DE SUELO CLAVETEADO

Por el contrario, la citada guía *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015) no recomienda su aplicación de muros de suelo claveteado cuando se dan las siguientes circunstancias:

- Taludes de altura elevada: la longitud de los bulones es directamente proporcional a la altura del talud que tiene que sostener. A medida que aumenta la longitud, perforar el terreno se vuelve más complejo, se aleja del frente, aumenta la probabilidad de darse con una situación en la que se comprometa la resistencia a cortante y se pueden generar más problemas a la hora de inyectar la lechada de manera apropiada, además que se requiere de equipos de perforación e inyección más potentes y costosos.
- La exposición prolongada a temperaturas bajo cero puede causar acción de heladas en suelos saturados granulares y limos, aumentando presiones sobre los revestimientos.
- Ciclos repetidos de congelación y deshielo pueden reducir la adherencia en la interfaz lechada-suelo y entre el hormigón proyectado y el suelo.
- Suelos granulares muy sueltos ( $N_{60} \leq 4$ ) y sueltos ( $4 < N_{60} \leq 10$ ) pueden asentarse excesivamente por vibraciones de equipos.
- Suelos granulares saturados muy sueltos pueden ser susceptibles a licuefacción en zonas sísmicas. Se pueden usar técnicas de mejora del terreno para densificarlos, aunque requieren de una fuerte inversión económica para ello.
- La presencia de zonas débiles detrás del muro, como zanjas de servicios con rellenos mal compactados, puede promover inestabilidad de manera incontrolada.

Los tipos de terreno considerados desfavorables, según la mencionada guía, son los siguientes:

- ❖ SUELOS SECOS, MAL GRADUADOS Y SIN COHESIÓN. Cuando no hay cohesión en suelos mal graduados, es difícil lograr cortes verticales o casi verticales.
- ❖ SUELOS GRANULARES CON ALTO NIVEL FREÁTICO. El agua subterránea detrás del muro propuesto puede requerir drenaje para estabilizar la masa de suelo. Además, grandes cantidades de agua pueden provocar el colapso de los taladros, especialmente en suelos granulares sueltos, lo que obliga a usar entubado temporal y aumenta el costo de instalación. El exceso de agua que fluye hacia la cara de la excavación puede causar dificultades significativas para aplicar el shotcrete.
- ❖ SUELOS CON CANTOS Y BLOQUES. Una proporción significativa de cantos y bloques puede causar grandes dificultades de perforación y generar costos y retrasos importantes.
- ❖ SUELOS FINOS BLANDOS A MUY BLANDOS. Estos suelos tienen valores SPT  $N_{60}$  menores a 4 golpes por pie. Incluso si los valores son ligeramente superiores, pueden ser muy plásticos

y desarrollar baja resistencia de adherencia y deformaciones por fluencia. Resistencias bajas requerirían longitudes de clavos excesivas para lograr estabilidad. Las deformaciones a largo plazo, como la fluencia, son preocupantes en arcillas muy plásticas.

- ❖ SUELOS COLAPSABLES. Pueden parecer competentes, pero experimentar cambios volumétricos grandes y repentinos al saturarse, incluso sin cargas adicionales. El colapso de su estructura interna puede causar problemas durante la excavación o deteriorar la adherencia a largo plazo en la interfaz lechada-suelo.
- ❖ SUELOS ORGÁNICOS. Limos orgánicos, arcillas orgánicas y turba suelen presentar muy baja resistencia al corte, lo que genera baja adherencia y longitudes de clavos antieconómicas o diseños inviables. Algunos suelos orgánicos pueden tener resistencias aceptables, pero otros, como la turba fibrosa, son altamente heterogéneos y anisotrópicos, lo que afecta la estabilidad del muro y obliga a usar clavos muy largos. Además, los suelos orgánicos tienden a ser más corrosivos que los inorgánicos.
- ❖ SUELOS O AGUAS ALTAMENTE CORROSIVAS. Estas condiciones son especialmente perjudiciales para aplicaciones permanentes. Ejemplos de materiales con alta corrosión incluyen escoria y cenizas (residuos de fundición o refinado de metales).
- ❖ ROCA METEORIZADA CON PLANOS DE DEBILIDAD DESFAVORABLES. Planos como juntas, fracturas, fallas, estratificación o esquistosidad pueden afectar la estabilidad del taladro y dificultar la inyección. La presencia de discontinuidades puede generar bloques inestables detrás del muro. Si la estabilidad es marginal, puede deteriorarse rápidamente tras la excavación por factores como gouge en las juntas, presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración. La estabilización de bloques puede ser necesaria y hacer la solución antieconómica. Además, inyectar en roca con juntas abiertas o vacíos grandes será difícil y costoso por la pérdida excesiva de lechada.
- ❖ FORMACIONES KÁRSTICAS. La inyección en formaciones kársticas no es adecuada por la pérdida excesiva de lechada.
- ❖ LOESS. Cuando está seco, el loess puede tener resistencia aceptable para instalar clavos. Sin embargo, si se acumula agua detrás del muro, la estructura del loess puede colapsar y perder resistencia. Debe evaluarse el potencial de colapso al humedecerse y evitar la migración de agua hacia el área de clavos. En condiciones saturadas, la resistencia al corte puede disminuir considerablemente, requiriendo clavos muy largos. Se ha usado reinyección (costosa) para aumentar la adherencia en loess.
- ❖ TILL GLACIAR. Aunque generalmente favorable, puede presentar dificultades si contiene bloques, cantos y gravas gruesas. En till granular con alta presión de preconsolidación, el alivio de tensiones puede causar inestabilidad en la cara de excavación, requiriendo barras perforadas verticales para estabilizar. En till fino sobreconsolidado, el movimiento hacia afuera puede continuar durante largo tiempo.
- ❖ SUELOS EXPANSIVOS. Incluso si son rígidos, pueden inducir presiones localizadas sobre el revestimiento y deteriorar la adherencia.

### 2.2.7 CAUSAS DE FALLO

En referencia a los tipos de fallo que se producen en los muros de suelo claveteado, las guías de referencia estadounidenses *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015), *Geotechnical Engineering Circular No. 7 – Soil Nails Walls* (FHWA, Geotechnical Engineering Circular No.7 - Soil Nail Walls, 2003) y *Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls* (FHWA, 1998), las francoestadounidenses *Recommendations Clouterre 1991* (French National Research Project & FHWA, 1993) y *Additif 2002 aux Recommendations Clouterre 1991* (French National Research Project, 2002), la británica *Execution of Special Geotechnical Works* (BS, 2010) o la hongkonesa *Geoguide 7 – Guide to Soil Nail Design and Construction* (Pun, 2008) consultadas coinciden en que pueden ser internos o externos, siendo diferentes las causas que motivan la rotura en cada caso.

En las próximas líneas se describen los diferentes modos de fallo y sus causas, atendiendo a la bibliografía anteriormente citada.

#### 2.2.7.1 MODOS DE FALLO EXTERNOS

Los modos de fallo externos considerados en el soil nailing corresponden a los siguientes que se representan en la figura que se muestra a continuación:

- Fallo por falta de estabilidad global
- Fallo por deslizamiento
- Fallo por falta de capacidad portante del soporte

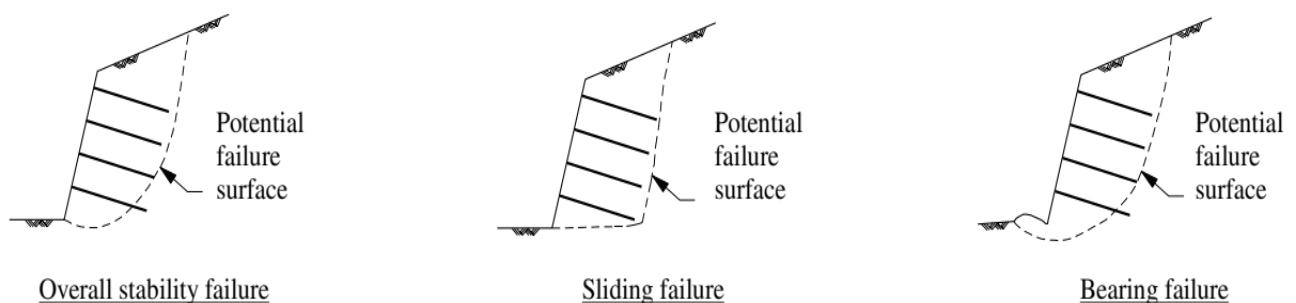


Figura 79: Modos de fallo externo en muros de suelo claveteado: por falta de estabilidad global a la izquierda; por deslizamiento en el centro; por falta de capacidad portante del soporte a la derecha (Fuente: *Geoguide 7 -Guide to Soil Nail Design and Construction* (Pun, 2008))

- ❖ **FALTA DE ESTABILIDAD GLOBAL:** La falta de estabilidad global se produce cuando en el sistema matriz se genera una superficie potencial de rotura que tiende a deslizarse por la plastificación de las partículas que conforman el terreno. Esta superficie de rotura puede ocasionarse bien en la zona de influencia de los anclajes, haciendo que colaboren en la resistencia de la falla -caso (a) de la figura 79-, o tras la misma -caso (b) de la figura 79-, caso en el que los clavos nada pueden hacer frente a la inestabilidad producida.

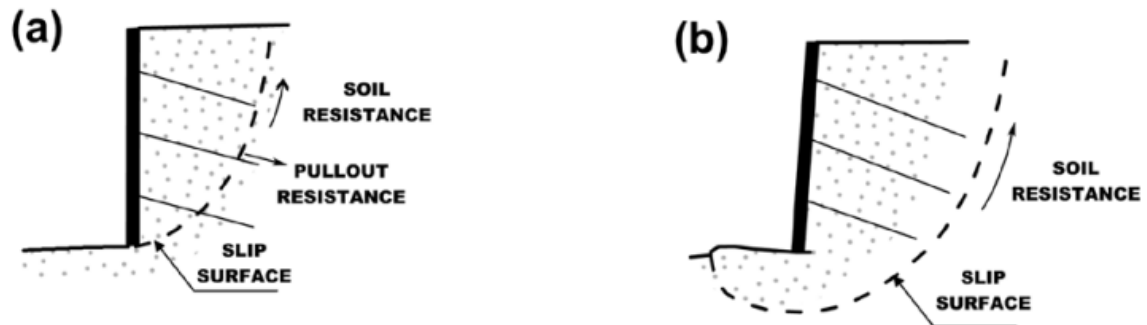


Figura 80: Esquema de rotura por falta de estabilidad global, con las dos casuísticas diferentes. (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

- ❖ **DESLIZAMIENTO:** El deslizamiento se genera cuando las fuerzas de empuje a los que está solicitado el muro son mayores que la resistencia producida por la fricción entre partículas del terreno, dándose un deslizamiento parcial o total del sistema que, incluso, puede llevar a arrancar parte de los clavos. Las causas de suceso van desde la presencia de agua en el trasdós del muro que no ha podido drenarse adecuadamente o por aumento del nivel freático a cargas adicionales originadas de manera externa al sistema.

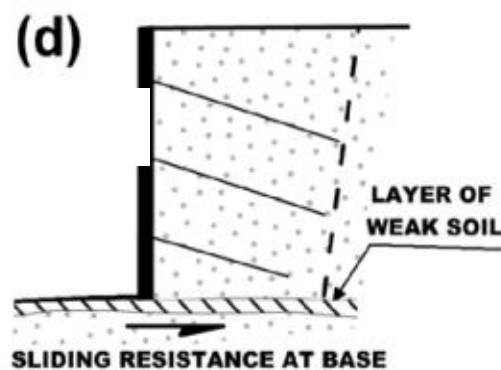


Figura 81: Esquema de fallo por deslizamiento (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

- ❖ **FALTA DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SOPORTE:** Este tipo de fallo se origina, principalmente, cuando se ejecuta un muro de suelo claveteado de cierta altura sobre un material de soporte consiste en suelos blandos de grado fino y cohesión, como pueden ser las arcillas blandas. La altura del muro provoca que la capacidad portante del soporte se vea

comprometida por el peso a transmitir al terreno, de manera que se produce un colapso en el pie del muro, dándose un levantamiento de fondo.

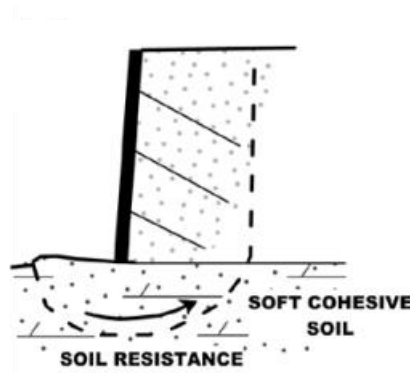


Figura 82: Fallo por falta de capacidad portante del soporte produciendo levantamiento de fondo o basal heave (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

### 2.2.7.2 MODOS DE FALLO INTERNOS

En el caso de los modos de fallo internos que se presentan en los muros de suelo claveteado, estos suelen ocurrir cuando los mecanismos de transferencia de carga entre el terreno y clavos no funcionan apropiadamente, dando lugar a colapsos parciales o totales de toda la sección resistente que se ha generado mediante el empleo del soil nailing.

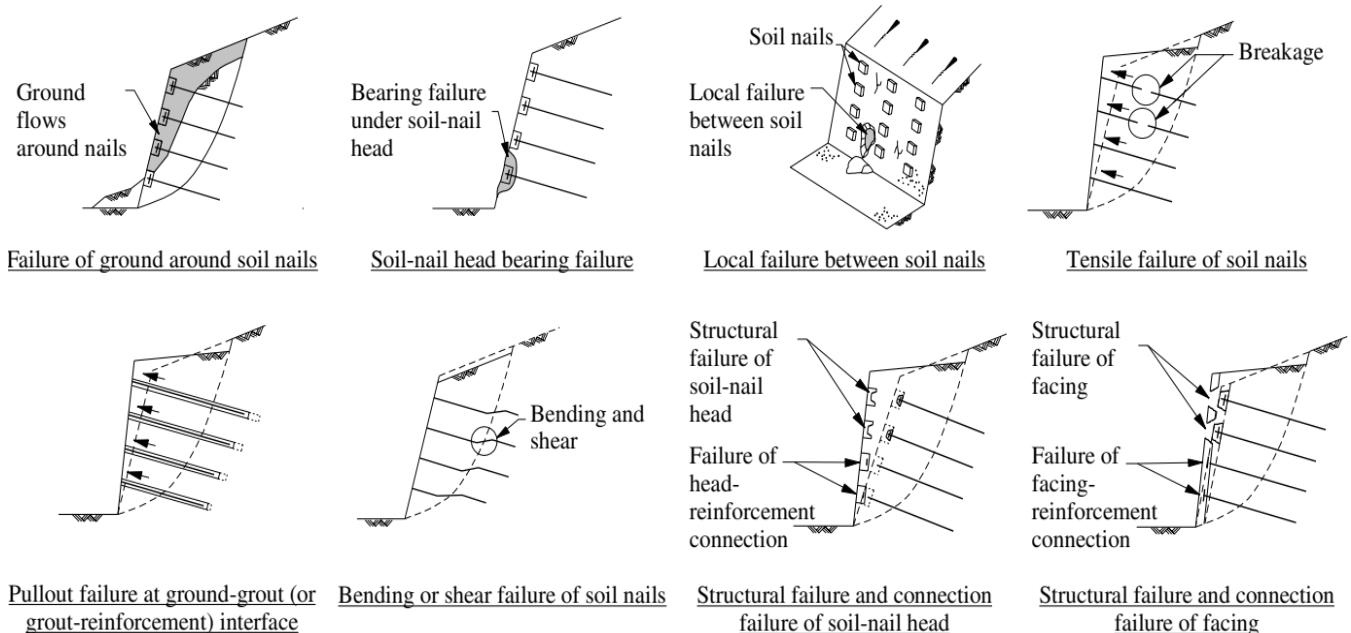


Figura 83: Principales modos de fallo interno de muros de soil nailing (Fuente: Geoguide 7 – Guide to Soil Nail Design and Construction (Pun, 2008))

- ❖ **ROTURA INTERNA DEL SUELO ENTORNO A LOS CLAVOS:** La estabilidad del terreno donde se anclan los clavos se ve alterada, generalmente por presencia de una corriente de agua en suelos granulares con cohesión baja, que genera un arrastre en el material de soporte dejando el trasdós hueco y, en consecuencia, produciendo deformaciones que hacen colapsar el muro de suelo claveteado.
- ❖ **FALTA DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO TRAS CABEZA DE BULÓN:** El terreno adyacente a un bulón o clavo, teniendo en cuenta que la mayor parte de la tensión transmitida al terreno lo hace en la parte de la longitud más próxima a la cara exterior del muro, se plastifica llegando a producirse su rotura y afectando de manera local al sistema.
- ❖ **ROTURA POR FLEXIÓN EN EL REVESTIMIENTO:** El empuje producido por el terreno tiende a tener el momento flector máximo positivo en el punto medio entre clavos, siendo esta la zona más propensa a sufrir roturas debido a los esfuerzos de tracción en la capa de hormigón proyectado exterior generados por el empuje en el interior del trasdós. Es importante destacar que en los puntos donde se han colocado los clavos, los momentos flectores tienen máximos negativos, de manera que se puede producir la rotura del revestimiento del hormigón en estas zonas si no se refuerzan con armaduras tanto verticales como horizontales correctamente, así como la rotura de los elementos de conexión, que tienen la misión de solidarizar la transmisión de cargas en el sistema anclaje-muro de hormigón proyectado.

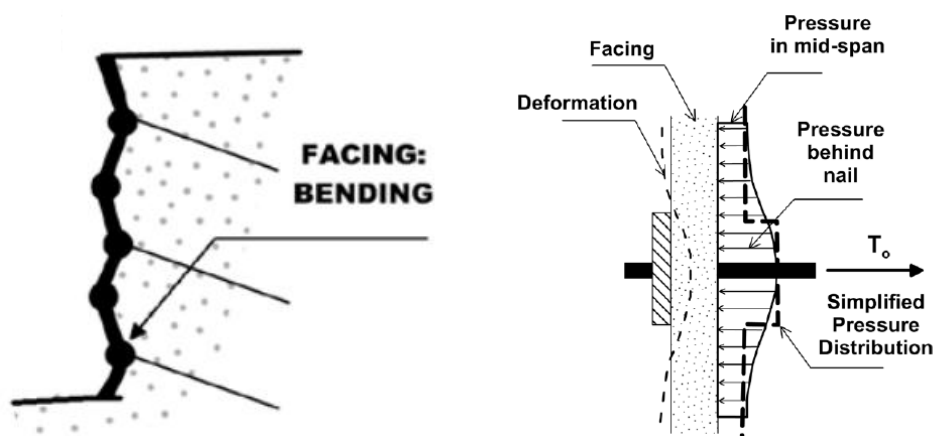


Figura 84: Esquema de rotura por flexión en el revestimiento (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

- ❖ **ROTURA DE ANCLAJE POR TRACCIÓN:** Esta rotura ocurre cuando la carga axial a la que se somete el bulón supera la capacidad de tracción que tiene el propio acero, de manera que la barra termina partiéndose. La situación se agrava con la presencia de la corrosión en la barra de acero, ya que esta tiende a reducir la sección transversal del acero y, en consecuencia, debilitar la capacidad de la barra a soportar esfuerzos de tracción derivados de la puesta en funcionamiento de los anclajes pasivos mediante la deformación del terreno del talud sostenido.

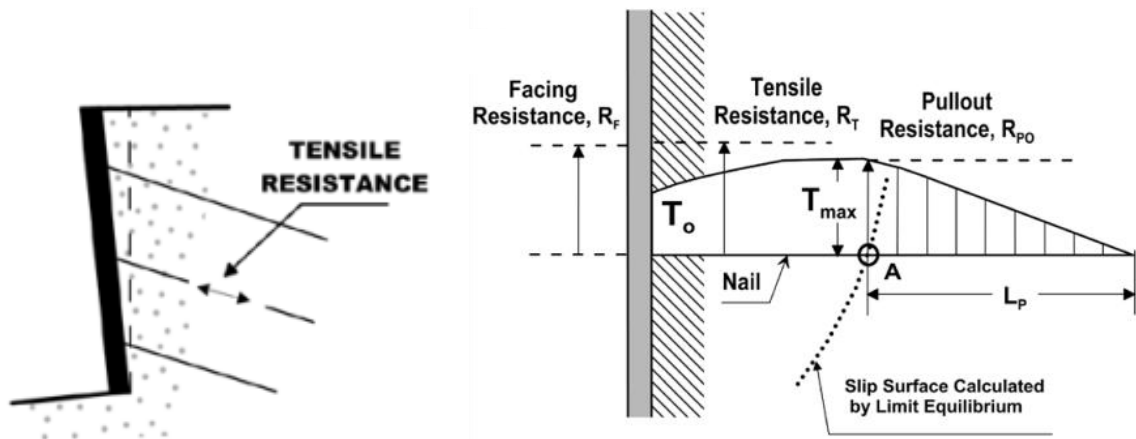


Figura 85: Esquema de rotura de anclaje por tracción (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

- ❖ **ARRANCAMIENTO DEL CLAVO:** La rotura en estos casos se produce por falta de adherencia entre el suelo y la inyección empleada, de modo que cuando las deformaciones en el terreno ponen en funcionamiento el sistema de anclajes pasivos, al no existir la suficiente resistencia por parte del bulbo en su interacción con el propio suelo, hacen que los clavos se deslicen hacia el exterior junto con el resto del terreno desplazado.

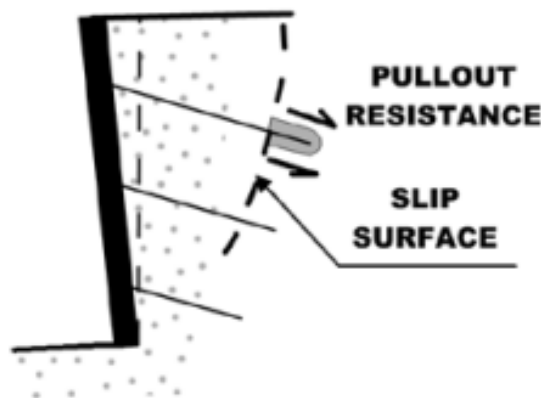


Figura 86: Esquema de rotura por arrancamiento de clavo (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

- ❖ **ROTURA POR PUNZONAMIENTO:** El fallo por punzonamiento ocurre cuando la resistencia a cortante del sostenimiento inicial de hormigón proyectado no es capaz de soportar la tensión transmitida por el bulón o clavo, generándose un cono de rotura de ángulo de 45º en el hormigón entorno bulón afectado, partiendo esta superficie de rotura desde el extremo de la placa de anclaje. Las cabezas de los bulones se refuerzan con barras de acero para proteger la estabilidad frente a este tipo de rotura.

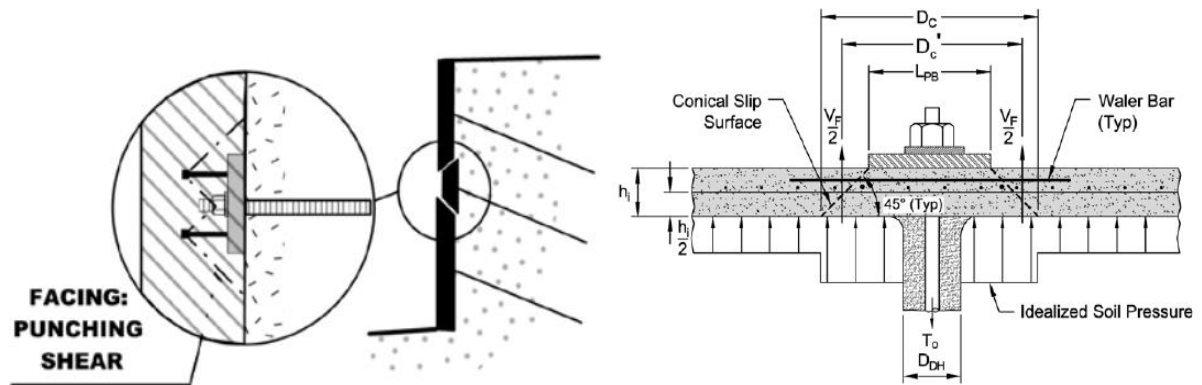


Figura 87: Esquema de rotura por punzonamiento (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

- ❖ ROTURA DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN: La rotura de los elementos de conexión, generalmente de los pernos de unión dispuestos sobre la placa de anclaje y que sirven para solidarizar las capas de revestimiento con las cabezas de los bulones, suele producirse en combinación con otro tipo de roturas, como podrían ser las de punzonamiento o de rotura por flexión del revestimiento.

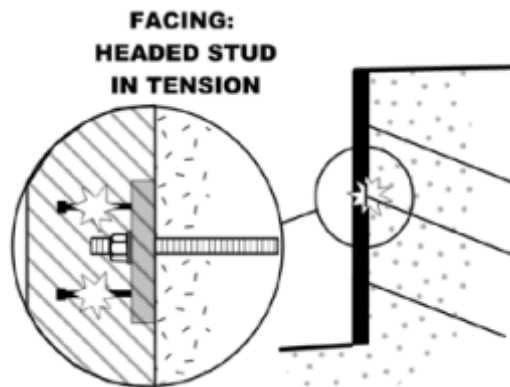


Figura 88: Esquema de rotura de los elementos de conexión (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

### 2.2.8 DISEÑO DE UN MURO DE SUELO CLAVETEADO

El procedimiento de diseño de un muro de suelo claveteado consiste en la aplicación de un esquema de diseño estándar y de su comprobación frente a la estabilidad mediante análisis por equilibrio límite, siendo habitual someterse a procesos de iteración para tratar de optimizar la solución definitiva.

La serie de comprobaciones a realizar obedece a la verificación de los estados límite de resistencia, mediante la comprobación de las de estabilidad global del talud e interna del muro y de las resistencias estructurales de los elementos que conforman el sistema, así como de los estados límites de servicio, mediante la comprobación de las deformaciones verticales y horizontales.

En este sentido, en proceso de diseño de un muro de soil nailing se pueden dos fases principales:

- ❖ FASE 1 – CONSIDERACIONES INICIALES DE DISEÑO: Se identifican los requisitos y las restricciones del proyecto, se establece un plan de obtención de información geotécnica y parámetros de diseño y se definen las cargas de proyecto, sus combinaciones y factores de mayoración.
- ❖ FASE 2 – DISEÑO: Se establecen los materiales a emplear y la configuración del muro realizando un prediseño, se analizan los estados límite de resistencia y de servicio, se evalúa el diseño frente a acciones sísmicas, se definen los sistemas de drenaje y se desarrollan los planes de instrumentación, en caso de que sea necesario.

En el presente apartado, con el fin de ir directamente a los aspectos más relevantes en cuanto a la parte de dimensionamiento, se desarrollará la parte de la fase 2 abarcando los pasos correspondientes al prediseño y selección de materiales, selección de coeficientes parciales y análisis de los estados límite de resistencia y de servicio utilizando las expresiones de cálculo propuestos por la guía de referencia estadounidense *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015) primero para, después, repetir el proceso empleando la combinación de la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (DGC, 2009), la *Guía para el diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera* (DGC, 2001) y el *Código Estructural* (MITMA, 2021). En este aspecto, se descarta la referencia técnica *UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales: claveteado de suelo (soil nailing)* (AENOR, 2013) debido a que la misma, salvo en el caso de la determinación de la agresividad del terreno y los niveles de corrosividad, no propone ninguna expresión de cálculo que sirvan para el dimensionamiento de los muros de suelo claveteado.

### 2.2.8.1 DISEÑO A PARTIR DE LA GUÍA SOIL NAIL WALLS – REFERENCE MANUAL (FHWA, 2015)

La guía norteamericana sugiere seguir el siguiente procedimiento para dimensionar un muro de suelo claveteado, partiendo de que los datos de altura (H), longitud, talud ( $\alpha$ ) y acabado exterior del muro así como los parámetros geotécnicos del terreno -composición del terreno, peso específico ( $\gamma_s$ ), cohesión (c), tensión tangencial límite del contacto lechada-terreno o adherencia ( $q_u$ ), ángulo de rozamiento interno ( $\phi_s$ ), cota de nivel freático-, la inclinación del talud de montera ( $\beta$ ), la corrosividad del terreno y la presencia de sobrecargas (Q) son ya conocidos por lo establecido en la fase de consideraciones iniciales del terreno.

#### 2.2.8.1.1 CONFIGURACIÓN DE LOS CLAVOS Y SELECCIÓN DE LOS MATERIALES

##### Determinación de las separaciones verticales ( $S_v$ ) y horizontales ( $S_h$ ) entre bulones

El espaciamiento o separación entre bulones oscila entre 1,30-2,00 m, siendo habitual que se utilice un mismo valor de separación para la vertical y la horizontal. Es habitual partir de una disposición de 1,50x1,50 m equivalente a 5x5 ft, no siendo conveniente que ninguna de las separaciones baje de 1 m.

La superficie de  $S_h \times S_v$  tiene que ser inferior a 3,90 m<sup>2</sup> o 42 ft<sup>2</sup>, siendo conveniente que baje de 3,35 m<sup>2</sup> o 36 ft<sup>2</sup>.

##### Separaciones verticales en coronación de muro ( $S_{v0}$ ) y fondo de excavación ( $S_{vN}$ )

La separación vertical de los clavos en la primera línea del muro respecto de la cota de coronación ( $S_{v0}$ ) tiene que ser igual o inferior a 1 m o 3,5 ft para evitar riesgos de rotura posterior del muro de hormigón funcionando como ménsula.

A su vez, la separación de la última línea de clavos con el fondo de excavación ( $S_{vN}$ ), si bien su aportación al sistema de sostenimiento es mínima, conviene que no sea superior a 0,90 m o 3 ft.

##### Determinación del número de filas de clavos

En caso de que el muro tenga una altura constante en toda su longitud, el número de filas de clavos (n) de los que dispondrá este se obtiene aplicando la siguiente ecuación:

Ecuación 21. Fórmula para obtener el número de filas de clavos (n).

$$n = \frac{H - S_{V0} - S_{VN}}{S_V} + 1$$

Inclinación de los clavos ( $\theta$ )

La inclinación de los clavos oscila entre los 10º y los 20º, siendo habitual tomar el valor de 15º como hipótesis de partida. Generalmente todos los clavos comparten inclinación. Se respalda esta decisión debido a las razones expuestas en los apartados correspondientes a la ejecución de los clavos en el proceso constructivo y a las consideraciones iniciales en los esfuerzos de tracción en los clavos en el principio de funcionamiento.

Cabe citar que en la primera línea de clavos puede darse el caso de que excepcionalmente se tenga que aumentar la inclinación de la perforación debido a la presencia de cimentaciones o servicios soterrados con los que se colisionaría. De haber tenido que aumentar la inclinación, se valorará la disposición al tresbolillo de esta primera línea para no coincidir con las líneas de clavos posteriores.

A su vez, cuando se ejecutan clavos en esquinas, aristas o existen limitaciones verticales para que pueda realizarse la perforación en el plano transversal al frente de excavación, los clavos se desvían tal y como se aprecia en la figura de debajo para que no entren en conflictos con los elementos colindantes ni con otros clavos.

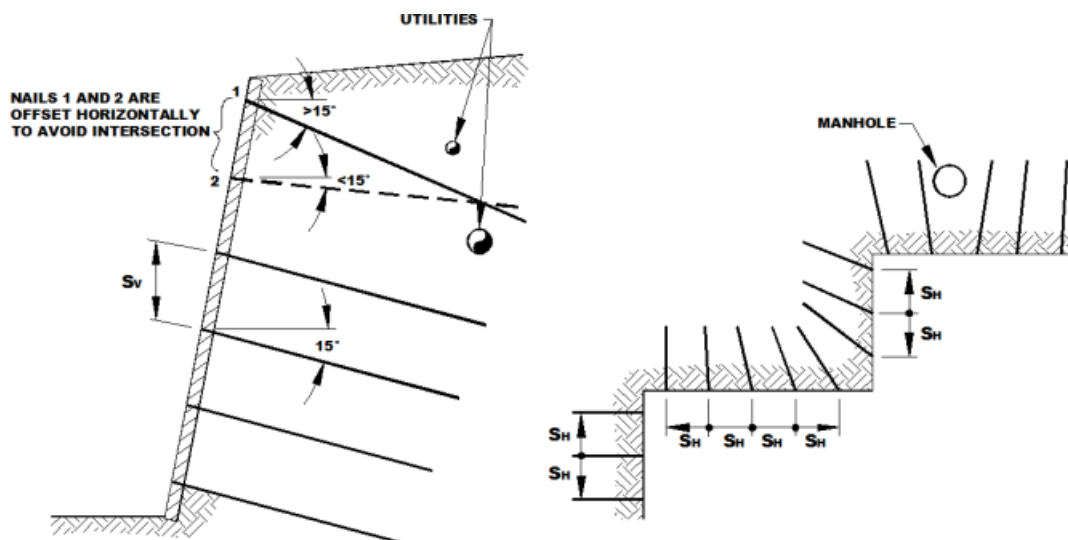


Figura 89: Variación de inclinaciones verticales para evitar colisiones con servicios existentes -izquierda- y variación de inclinaciones horizontales para evitar colisionar con elementos existentes y con otros clavos -derecha- (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

### Patrón de los clavos en el muro

Los clavos pueden disponerse de manera regular, generando una malla rectangular, o al tresbolillo, con una malla triangular. La disposición al tresbolillo permite optimizar el número de clavos ya que se disminuyen las separaciones horizontales, mejorando el efecto arco del terreno pero puede complicar la ejecución de juntas verticales en el caso del hormigón proyectado y la colocación del drenaje vertical en caso de darse desviaciones en el replanteo.

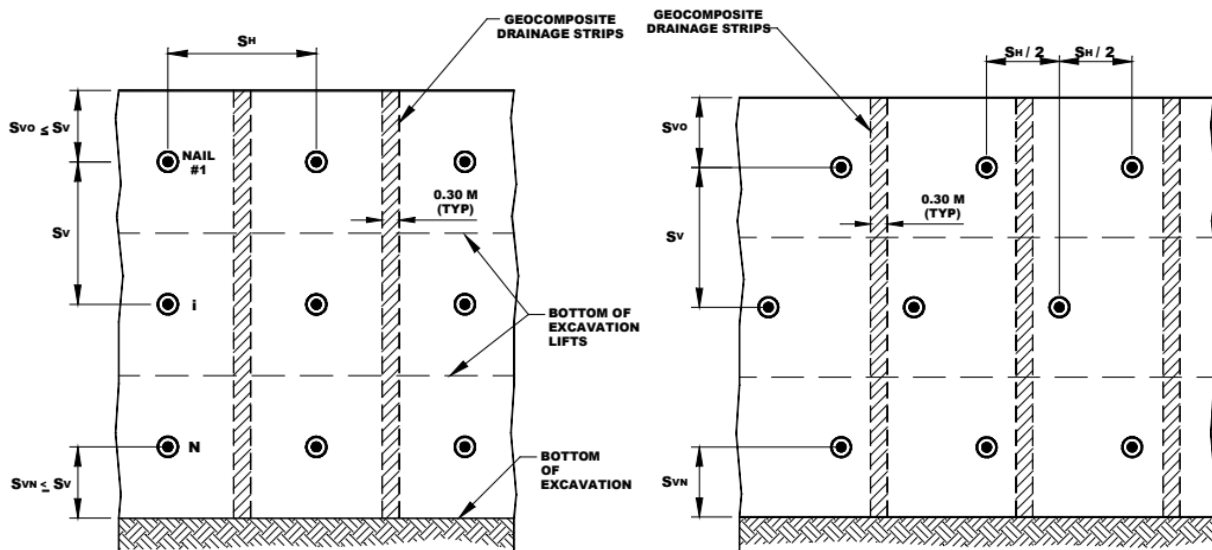


Figura 90: Patrón regular -izquierda- y al tresbolillo -derecha- (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

### Longitud de los clavos (L)

Habitualmente se establece una longitud inicial de clavo ( $L$ ) de  $0,7xH$ , siendo  $H$  la altura total del muro. En caso de tener suelos débiles, superficies de rotura muy profundas, sobrecargas de alta intensidad en el trasdós del muro o taludes de montera con pendiente elevada, la longitud del clavo requiere un rango superior al indicado.

Si al realizar el análisis de la estabilidad del sistema utilizando datos del terreno fiables se obtienen longitudes de clavo superiores a  $1,2xH$ , el muro de soil nailing no deja de ser una solución competente y conviene valorar el uso de otro sistema de sostenimiento. Por el contrario, no se contemplan longitudes de clavo inferiores a  $0,5xH$  puesto que es difícil que satisfaga las condiciones de estabilidad global requeridas.

### Distribución de la longitud de los clavos según su posición en alzado

De manera ya expuesta a la hora de la explicación del principio de funcionamiento de un muro de suelo claveteado, la geometría de la superficie de rotura provoca que los clavos situados en la parte superior del muro asuman mayores esfuerzos de tracción mientras que los clavos de la parte inferior se someten a sollicitaciones menores. En consecuencia, es posible asumir bulones con longitudes menores en la parte inferior para optimizar el diseño. En caso de querer variar las longitudes de los bulones, conviene dividir el muro en 2 o en 3 partes como máximo.

### Protección contra la corrosión

Se define la protección de la corrosión a utilizar en base al grado de corrosividad del terreno determinado a partir de las consideraciones iniciales realizadas en la fase 1. Una vez conocido el grado, se empleará la clase de protección pertinente ya descrita en el apartado correspondiente a la protección contra la corrosión.

### Tipo de bulón, diámetro y calidad del acero

El bulón a emplear puede ser una barra maciza -roscada o corrugada- o una barra hueca, también llamadas *hollow bar soil nails* -HBSN- en inglés. Estas últimas normalmente se utilizan en el caso de precisar bulones autoperforantes.

El diámetro del bulón suele oscilar entre los diámetros 25, 32 y 40 mm, no siendo habitual el uso de diámetros mayores 50 y 63 mm aunque sí que existen en el mercado.

La calidad del acero suele ser de tipo B400S, B400SD, B500S y B500SD, con la equivalencia de grado ASTM 60 y 75.

### Diámetro de la perforación

El diámetro de la perforación se establece a partir del diámetro del bulón a alojar en su interior, basándose en las tablas dispuestas en el apartado correspondiente a los bulones aunque se puede considerar un diámetro entre 100 mm y 150 mm, equivalente a 4 inch y 6 inch.

### Lechada de inyección

El tipo de lechada a emplear generalmente consiste en una lechada de cemento con una resistencia característica ( $f_{ck}$ ) de 25 MPa que equivalen 4.000 psi aunque en puridad son 27,58 MPa.

### Hormigón proyectado y su armado

El hormigón proyectado suele tener una resistencia característica ( $f_{ckp}$ ) igual o superior a 25 MPa y su espesor oscila entre los 10 y 20 cm.

La armadura se compone de malla electrosoldada, de fibras de acero o de una combinación de ambas.

En el caso de las mallas electrosoldadas es habitual utilizar separaciones del orden de 15x15 cm o 20x20 cm, con diámetros de 5, 6 y 8 mm. Hay que tener cuidado al emplear estas últimas ya que, al tener barras de mayor diámetro, su adaptación a la geometría del talud puede resultar muy laboriosa en la puesta en obra.

La calidad del acero suele ser de B400S, B400SD, B500S y B500SD con la equivalencia de grado ASTM 60 y 75.

En el caso de las fibras de refuerzo, se menciona su empleo para mejorar las prestaciones del hormigón pero no se especifica ninguna fórmula ni expresión de cálculo relacionado.

### Barras de refuerzo antipunzonamiento en cabeza

Generalmente se disponen dos parejas de barras de longitud mínima de  $0,6xS_v$ , colocando una pareja en vertical y otra en horizontal.

Puede emplearse cualquier diámetro comercial partiendo de 10 mm, siendo habitual que se dispongan barras de diámetro 12mm, 16 o 20 mm.

La calidad del acero suele ser de B400S, B400SD, B500S y B500SD con la equivalencia de grado ASTM 60 y 75.

### Placa de anclaje

La placa de anclaje suele ser cuadrada, con dimensiones de 20x20 cm o 25x25 cm con la equivalencia de 9x9 in. El espesor suele ser del orden de 20 mm con la equivalencia de 1 in.

### Pernos de conexión

Los pernos de conexión, en caso de que hubiera que colocarlos, se dimensionan según las características dispuestas en catálogos comerciales. La guía de referencia *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015) expone la tabla A.7 con la información pertinente de los pernos de conexión.

### Propiedades de los materiales elegidos

Se completa una tabla en el que se indican los materiales elegidos y sus correspondientes características principales.

Tabla 14: Identificación de los materiales seleccionados y sus características principales (Fuente: Elaboración propia)

| ELEMENTO                            | CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES |                 |  |     |     | DESCRIPCIÓN |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------|--|-----|-----|-------------|
| <b>BULÓN</b>                        | Tipo                        | ---             |  | --- | --- |             |
|                                     | Diámetro                    | D               |  | in  | mm  |             |
|                                     | Calidad del acero           | ---             |  | --- | --- |             |
| <b>LECHADA</b>                      | Diámetro perforación        | $D_{DH}$        |  | in  | mm  |             |
|                                     | Resist. característica      | $f_{ck}$        |  | psi | Mpa |             |
| <b>HORMIGÓN PROYECTADO</b>          | Espesor                     | e               |  | in  | cm  |             |
|                                     | Resist. característica      | $f_{ckp}$       |  | psi | MPa |             |
| <b>ARMADURA</b>                     | Tipo de armado              | ---             |  | --- | --- |             |
|                                     | Composición                 | ---             |  | --- | --- |             |
|                                     | Calidad                     | ---             |  | --- | --- |             |
|                                     | Resist. caract. Residual    | $f_{R,3,k}$     |  | psi | MPa |             |
| <b>BARRAS DE REFUERZO EN CABEZA</b> | Tipo de refuerzo            | ---             |  | --- | --- |             |
|                                     | Diámetro                    | $D_{BR}$        |  | in  | mm  |             |
| <b>PLACA DE ANCLAJE</b>             | Longitud lado               | l               |  | in  | cm  |             |
|                                     | Espesor                     | e               |  | in  | mm  |             |
| <b>PERNOS DE CONEXIÓN</b>           | Tipo                        | ---             |  | In  | mm  |             |
|                                     | Longitud perno              | $L_S$           |  | In  | mm  |             |
|                                     | Diámetro cabeza             | $D_H$           |  | In  | mm  |             |
|                                     | Esp. cabeza/vástago         | $t_{SH}/D_{SC}$ |  | In  | mm  |             |
|                                     | Separac. entre pernos       | $S_{SH}$        |  | in  | mm  |             |

### 2.2.8.1.2 SELECCIÓN DE COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD

Se definen los coeficientes parciales de seguridad para el estado límite de resistencia para cada elemento, así como para la estabilidad global e interna del muro, partiendo del método de diseño por factores de carga y resistencia -*LRFD: Load and Resistance Factor Design*-, según el cual se aplican factores de mayoración a las cargas o *load factor* ( $\gamma$ ) y de minoración a las resistencias o *resistance factor* ( $\phi$ ).

En el presente caso, solamente se tendrá en cuenta la situación permanente y no se contemplan las acciones accidentales y sísmicas. Al tratarse de un muro de contención en el que los elementos están sometidos a los esfuerzos horizontales pasivos con carácter desestabilizante ( $E_H$ ) y esfuerzos verticales de tipo estático ( $E_V$ ), el coeficiente de mayoración de cargas ( $\gamma$ ) será de 1,35 salvo en el que caso de la estabilidad global, en el que se considera que el muro es un elemento crítico que tiene que calcularse a rotura basándose en métodos de diseño por esfuerzo admisible -*ASD: Allowable Stress Design*).

Tabla 15: Estado límite a analizar por elemento, junto con el factor de seguridad y el coeficiente de reducción de resistencia asociada (Fuente: Elaboración propia a partir de *Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015)*)

| ESTADO LÍMITE             |   | ELEMENTO                    | COEF. MAYOR. CARGA |      | COEF. MIN. RESISTENCIA |      |
|---------------------------|---|-----------------------------|--------------------|------|------------------------|------|
| ESTABILIDAD               | GLOBAL/LEVANTAMIENTO DE FONDO/DESLIZAMIENTO | MURO PERMANENTE Y CRÍTICO   | $\gamma$           | 1,00 | $\phi_{OS}$            | 0,65 |
| RESISTENCIA - GEOTÉCNICA  | RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO                | CLAVOS                      | $\gamma$           | 1,35 | $\phi_{PO}$            | 0,65 |
| RESISTENCIA - ESTRUCTURAL | RESISTENCIA A LA TRACCIÓN                   | BULÓN                       | $\gamma$           | 1,35 | $\phi_T$               | 0,75 |
| RESISTENCIA - ESTRUCTURAL | RESISTENCIA A LA FLEXIÓN                    | MURO DE HORMIGÓN PROYECTADO | $\gamma$           | 1,35 | $\phi_{FF}$            | 0,90 |
| RESISTENCIA - ESTRUCTURAL | RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO                | MURO DE HORMIGÓN PROYECTADO | $\gamma$           | 1,35 | $\phi_{FP}$            | 0,90 |
| RESISTENCIA - ESTRUCTURAL | RESISTENCIA A ROTURA POR CORTANTE           | PERNOS DE CONEXIÓN          | $\gamma$           | 1,35 | $\phi_{FH}$            | 0,70 |

En cualquier caso, conviene comprobar los coeficientes de mayoración de cargas y minoración de resistencias en las tablas 5.3 y 6.3 de la presente guía de referencia.

### 2.2.8.1.3 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

La verificación de la estabilidad global del muro requiere de un análisis de estabilidad global, levantamiento de fondo y deslizamiento. La comprobación de la condición de estabilidad global se realiza utilizando el método de diseño por esfuerzos admisibles o *ASD -ASD: Allowable Stress Design-*, mientras que para las verificaciones de la estabilidad frente al levantamiento de fondo o al deslizamiento se emplea el método de LRDF.

Cabe citar que no siempre se verifica la estabilidad del levantamiento de fondo y del deslizamiento, sino que se limita a aquellos casos en los que se considera necesario.

#### Verificación de la estabilidad global del muro

La verificación de la estabilidad global del muro se puede realizar de dos maneras:

- Analíticamente aplicando una situación simplificada a la que se le aplican los factores de seguridad considerados.
- Mediante un software de tipo SNAIL, SNAP-2 o SLIDE, entre otros, en el que se modeliza el perfil transversal de cálculo.

En caso de hacerlo de manera analítica, la simplificación del sistema genera el siguiente esquema:

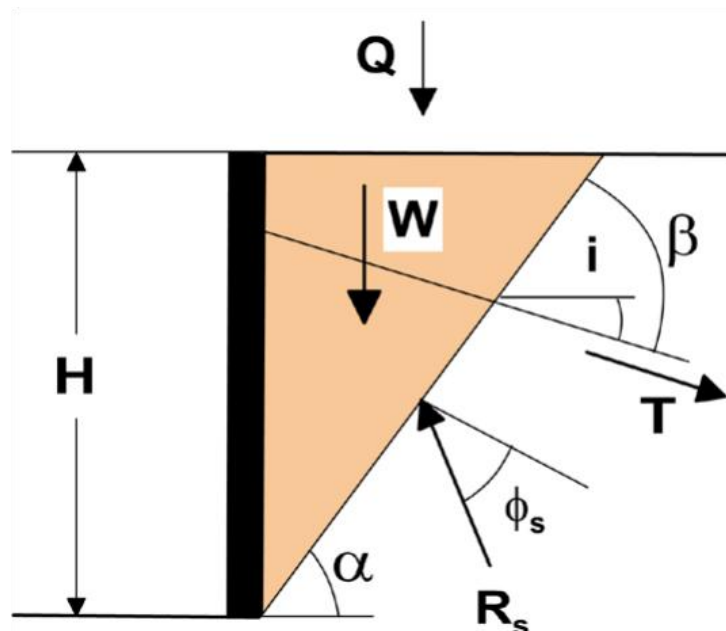


Figura 91: Esquema simplificado de muro para la comprobación de la estabilidad global (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

A partir de este esquema, equilibrando los esfuerzos actuantes, se concluye que la carga a tracción en el clavo para satisfacer la resistencia al arrancamiento y, así, sostener el sistema se obtiene aplicando la siguiente expresión:

**Ecuación 22. Expresión para la obtención de la carga de tracción en equilibrio sin aplicar factor de seguridad.**

$$T = \frac{(W + Q) \cdot [\sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi_s]}{\cos \beta + \sin \beta \tan \varphi_s}$$

Siendo:

- $T$ : Fuerza de tracción del clavo.
- $W$ : Peso del terreno de la zona activa.
- $Q$ : Sobrecarga en la zona de coronación.
- $\alpha$ : Ángulo del plano de la superficie de rotura respecto de la horizontal.
- $\beta$ : Ángulo entre el plano de rotura y el clavo.
- $\varphi_s$ : Ángulo de rozamiento interno del suelo.

Si a la expresión anterior se le aplican los factores de seguridad pertinentes FS, la expresión de cálculo de carga de tracción es la siguiente:

**Ecuación 23. Expresión para la obtención de la carga de tracción en equilibrio aplicando factor de seguridad.**

$$T = \frac{(W + Q) \cdot [FS \cdot \sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi_s]}{FS \cdot \cos \beta + \sin \beta \tan \varphi_s}$$

Aunque la simplificación realizada constituye una manera de calcular de manera analítica la estabilidad global del sistema, la realidad es que esta manera de cálculo se aleja de la realidad del estado tensional, siendo la propia guía quien admite que la caracterización de las superficies de rotura es demasiado compleja como para poder desarrollar la verificación de la estabilidad global de manera analítica.

En conclusión, si bien la versión simplificada ayuda a entender el funcionamiento del sistema en cuanto a la estabilidad global, su solución tiene una complejidad que implica la necesidad del uso de softwares de modelización para un correcto dimensionamiento de un muro de soil nailing.

Verificación de la estabilidad frente al deslizamiento

El deslizamiento no suele ser una causa de fallo habitual y se produce cuando el terreno sobre el que se asienta el muro de suelo claveteado se rompe, normalmente por causa de la debilidad del propio terreno, generando un plano de rotura por el que se deslizan tanto el muro como la parte reforzada del trasdós, dándose incluso el arrancamiento de los clavos.

En la figura que se muestra a continuación se presenta el mecanismo de deslizamiento de manera simplificada, donde se pueden identificar los esfuerzos actuantes sobre el sistema:

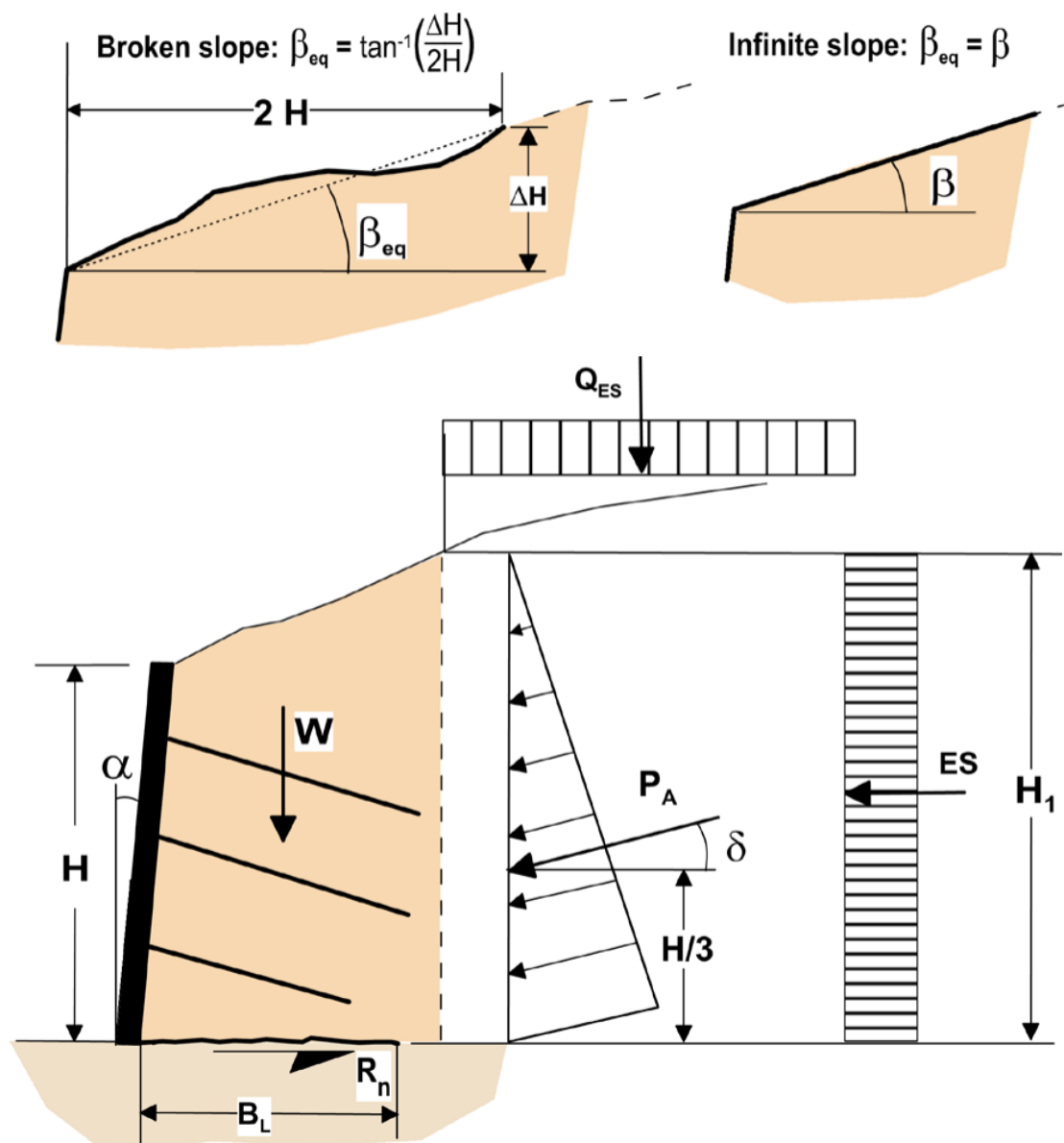


Figura 92: Mecanismo de deslizamiento en un muro de soil nailing (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

La expresión utilizada para la verificación de la estabilidad, aplicando el método LRFD, es la siguiente:

**Ecuación 24. Expresión para la comprobación de la condición del levantamiento de fondo.**

$$\frac{\Phi_{LS} \cdot R_S}{\gamma_{EH} \cdot P_a \cos \delta + \gamma_{ES} \cdot ES} \geq 1$$

Siendo:

- $\Phi_{LS}$ : Coeficiente de minoración de la resistencia por deslizamiento, teniendo el valor 1,00 en condiciones estáticas.
- $R_S$ : Resistencia nominal actuante sobre la base del bloque reforzado.
- $\gamma_{EH}$ : Coeficiente de mayoración de carga por presión horizontal del terreno, de valor 1,35 para el caso de cargas pasivas y 1,50 para cargas activas cuando las cargas son desestabilizantes.
- $P_a$ : Empuje lateral del terreno.
- $\delta$ : Ángulo de rozamiento entre el bloque reforzado y el terreno retenido, donde  $\delta = \beta_{eq}$
- $\beta_{eq}$ : Ángulo de montera respecto de la horizontal representado en la figura 92 donde

$$\beta_{eq} = \begin{cases} \beta_{eq} = \tan^{-1} \left( \frac{\Delta H}{2H} \right), & \text{si rasante montera} \neq \text{cte} \\ \beta_{eq} = \beta, & \text{si rasante montera} = \text{cte} \end{cases}$$

- $\gamma_{ES}$ : Coeficiente de mayoración de carga por sobrecarga del terreno, de valor 1,50 para el caso de cargas desestabilizantes y 0,75 para cargas estabilizantes.
- $ES$ : Componente horizontal de la sobrecarga permanente del terreno.

La resistencia ( $R_S$ ) actuante sobre la base del bloque reforzado se obtiene a partir de la siguiente expresión:

**Ecuación 25. Expresión para el cálculo de la resistencia actuantes sobre la base del bloque reforzado.**

$$R_S = c_B \cdot B_L + (W + P_a \sin \delta) \tan \varphi'_{fb}$$

Siendo:

- $c_B$ : Cohesión efectiva del terreno en la base.
- $B_L$ : Longitud horizontal de la superficie de deslizamiento sobre la que actúa la cohesión efectiva.

- $W$ : Peso del bloque de suelo reforzado.
- $P_a$ : Empuje lateral del terreno.
- $\delta$ : Ángulo de rozamiento entre el bloque reforzado y el terreno retenido, donde  $\delta = \beta_{eq}$
- $\varphi'_{fb}$ : Ángulo de rozamiento efectivo en la base.

El empuje lateral del terreno ( $P_a$ ) resulta de la aplicación de la siguiente fórmula:

**Ecuación 26. Expresión para el cálculo del empuje lateral del terreno.**

$$P_a = \frac{\gamma_s H_l^2}{2} \cdot K_a$$

Siendo:

- $\gamma_s$ : Peso específico del terreno.
- $H_l$ : Altura efectiva sobre la que actúa el terreno, donde  $H_l = H + (B_L - \tan \alpha) \tan \beta_{eq}$
- $\alpha$ : Ángulo de inclinación del muro respecto de la vertical.
- $K_a$ : Coeficiente de empuje activo del terreno.

El coeficiente de empuje activo del terreno ( $K_a$ ) se puede obtener aplicando las teorías de Coulomb o de Rankine, asumiendo de manera conservadora que el suelo detrás del muro reforzado no tiene cohesión:

De acuerdo con la teoría de Coulomb, la expresión para la obtención del coeficiente de empuje activo del terreno ( $K_a$ ) obedece a:

**Ecuación 27. Expresión de cálculo para el coeficiente de empuje activo del terreno  $K_a$  según Coulomb.**

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi_f)}{\sin^{-1} \theta \sin(\theta - \delta) \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_f + \delta) \sin(\varphi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right)^2}$$

Siendo:

- $\varphi_f$ : Ángulo de fricción del terreno detrás del bloque reforzado de suelo.
- $\theta$ : Inclinación de la parte trasera del muro respecto de la horizontal  $\theta = \alpha + 90^\circ$

Por otra parte, aplicando la teoría de Rankine para el caso habitual donde los muros cuentan con una inclinación inferior a  $8^\circ$ , la expresión del coeficiente de empuje activo del terreno es la siguiente:

**Ecuación 28. Expresión de cálculo para el coeficiente de empuje activo del terreno  $K_a$  según Rankine.**

$$K_a = \cos \beta \left[ \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi_f}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi_f}} \right]$$

En el caso particular de que el muro tenga una inclinación cuasi-vertical con  $\alpha \approx 0^\circ$ , talud de montera horizontal  $\beta = 0^\circ$  y asumiendo que no hay fricción entre la superficie de rotura y el bloque reforzado  $\delta = 0^\circ$ , la teoría de Rankine propone la siguiente expresión:

**Ecuación 29. Expresión de cálculo para el coeficiente de empuje activo del terreno  $K_a$  en situación de condiciones particulares, según Rankine.**

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi_f}{2} \right)$$

Aunque es posible verificar la estabilidad frente al deslizamiento de manera analítica utilizando el esquema simplificado y las expresiones indicadas, la realidad es que hoy en día se utilizan softwares que son capaces de analizar la condición de estabilidad con un mayor grado precisión asumiendo de manera más realista la complejidad de la situación.

#### Verificación de la estabilidad frente al levantamiento de fondo

El levantamiento de fondo o *basal heave* es un fenómeno inusual en los muros de suelo claveteado ya que se produce cuando existen suelos blandos de arcilla en el fondo de excavación que colapsan con la carga a la que somete el propio bloque reforzado compuesto por el muro y la tierra al terreno del fondo. No obstante, en aquellos casos en los que potencialmente puede darse el levantamiento de fondo, se precisa de la verificación frente al mismo ya que provoca la rotura del muro.

El cálculo del levantamiento de fondo se basa en las investigaciones de Terzaghi y Sabatini al respecto y se puede manifestar en los dos casos que se muestran en la figura a continuación:

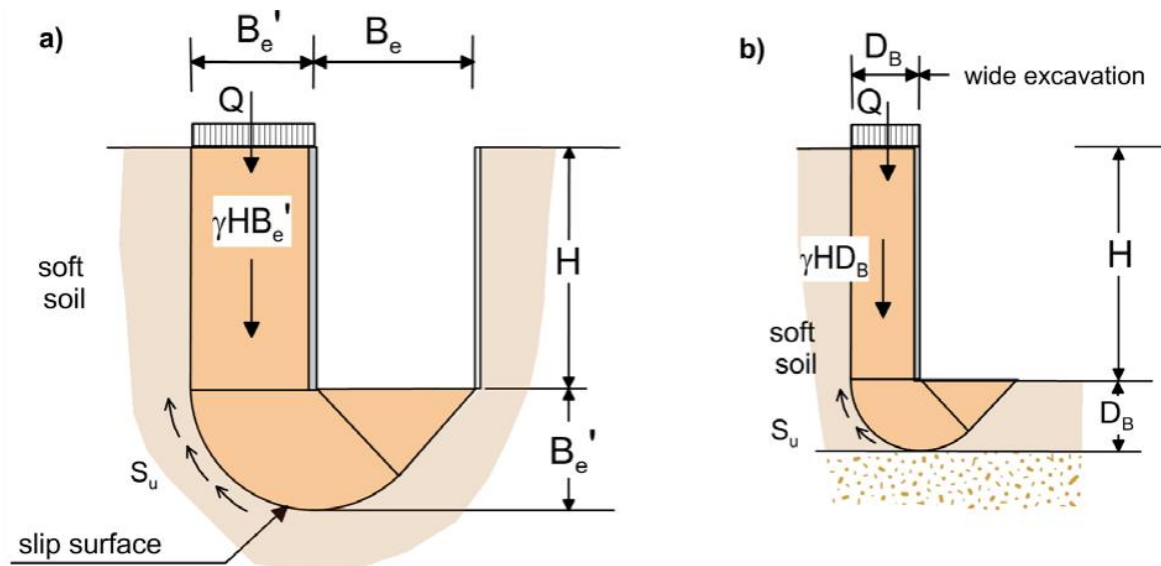


Figura 93: Mecanismo de levantamiento de fondo para el caso a) en el que el muro se emplaza en un depósito infinito de suelo blando y caso b) en el que el muro se ubica en un depósito de suelo blando sobre un estrato de suelo rígido. (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

En este caso se emplea el método LRFD para la verificación de la condición de levantamiento de fondo, aplicando la siguiente expresión en la que se introducen los factores de mayoración de carga ( $\gamma_{EV}$ ) y minoración de resistencia ( $\Phi_{BH}$ ):

**Ecuación 30. Expresión para la comprobación de la condición del levantamiento de fondo.**

$$\frac{\Phi_{BH} \cdot N_c \cdot S_u}{\gamma_{EV} \cdot q} \geq 1$$

Siendo:

- $\Phi_{BH}$ : Coeficiente de minoración de resistencia por levantamiento de fondo, de valor 0,50 para muros permanentes a largo plazo.
- $S_u$ : Resistencia al corte sin drenar del suelo bajo el muro.
- $\gamma_{EV}$ : Coeficiente de mayoración de carga por presión vertical del terreno, de valor 1,35 para el caso de muros de contención y cargas estáticas.

- $q$ : Carga total en el fondo donde  $q = \begin{cases} \frac{\sum Q_i}{B'_e} & \text{si } B'_e \geq D_B \\ \frac{\sum Q_i}{D_B} & \text{si } B'_e < D_B \end{cases}$

- $N_c$ : Factor relativo a la capacidad portante que se obtiene del ábaco propuesto por Terzaghi y Sabatini mostrado en la figura 94 y que depende de la relación entre dimensiones de anchura y longitud de la excavación.

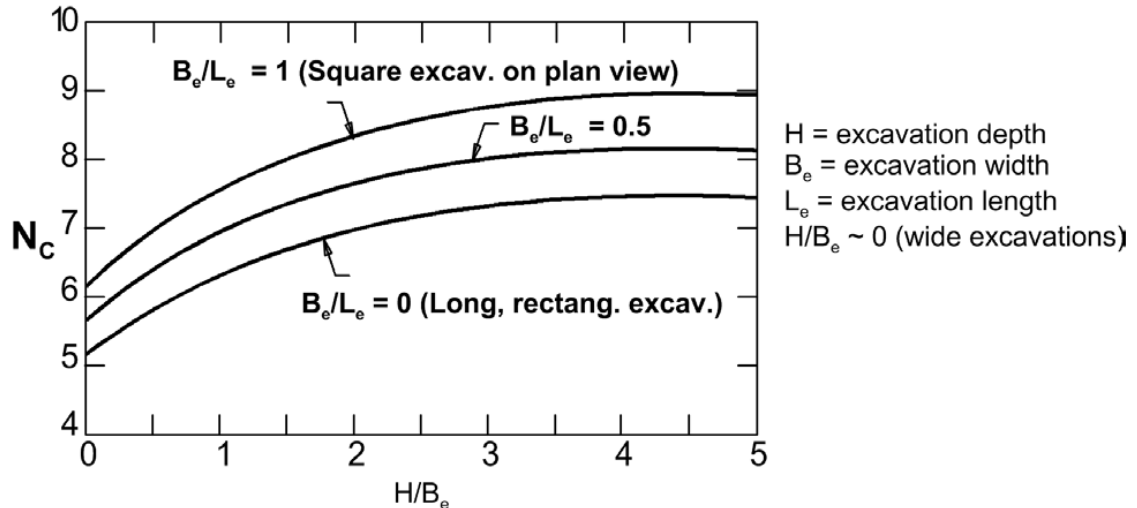


Figura 94: Gráfico para determinar el factor de capacidad portante  $N_c$  de una excavación propuesto por Terzaghi y Sabatini, con la relación entre la anchura y la longitud en abcisas y el valor de  $N_c$  en ordenadas (Fuente: Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

#### 2.2.8.1.4 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO

La resistencia al arrancamiento o *pullout* se moviliza detrás de la superficie de rotura, a lo largo de la longitud  $L_p$  de cada clavo, y contribuye a la estabilidad de global del sistema.

La verificación de la resistencia al arrancamiento se realiza aplicando la siguiente condición:

**Ecuación 31. Condición para la comprobación de la condición de la resistencia al arrancamiento.**

$$\frac{\Phi_{PO} \cdot R_{PO}}{\gamma_{EV} \cdot T_{max}} \geq 1$$

Siendo:

- $\Phi_{PO}$ : Coeficiente de minoración de resistencia por arrancamiento, de valor 0,65 para condiciones estáticas.
- $R_{PO}$ : Resistencia al arrancamiento expresado en la ecuación 10, donde  $R_{PO} = \pi \cdot q \cdot D \cdot L_p$
- $\gamma_{EV}$ : Coeficiente de mayoración de carga por presión vertical del terreno, de valor 1,35 para el caso de muros de contención y cargas estáticas.
- $T_{max}$ : Tracción máxima de los clavos situados a profundidad  $z$ .

### 2.2.8.1.5 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A TRACCIÓN DEL CLAVO

Las solicitaciones de tracción a las que se somete el clavo son absorbidas por el bulón. La expresión que permite el cálculo de la resistencia a tracción ( $R_T$ ) es la siguiente:

**Ecuación 32. Fórmula de la resistencia a tracción del bulón.**

$$R_T = A_t \cdot f_y$$

Siendo:

- $R_T$ : Resistencia a tracción del bulón.
- $A_t$ : Área de la sección transversal del bulón.
- $f_y$ : Módulo elástico del acero, sin aplicación de coeficientes.

La condición de verificación de la resistencia a tracción del clavo se obtiene a partir de la siguiente expresión:

**Ecuación 33. Condición para la comprobación de la resistencia a tracción.**

$$\frac{\Phi_T \cdot R_T}{\gamma_{EV} \cdot T_{max}} \geq 1$$

Siendo:

- $\Phi_T$ : Coeficiente de minoración de resistencia por tracción, de valor 0,75 para condiciones estáticas.
- $R_T$ : Resistencia a tracción expresado en la ecuación 32, donde  $R_T = A_t \cdot f_y$
- $\gamma_{EV}$ : Coeficiente de mayoración de carga por presión vertical del terreno, de valor 1,35 para el caso de muros de contención y cargas estáticas.
- $T_{max}$ : Tracción máxima de los clavos situados a profundidad  $z$ , obtenido según la expresión de la ecuación 3, donde  $T_{max} = 0,75 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot S_V \cdot S_H$

### 2.2.8.1.6 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL MURO

El muro de hormigón proyectado funciona a flexión, tal y como se ha descrito en el apartado correspondiente al funcionamiento, presentando momentos máximos positivos en el centro del espaciamiento entre bulones y momentos máximos negativos en las cabezas de los clavos.

La verificación de la resistencia a flexión se realiza sobre el clavo con mayor sollicitación a tracción y tiene en cuenta ambas situaciones, ya que la fórmula de determinación de la resistencia  $R_{FF}$  considera la suma de los momentos flectores positivos y negativos en los planos horizontales y verticales, tal y como se ha dispuesto en la ecuación 15 descrita anteriormente:

**Ecuación 34 (15). Valor de resistencia a flexión  $R_{FF}$ .**

$$R_{FF} = \min \begin{cases} C_f \cdot (M_{vm} + M_{vn}) \cdot \left( \frac{8 \cdot S_H}{S_V} \right) \\ C_f \cdot (M_{hm} + M_{hn}) \cdot \left( \frac{8 \cdot S_V}{S_H} \right) \end{cases}$$

Siendo:

**Ecuación 35. Momento vertical máximo en cabeza de clavo  $M_{vn}$ .**

$$M_{vn} = a_{vn} \cdot f_{y-W} \cdot \left( \frac{h_i}{2} - \frac{a_{vn} \cdot f_{y-W}}{1,7 \cdot f'_c} \right)$$

**Ecuación 36. Momento vertical máximo entre clavos  $M_{vm}$ .**

$$M_{vm} = a_{vm} \cdot f_{y-W} \cdot \left( \frac{h_i}{2} - \frac{a_{vm} \cdot f_{y-W}}{1,7 \cdot f'_c} \right)$$

**Ecuación 37. Momento horizontal máximo en cabeza de clavo  $M_{hn}$ .**

$$M_{hn} = a_{hn} \cdot f_{y-W} \cdot \left( \frac{h_i}{2} - \frac{a_{hn} \cdot f_{y-W}}{1,7 \cdot f'_c} \right)$$

**Ecuación 38. Momento horizontal máximo entre clavos  $M_{hm}$ .**

$$M_{hm} = a_{hm} \cdot f_{y-W} \cdot \left( \frac{h_i}{2} - \frac{a_{hm} \cdot f_{y-W}}{1,7 \cdot f'_c} \right)$$

- $a_{vm}$ : Área de acero vertical a media distancia entre clavos.
- $a_{vn}$ : Área de acero vertical en cabeza de clavos teniendo en cuenta las barras de refuerzo

antipunzonamiento  $A'_{VN}$ , donde  $A'_{VN} = a_{vm} + \frac{A'_{VN}}{S_H} = a_{vm} + \frac{f_{y_R} \cdot A_{VN}}{f_{y_W} \cdot S_H}$

- $f_{y_R}$ : Módulo elástico de las barras de refuerzo.
- $f_{y_W}$ : Módulo elástico de la malla electrosoldada.
- $A_{VN}$ : Área de las barras de refuerzo verticales en cabeza de clavo.
- $a_{hm}$ : Área de acero horizontal a media distancia entre clavos.
- $a_{hn}$ : Área de acero vertical en cabeza de clavos teniendo en cuenta las barras de refuerzo

antipunzonamiento  $A'_{HN}$ , donde  $A'_{HN} = a_{hm} + \frac{A'_{HN}}{S_V} = a_{hm} + \frac{f_{y_R} \cdot A_{HN}}{f_{y_W} \cdot S_V}$

- $h_i$ : Espesor de la capa de hormigón proyectado
- $f'_c$ : Resistencia característica a compresión a 28 días del hormigón proyectado.
- $C_f$ : Factor que valora el efecto no uniforme del empuje del suelo detrás de la capa de hormigón proyectado que se toma de la tabla siguiente según el espesor de la capa: 10 cm ( $\approx 4$  inch), 15 cm ( $\approx 6$  inch) o 20 cm ( $\approx 8$  inch).

Tabla 16: Valores del factor  $C_f$  según espesor del muro de hormigón proyectado (Fuente: Elaboración propia a partir de Soil Nail Walls – Reference Manual (FHWA, 2015))

| ESPESOR EN CM (PULGADAS) | CF  |
|--------------------------|-----|
| 10 cm (4")               | 2,0 |
| 15 cm (6")               | 1,5 |
| 20 cm (8")               | 1,0 |

La condición de verificación de la resistencia a flexión del muro de hormigón proyectado es la siguiente:

**Ecuación 39. Condición para la comprobación de la condición de la resistencia a tracción.**

$$\frac{\Phi_{FF} \cdot R_{FF}}{\gamma_{EV} \cdot T_0} \geq 1$$

Siendo:

- $\Phi_{FF}$ : Coeficiente de minoración de resistencia a flexión, de valor 0,90 para condiciones estáticas.

- $R_{FF}$ : Resistencia a flexión de la ecuación 15, donde  $R_{FF} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_f \cdot (M_{vm} + M_{vn}) \cdot \left( \frac{8 \cdot S_H}{S_V} \right) \\ C_f \cdot (M_{hm} + M_{hn}) \cdot \left( \frac{8 \cdot S_V}{S_H} \right) \end{array} \right.$
- $\gamma_{EV}$ : Coeficiente de mayoración de carga por presión vertical del terreno, de valor 1,35 para el caso de muros de contención y cargas estáticas.
- $T_0$ : Tracción máxima en cabeza de clavo, obtenido según la expresión de la ecuación 9, donde  $T_0 = T_{max}[0,6 + 0,057 \cdot (S_{max}[\text{ft}] - 0,3)]$
- $S_{max}$ : Espaciamiento máximo entre  $S_V$  y  $S_N$ .

Para terminar con la verificación frente a la tensión, se comprueba que la relación de refuerzo ( $\rho_{TOT}$ ) está dentro de los márgenes según las siguientes expresiones:

**Ecuación 40. Relación de refuerzo total.**

$$\rho_{TOT}(\%) = \left[ \frac{a_{vn} + a_{vm}}{12 \left( \frac{h_i}{2} \right)} \right] \cdot 100$$

**Ecuación 41. Mínima relación de refuerzo.**

$$\rho_{min}(\%) = 0,24 \cdot \left( \frac{\sqrt{f'_c[\text{psi}]}}{f_y[\text{ksi}]} \right)$$

**Ecuación 42. Máxima relación de refuerzo.**

$$\rho_{max}(\%) = 0,05 \cdot \left( \frac{f'_c[\text{psi}]}{f_y[\text{ksi}]} \right) \cdot \left( \frac{90}{90 + f_y[\text{ksi}]} \right)$$

A partir de estas relaciones de refuerzo, se tiene que completar la siguiente condición:

**Ecuación 43. Condición a cumplir entre relaciones de refuerzo.**

$$\rho_{min} < \rho_{TOT} < \rho_{max}$$

Cabe citar que en caso de que existan dos capas de hormigón proyectado, se repite el proceso de comprobación descrito independientemente para las dos capas, teniendo que el factor de uniformidad  $C_f$ , en el caso de la capa final de revestimiento, es constante con valor de 1,0.

### 2.2.8.1.7 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO

El efecto de punzonamiento o *punching shear* se produce en el encuentro entre el paramento de hormigón proyectado con las cabezas de los clavos, afectando tanto a la conexión con la placa de reparto como en la conexión con los pernos con la capa de revestimiento, en caso de que hubiera está última.

En ambos casos, al llegar al estado límite, se forma una superficie cónica de rotura alrededor de la placa de anclaje o de los pernos de conexión.

#### Verificación de la resistencia al punzonamiento en capa de sostenimiento

El punzonamiento producido en la capa de sostenimiento ha sido descrito en el apartado correspondiente al funcionamiento del paramento de hormigón, y afecta a la placa de anclaje.

Para afrontar el punzonamiento, se introducen barras de refuerzo en las cabezas de los clavos, generalmente por parejas y mínimo en el sentido vertical, aunque suele ser habitual hacerlo también en horizontal. Las barras verticales han de tener una longitud mínima de  $0,6 \cdot S_v$ .

Primero se define el esfuerzo a cortante  $V_F$  aplicando la fórmula de la ecuación 16 que, mediante la relación con el coeficiente  $C_p$  que considera la reacción del terreno al citado esfuerzo, se obtiene el valor de la resistencia al punzonamiento  $R_{FP}$ , tal y como muestra la ecuación 17. Finalmente, se aplica la siguiente condición para comprobar que se cumple la resistencia al punzonamiento en la capa de sostenimiento:

**Ecuación 44 (16). Expresión para obtener el esfuerzo a cortante por punzonamiento.**

$$V_F[kip] = 0,58 \cdot \pi \cdot D'_c[ft] \cdot h_i[ft] \cdot \sqrt{f'_c[psi]}$$

**Ecuación 45 (17). Resistencia al punzonamiento por esfuerzo cortante.**

$$R_{FP} = C_p \cdot V_F$$

Ecuación 46. Condición para la comprobación de la resistencia al punzonamiento.

$$\frac{\Phi_{FP} \cdot R_{FP}}{\gamma_{EV} \cdot T_0} \geq 1$$

Siendo:

- $\Phi_{FP}$ : Coeficiente de minoración de resistencia al punzonamiento, de valor 0,90 para condiciones estáticas.
- $R_{FP}$ : Resistencia al punzonamiento expresado en la ecuación 17.
- $\gamma_{EV}$ : Coeficiente de mayoración de carga por presión vertical del terreno, de valor 1,35 para el caso de muros de contención y cargas estáticas.
- $T_0$ : Tracción máxima en cabeza de clavo, obtenido según la expresión de la ecuación 9, donde  $T_0 = T_{max}[0,6 + 0,057 \cdot (S_{max}[ft] - 0,3)]$
- $S_{max}$ : Espaciamiento máximo entre  $S_v$  y  $S_N$ .

#### Verificación de la resistencia al punzonamiento en capa de revestimiento

El punzonamiento referente a los pernos de conexión soldados a la placa de anclaje, como ya citado previamente, se produce en caso de existir de una segunda capa de hormigón de revestimiento.

La verificación de la resistencia al punzonamiento en este caso sigue el mismo orden que en el caso de la capa de sostenimiento, con la única diferencia de utilizar como diámetro del cono de rotura  $D'_c$  el valor resultante de la expresión  $D'_c = \min \left\{ \frac{S_{SH} + h_c}{2}, h_c \right\}$ , siendo  $S_{SH}$  la separación entre los pernos de conexión y  $h_c$  la profundidad efectiva de la superficie de rotura. El resultado de  $D'_c$  se introduce en la ecuación 16 para conseguir el valor del esfuerzo cortante  $V_f$ .

A partir de este paso, se repite el mismo proceso descrito en las líneas anteriores, aplicando primero la ecuación 17 para hallar la resistencia al punzonamiento  $R_{FP}$  para, después, utilizar la ecuación 43 con la condición de la verificación al punzonamiento usando los mismos coeficientes de mayoración de carga  $\gamma_{EV}$  y minoración de resistencia al punzonamiento  $\Phi_{FP}$  empleados en el caso de la comprobación al punzonamiento de la capa de sostenimiento.

### 2.2.8.1.8 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A ROTURA DE LOS PERNOS DE CONEXIÓN

La verificación de la resistencia a rotura de los pernos de conexión se realiza en caso de presencia de los mismos a consecuencia de la existencia de la capa de revestimiento de hormigón proyectado.

Primero se calcula la resistencia a rotura  $R_{FH}$  utilizando la expresión de la ecuación siguiente:

**Ecuación 47. Expresión para obtener la resistencia de los pernos de conexión  $R_{FH}$ .**

$$R_{FH} = N_H \cdot A_S \cdot f_{y-hs}$$

Siendo:

- $R_{FH}$ : Resistencia a rotura de los pernos de conexión.
- $A_S$ : Área transversal del vástago del perno de conexión. En caso de que el vástago del perno esté compuesto por varilla roscada, el área a aplicar corresponde a la siguiente expresión

$$A_E = \frac{\pi}{4} \left[ D_E - \left( \frac{0,9743}{n_t} \right) \right]^2$$

- $D_E$ : Diámetro efectivo del vástago, quitando la rosca.
- $n_t$ : Número de roscas por unidad de longitud.
- $f_{y-hs}$ : Módulo elástico del acero del perno de conexión.

Una vez se tiene la resistencia a rotura  $R_{FH}$  de los pernos de conexión, se aplica la condición de verificación:

**Ecuación 48. Expresión para la verificación de la resistencia a rotura del perno de conexión.**

$$\frac{\Phi_{FH} \cdot R_{FH}}{\gamma_{EV} \cdot T_0} \geq 1$$

Siendo:

- $\Phi_{FH}$ : Coeficiente de minoración de resistencia a rotura, de valor 0,70 para condiciones estáticas.
- $R_{FH}$ : Resistencia a rotura de los pernos de conexión.
- $\gamma_{EV}$ : Coeficiente de mayoración de carga por presión vertical del terreno, de valor 1,35 para el caso de muros de contención y cargas estáticas.
- $T_0$ : Tracción máxima en cabeza de clavo, obtenido según la expresión de la ecuación 9, donde  $T_0 = T_{max} [0,6 + 0,057 \cdot (S_{max} [ft] - 0,3)]$
- $S_{max}$ : Espaciamiento máximo entre  $S_V$  y  $S_N$ .

Para terminar, se comprueba que la superficie de la cabeza del perno de conexión  $A_H$  es 2,5 veces superior a la superficie del vástago  $A_S$  -ecuación 49- y que el espesor de la cabeza del perno de conexión  $t_{SH}$  es superior al 50% de la diferencia entre el diámetro de la cabeza  $D_{SH}$  y el diámetro del vástago  $D_{SC}$  -ecuación 50-.

**Ecuación 49. Condición para la verificación de la relación de superficies entre la cabeza y el vástago del perno de conexión.**

$$A_H \geq 2,5 \cdot A_S$$

Siendo:

- $A_S$ : Superficie del vástago del perno de conexión, a sustituir por  $A_E$  en el caso de que el perno sea roscado mediante la expresión descrita anteriormente.
- $A_H$ : Superficie de la cabeza del perno de conexión.

**Ecuación 50. Condición para la verificación de la relación entre el espesor de la cabeza con la diferencia entre diámetros cabeza y vástago del perno de conexión**

$$t_{SH} \geq 0,5 \cdot (D_{SH} - D_{SC})$$

Siendo:

- $t_{SH}$ : Espesor de la cabeza del perno de conexión.
- $D_{SH}$ : Diámetro de la cabeza del perno de conexión.
- $D_{SC}$ : Diámetro del vástago del perno de conexión.

### 2.2.8.1.9 COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (DEFORMACIONES)

Una vez realizadas las comprobaciones de diseño anteriormente descritas, se tienen que estimar las deformaciones verticales  $\delta_v$  y horizontales  $\delta_h$  que pueden ocasionarse -ecuación 19-, así como la distancia de influencia  $D_{DEF}$  que pueden tener estas deformaciones en la coronación del muro - ecuación 20-:

**Ecuación 51 (19). Expresión para el cálculo de los desplazamientos verticales y horizontales.**

$$\delta_v \approx \delta_h = \left( \frac{\delta_h}{H} \right)_i \cdot H$$

Siendo:

- $\delta_v$ : Desplazamiento vertical a largo plazo.
- $\delta_h$ : Desplazamiento horizontal a largo plazo.
- $\left( \frac{\delta_h}{H} \right)_i$ : Relación que depende de la composición del terreno representado en la tabla 13
- $H$ : Altura del muro.

Se considera que la condición límite de deformación horizontal es la siguiente:

**Ecuación 52. Condición de desplazamiento horizontal en muro.**

$$\delta_h < \delta_{h, lim} = 0,005 \cdot H$$

**Ecuación 53 (20). Distancia de influencia en coronación de muro.**

$$D_{DEF} = C \cdot (1 - \tan \alpha) \cdot H$$

Siendo:

- $D_{DEF}$ : Distancia de influencia en coronación de muro.
- $C$ : Coeficiente que depende de la identidad del terreno representado en la tabla 13
- $\alpha$ : Ángulo del paramento exterior.
- $H$ : Altura del muro.

Si existen estructuras o servicios en la distancia de influencia que se vean comprometidas por el muro de suelo claveteado, se requiere de un análisis particular respecto de los elementos susceptibles de afección.

2.2.8.2 DISEÑO A PARTIR DE LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERAS (DGC, 2009), LA GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA (DGC, 2001) Y EL CÓDIGO ESTRUCTURAL (MITMA, 2021)

El diseño de un muro de suelo claveteado en España, utilizando las publicaciones hasta la fecha, resulta un tanto rocambolesco debido a la inexistencia de una guía o manual específico e integral que puedan orientar al proyectista a realizar un dimensionamiento adecuado de esta tipología de muros, requiriéndose, en consecuencia, la revisión de diferentes documentos para poder comprobar cada elemento de dimensionamiento que componen el muro de soil nailing:

*Tabla 17: Relación de documentación para la comprobación de los diferentes elementos que conforman el muro de suelo claveteado (Fuente: Elaboración propia)*

| ESTADO LÍMITE  | ELEMENTO                       | PUBLICACIÓN  |
|--|--------------------------------|--|
| ESTABILIDAD GLOBAL                                     | SISTEMA MURO + TALUD REFORZADO | GUÍA DE CIMENTACIONES DE OBRAS DE CARRETERA  |
| ESTABILIDAD INTERNA - RESISTENCIA DEL ACERO            | BULÓN                          | GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA                      |
| ESTABILIDAD INTERNA - ADHERENCIA ENTRE ACERO Y LECHADA | CLAVO                          | GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA                      |
| ESTABILIDAD INTERNA - RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO     | CLAVO                          | GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA                      |
| ESTABILIDAD INTERNA - RESISTENCIA A LA FLEXIÓN         | MURO DE HORMIGÓN PROYECTADO    | CÓDIGO ESTRUCTURAL   |
| ESTABILIDAD INTERNA - RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO     | MURO DE HORMIGÓN PROYECTADO    | CÓDIGO ESTRUCTURAL + GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA |

A continuación, se procede a la descripción del proceso a llevar a cabo para comprobar la validez de un muro de suelo aplicando el método actual en España, teniendo que los valores relativos al terreno y los relativos al muro -valores geométricos del muro y de los elementos que lo conforman, sus propiedades mecánicas y valores característicos- son previamente conocidos.

Cabe citar que en todos los casos se aplica el método LRFD, aplicándose coeficientes de mayoración para las solicitaciones y de minoración para las resistencias.

**2.2.8.2.1 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL SEGÚN GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA (DGC, 2001)**

La estabilidad global del muro, tal y como se indica en el apartado correspondiente de la guía *Guía para diseño y ejecución de anclajes en obras de carreteras* (DGC, 2001), se tiene que comprobar de acuerdo con lo dispuesto en la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (DGC, 2009), publicación en la que se indica que el análisis de estabilidad global se realizará empleando los métodos de cálculo de equilibrio límite siendo estos tales como los de Janbu, Bishop, Morgenstern y Price, etcétera, quedando la descripción de estos métodos fuera del alcance de la propia guía.

**2.2.8.2.2 VERIFICACIÓN DE LA TENSIÓN ADMISIBLE DEL ACERO SEGÚN GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA (DGC, 2001)**

La comprobación de la tensión admisible del acero parte por obtener el valor de la carga nominal mayorada a partir de la actuante, la cual se obtiene a partir de la siguiente expresión:

**Ecuación 54. Carga nominal mayorada.**

$$P_{Nd} = F_1 \cdot P_N$$

Siendo:

- $P_{Nd}$ : Carga nominal mayorada del anclaje.
- $P_N$ : Carga nominal actuante sobre el anclaje sin aplicación de ningún factor de seguridad ni coeficiente de mayoración.
- $F_1$ : Coeficiente de mayoración.

| TIPO DE ANCLAJE | $F_1$ |
|-----------------|-------|
| Permanente      | 1,50  |
| Provisional     | 1,20  |

Figura 95: Tabla 3.1 en el que se definen los coeficientes de mayoración de cargas  $F_1$  (Fuente: *Guía para el diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera* (DGC, 2001))

La carga nominal actuante  $P_N$ , en caso de que se disponga del dato, debería ser la carga de tracción a la que se somete el clavo más desfavorable del muro. No obstante, en caso de que no sea posible obtener el citado valor, se establece como criterio la carga minorada que provocaría la rotura del clavo.

Una vez se obtiene la carga nominal actuante mayorada, se comprueba que la carga  $P_{Nd}$  es inferior a los límites elásticos y de rotura del acero del tirante:

**Ecuación 55. Condición de comprobación que la carga  $P_{Nd}$  es inferior al límite elástico.**

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

Siendo:

- $P_{Nd}$ : Carga nominal mayorada del anclaje.
- $A_T$ : Área de la sección transversal del bulón donde  $A_T = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$
- $f_{yk}$ : Límite elástico del acero del bulón.
- $\gamma$ : Coeficiente de minoración que tiene un valor de 1,10 para el caso de los anclajes provisionales y 1,15 para el de los anclajes permanentes.

**Ecuación 56. Condición de comprobación que la carga  $P_{Nd}$  es inferior al límite de rotura.**

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{pk}}{\gamma}$$

Siendo:

- $P_{Nd}$ : Carga nominal mayorada del anclaje.
- $A_T$ : Área de la sección transversal del bulón donde  $A_T = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$
- $f_{pk}$ : Límite de rotura del acero del bulón.
- $\gamma$ : Coeficiente de minoración que tiene un valor de 1,25 para el caso de los anclajes provisionales y 1,30 para el de los anclajes permanentes.

### 2.2.8.2.3 VERIFICACIÓN DEL DESLIZAMIENTO DEL BULÓN EN LA LECHADA, DENTRO DEL BULBO SEGÚN GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA (DGC, 2001)

Esta comprobación obedece a la condición de adherencia en la interfaz lechada-bulón que ha sido descrito en el apartado correspondiente al principio de funcionamiento de un muro de suelo claveteado.

La condición que ha de cumplirse para que el bulón de se deslice en la lechada se expresa en la ecuación 13 que se indica a continuación:

**Ecuación 57 (13). Condición de seguridad frente al deslizamiento del bulón en la lechada.**

$$\frac{P_{Nd}}{(L_b \cdot p_T)} \leq \frac{\tau_{lim}}{\gamma}$$

Siendo:

- $P_{Nd}$ : Carga nominal mayorada de cada anclaje.
- $p_T$ : Perímetro nominal del tirante, donde  $p_T = 2\sqrt{\pi \cdot A_T}$
- $A_T$ : Área de la sección transversal del bulón donde  $A_T = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$
- $L_b$ : Longitud de cálculo del bulbo.
- $\tau_{lim}$ : Adherencia límite entre el bulón y la lechada en MPa, donde  $\tau_{lim} = 6,9 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{22,5}\right)^{\frac{2}{3}}$
- $f_{ck}$ : Resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada expresada en MPa
- $\gamma$ : Coeficiente de minoración de la adherencia con valor de 1,20.

### 2.2.8.2.4 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL ARRANCAMIENTO SEGÚN GUÍA PARA EL DISEÑO Y EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA (DGC, 2001)

Para la comprobación de la seguridad frente al arrancamiento, primero se introduce el concepto de adherencia admisible, que podría considerarse como la resistencia minorada del terreno para resistir al arrancamiento del clavo. Esta adherencia admisible puede obtenerse de dos maneras diferentes: de manera analítica aplicando la expresión de la ecuación 11 o de la relación de la adherencia límite con un coeficiente de minoración mostrada en la ecuación 12, estando la adherencia límite condicionada al tipo de terreno e inyección utilizada en cada caso.

**Ecuación 58 (11). Expresión de la adherencia admisible.**

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \cdot \frac{\tan \varphi'}{F_{2\varphi}}$$

Siendo:

- $c'$ : Cohesión efectiva del terreno en el contacto lechada-suelo.
- $\varphi'$ : Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto lechada-suelo.
- $\sigma'$ : Presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.
- $F_{2c}$ : Coeficiente de minoración de la cohesión (1,60).
- $F_{2\varphi}$ : Coeficiente de minoración de la fricción (1,35)

**Ecuación 59 (12). Relación entre adherencia límite y adherencia admisible.**

$$a_{adm} = \frac{a_{lim}}{F_3}$$

Siendo:

- $a_{adm}$ : Valor de adherencia admisible.
- $a_{lim}$ : Valor de adherencia límite obtenida aplicando métodos empíricos de los que derivan la tabla y los ábacos que se muestran en las figuras 54, 55, 56, 57 y 58.
- $F_3$ : Coeficiente de minoración según tipo de anclaje provisional o permanente.

| TIPO DE ANCLAJE | $F_3$ |
|-----------------|-------|
| Provisional     | 1,45  |
| Permanente      | 1,65  |

Figura 96: Tabla 3.2 en el que se definen los coeficientes de minoración de la adherencia límite  $F_3$  (Fuente: Guía para el diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

Una vez se tiene el valor de la adherencia admisible, se aplica la siguiente condición para verificar que se cumple la seguridad frente al arrancamiento:

**Ecuación 60. Comprobación de la condición de seguridad frente al arrancamiento.**

$$\frac{P_{Nd}}{(\pi \cdot D_N \cdot L_b)} \leq a_{adm}$$

Siendo

- $P_{Nd}$ : Carga nominal mayorada de cada anclaje.
- $D_N$ : Diámetro nominal del bulbo.
- $L_b$ : Longitud de cálculo del bulbo.
- $a_{adm}$ : Adherencia admisible obtenida de la ecuación 58 o 59.

### 2.2.8.2.5 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL MURO SEGÚN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL (MITMA, 2021)

La verificación de la resistencia a flexión del muro de hormigón proyectado se realiza de acuerdo al *Código Estructural* (MITMA, 2021). Aplicando el equilibrio en la sección transversal flexionada, se puede considerar la situación de la siguiente figura en el paramento exterior de gunita, donde se tendría una cara comprimida mientras que el esfuerzo de tracción lo absorbería la malla electrosoldada dispuesta:

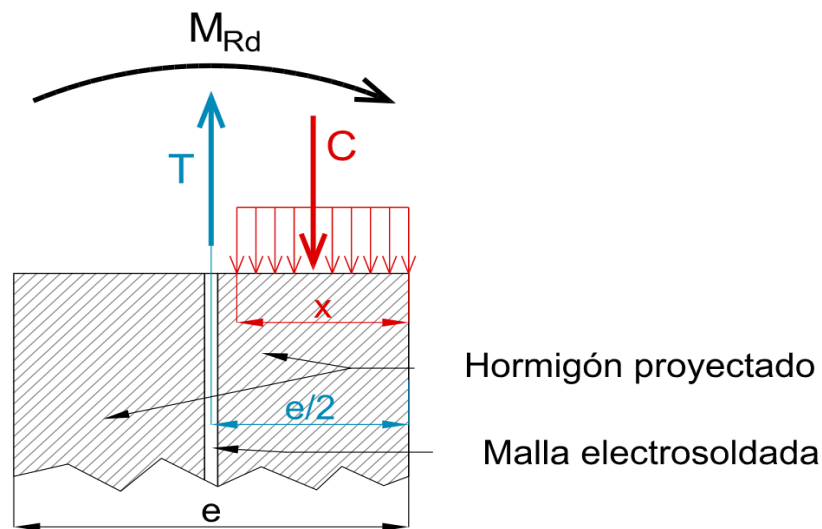


Figura 97: Esquema de esfuerzos generados en el paramento de hormigón proyectado (Fuente: Elaboración propia)

**Ecuación 61. Expresión para obtener el esfuerzo de tracción.**

$$T = f_{yd} \cdot A_s$$

Siendo:

- $T$ : Esfuerzo de tracción absorbido por la malla electrosoldada.

- $f_{yd}$ : Límite elástico de cálculo del acero donde  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ .
- $f_{yk}$ : Límite elástico característico del acero.
- $\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad del acero, equivalente a 1,15 habitualmente.
- $A_s$ : Área transversal del acero.

**Ecuación 62. Expresión para obtener el esfuerzo de compresión.**

$$C = b \cdot x \cdot f_{cd}$$

Siendo:

- $C$ : Esfuerzo de compresión absorbido por el muro de hormigón proyectado.
- $b$ : Valor de la longitud del muro, usualmente igual a 1 m.
- $x$ : Distancia en la que actúa el esfuerzo de compresión.
- $f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón donde  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$
- $\alpha_{cc}$ : Coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a compresión del hormigón y los efectos desfavorables resultantes de la manera en la que se aplica la carga. Con carácter general será igual a 1,00 aunque en elementos estructurales en los que la carga permanente constituya una parte superior al 80% de la carga total, el autor podrá adoptar un valor comprendido entre 0,85 y 1,00.
- $f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.
- $\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad del hormigón, equivalente a 1,5 normalmente.

Igualando los momentos resultantes de cada esfuerzo, donde partiendo de la siguiente ecuación se halla el valor de  $x$ :

**Ecuación 63. Ecuación de equilibrio de esfuerzos verticales.**

$$\sum F_v = 0 \rightarrow T - C = 0 \rightarrow T = C \rightarrow f_{yd} \cdot A_s = b \cdot x \cdot f_{cd} \rightarrow x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{b \cdot f_{cd}}$$

Aplicando equilibrio de momentos y teniendo que la  $b$  es igual a 1, resulta que el momento resistente de cálculo  $M_{Rd}$  tiene la siguiente expresión

**Ecuación 64. Momento resistente de cálculo para estar en equilibrio.**

$$\sum M = 0 \rightarrow M_{Rd} + T \cdot \frac{e}{2} - C \cdot \frac{x}{2} = 0 \rightarrow M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \left( \frac{e}{2} - \frac{f_{yd} \cdot A_s}{2 \cdot f_{cd}} \right)$$

Una vez se tiene el momento resistente de cálculo, este valor se compara con el momento de flexión producido por la acción del tirante. Para esta operación, se parte de la hipótesis de que el muro en cuestión funciona como una viga biapoyada sometida a la acción de un bulón como carga puntual en la zona central, de manera que la expresión de cálculo es la siguiente:

**Ecuación 65. Momento de cálculo de la acción producida por el bulón.**

$$M_{Sd} = \frac{P_{Nd} \cdot S}{8}$$

Siendo:

- $M_{Sd}$ : Momento de cálculo de la acción del bulón.
- $P_{Nd}$ : Carga nominal mayorada.
- $S$ : Máxima separación de los bulones entre la separación vertical y la separación horizontal.

Para concluir, la verificación se realiza aplicando la siguiente condición:

**Ecuación 66. Condición de cumplimiento para validar el comportamiento del muro a flexión.**

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Siendo:

- $M_{Sd}$ : Momento de cálculo de la acción del bulón.
- $M_{Rd}$ : Momento resistente de cálculo del muro de hormigón proyectado reforzado.

#### 2.2.8.2.6 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO SEGÚN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL (MITMA, 2021)

La verificación de la resistencia al punzonamiento se tiene que realizar en las cabezas de los bulones, ya que es el lugar en el que podría ocurrir este fenómeno. En el caso de la aplicación del Código Estructural, se tendría que partir del caso en el que sí que se tiene armadura de punzonamiento ya que es habitual disponer de él en la práctica sin excepción.

La condición que se ha de cumplir es la siguiente:

**Ecuación 67. Condición de cumplimiento de la resistencia frente al punzonamiento.**

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

Siendo:

- $v_{Ed}$ : Valor de la tensión tangencial máxima de punzonamiento.
- $v_{Rd,max}$ : Valor de la resistencia máxima a punzonamiento.

La tensión tangencial máxima de punzonamiento se obtiene a partir de la siguiente expresión:

**Ecuación 68. Expresión de cálculo de la tensión tangencial máxima de punzonamiento.**

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d}$$

Siendo:

- $\beta$ : Valor adimensional que en caso de cargas no-excéntricas tiene valor de 1.
- $u_0$ : Perímetro crítico
- $V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante aplicado en la cabeza del bulón.
- $d$ : Canto útil de la placa de anclaje en mm.

La resistencia máxima al punzonamiento  $v_{Rd,max}$  se calcula de la siguiente manera:

**Ecuación 69. Expresión de cálculo de la resistencia máxima de punzonamiento.**

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a}$$

Siendo:

- $C_{Rd,c}$ : Coeficiente adimensional donde  $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k$ : Coeficiente adimensional donde  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$
- $\rho_l$ : Cuantía de la armadura traccionada adherente, siendo la dimensión de cada sentido el diámetro del bulón más 3 veces el canto útil de la placa de anclaje.
- $f_{ck}$ : Resistencia característica del hormigón.
- $d$ : Canto útil de la placa de anclaje en mm.
- $a$ : Distancia del perímetro del bulón al perímetro crítico considerado.

### 2.2.9 SÍNTESIS DEL ESTADO DEL ARTE

Los muros de suelo claveteado son una solución de sostenimiento de taludes ampliamente arraigada en el mundo de la obra civil de hoy en día, debiendo fundamentalmente su éxito a la versatilidad que ofrece la propia solución desde los puntos de vista técnico, económico y operacional: al combinarse el empleo de maquinaria relativamente ligera en comparación con el resto de las soluciones competentes junto con la filosofía de flexibilidad del propio sistema de sostenimiento, se obtienen rendimientos considerables permitiendo actuar en situaciones comprometidas por las condiciones espaciales del entorno de trabajo, haciendo que la técnica de muros de suelo claveteado resulte óptima en escenarios de actuación muy diferentes, siempre y cuando las intervenciones estén dentro de los umbrales de limitación que presenta la propia técnica. Ese amplio rango de aplicaciones, por citar las más representativas, abarca desde contenciones provisionales para ejecutar excavaciones de vasos en obras de edificación, sostenimiento de taludes con carácter permanente que permiten la construcción de otras infraestructuras en pie de talud, estabilización de bocas de entrada a túneles, refuerzos de sistemas de contención existentes o soluciones mixtas con otros dispositivos de contención, como puede ser la combinación de los muros anclados con clavos y anclajes activos, entre otras.

El proceso constructivo, más allá de los lógicos avances tecnológicos de los equipos de perforación y proyección de hormigón, y la filosofía de diseño -los procesos de dimensionamiento propuestos en las guías de referencia actuales, considerando como la más puntera y completa de todas las analizadas la guía norteamericana *Soil Nail Walls – Reference Manual* de la agencia *Federal Highway Association* (FHWA), siguen las líneas marcadas por proyectos pioneros de carácter nacional como el proyecto *Clouterre* desarrollado en Francia entre los años 1986 y 1990 por el propio gobierno francés en colaboración con la FHWA-, apenas han sufrido variación durante los más de 50 años en los que se lleva aplicando la técnica, lo que deja constancia de la solidez de los principios de funcionamiento sobre las que sienta las bases la técnica de soil nailing y de la importancia del proceso cíclico excavación-sostenimiento por fases para la construcción del muro final.

En los materiales de composición de los elementos que conforman los muros de suelo claveteado, por su parte, sí que se constata una evolución palpable. Por un lado, estarían todas aquellas innovaciones en la composición de los materiales notablemente derivadas por la competitividad del mercado y la regulación en materia de leyes de sostenibilidad y, por otro, el empleo de nuevos materiales que, sin cambiar el objetivo del elemento dentro de su contribución al sistema de sostenimiento, tienen como fin optimizar la técnica. En este sentido destacan, por parte del autor

del presente trabajo, los siguientes dos puntos que no tienen ningún respaldo a nivel normativo o de recomendación en las guías analizadas:

- ❖ El uso de resinas epoxídicas en lugar de lechada de cemento como parte de la composición de los clavos.
- ❖ El uso de macrofibras estructurales para sustituir las mallas electrosoldadas de acero para la ejecución de los muros exteriores de hormigón proyectado.

En cuanto al marco normativo, a nivel global, existe una reglamentación establecida que regula - aunque no siempre desde el respaldo legal- el ámbito de los muros de suelo claveteado mediante normas y guías a modo de manual que orientan al redactor de un proyecto a diseñar y dimensionar este tipo de sistemas de sostenimiento, además de incluir indicaciones relativas al proceso de ejecución, tanto a nivel constructivo como de control, a propuestas de instrumentación para el seguimiento y control de este tipo de muros una vez han sido ejecutados y a los programas de inspección cuando no han sido monitorizados o requieren de inspecciones complementarias a la instrumentación.

En el marco normativo nacional, por su parte, tal y como se deja intuir en el apartado 2.2.2.2 *MARCO NORMATIVO A NIVEL NACIONAL*, el autor de estas líneas estima la necesidad de una guía específica e integral para el diseño y dimensionamiento de los muros de suelo claveteado que incluya todos los procesos de cálculo y verificaciones a realizar en un documento que se referencie de las normativas y publicaciones a considerarse, con el propósito de optimizar el diseño de los muros de soil nailing partiendo por tener todo lo importante a tenerse en cuenta para un correcto diseño de manera ordenada y organizada en un manual.

En conclusión, el soil nailing se trata de una solución de sostenimiento con un abanico de usos potente y ampliamente extendido en la construcción que debe su éxito a la capacidad de rendimiento de la técnica en costes y tiempos reducidos en comparación con otras técnicas de sostenimiento, siempre que el proyecto se ajuste a una serie de limitaciones que podrían reducirse en caso de la implantación de nuevos materiales que permitan mejorar las prestaciones de adherencia y reducir los tiempos de ejecución de la técnica en campo, así como con la generación de un documento de tipo guía que fuera capaz de orientar al proyectista en la redacción de soluciones de muros de suelo claveteado de manera ordenada y concreta teniendo en cuenta la normativa de aplicación en el ámbito nacional.

### **CAPÍTULO 3. IDENTIFICACIÓN DE LA NECESIDAD / GAP EN EL CONOCIMIENTO**

A lo largo del proceso del estudio del arte de los muros de suelo claveteado, el autor del presente trabajo ha identificado una serie de ausencias que resultan destacables a su juicio, *gaps* en el conocimiento que ya se han adelantado en el apartado 2.2.9 *Síntesis del Estado del Arte* y que convendría considerarlos de estudio para que el soil nailing pueda progresar, en un proceso de mejora continua, hacia una técnica de sostenimiento más eficiente.

En este contexto, asumiendo por parte del autor posibles avances en la técnica que no han podido ser analizadas por limitaciones de tiempo obvias, se identifican las siguientes 3 ausencias o necesidades que se considera que no están desarrolladas en la medida necesaria o que las principales referencias bibliográficas consultadas, las citan de manera superficial y desde un prisma de rechazo con pobre justificación:

- ❖ USO DE RESINAS EPOXÍDICAS EN LUGAR DE LECHADA DE CEMENTO COMO PARTE DE LA COMPOSICIÓN DE LOS CLAVOS, SUSTITUYENDO LAS LECHADAS DE CEMENTO HABITUALMENTE EMPLEADAS: En la actualidad, en el mundo de la minería cada vez se tiende más al uso de resinas de epoxi diseñadas para la ejecución de anclajes estructurales, existiendo una variedad considerable de tipos de resina epoxi y técnicas de aplicación en el mercado que, en algunos casos, consiguen endurecerse a los pocos minutos de entrar en contacto con su reactivo. Entre toda la bibliografía consultada, si bien es cierto que las guías *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015) o la *Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera* (DGC, 2001) la citan como posible elemento de uso, la tónica general de las publicaciones analizadas no le dedica mayor desarrollo al estudio de una opción que, en humilde opinión del autor del presente trabajo TFM, podría aumentar el rendimiento del proceso de ejecución y sus condiciones de seguridad al reducir el tiempo de espera necesario para el endurecimiento de la lechada de cemento en comparación con la solución habitual.
- ❖ USO DE MACROFIBRAS ESTRUCTURALES PARA SUSTITUIR LAS MALLAS ELECTROSOLDADAS DE ACERO PARA LA EJECUCIÓN DE LOS MUROS EXTERIORES DE HORMIGÓN PROYECTADO: Las macrofibras estructurales, sean de acero, naturales o sintéticas, sirven para complementar e, incluso, sustituir las funciones de armado que habitualmente se le destinan al acero dentro de la composición de un hormigón armado. El empleo de estas macrofibras en sustitución de las mallas electrosoldadas es habitual para ciertas

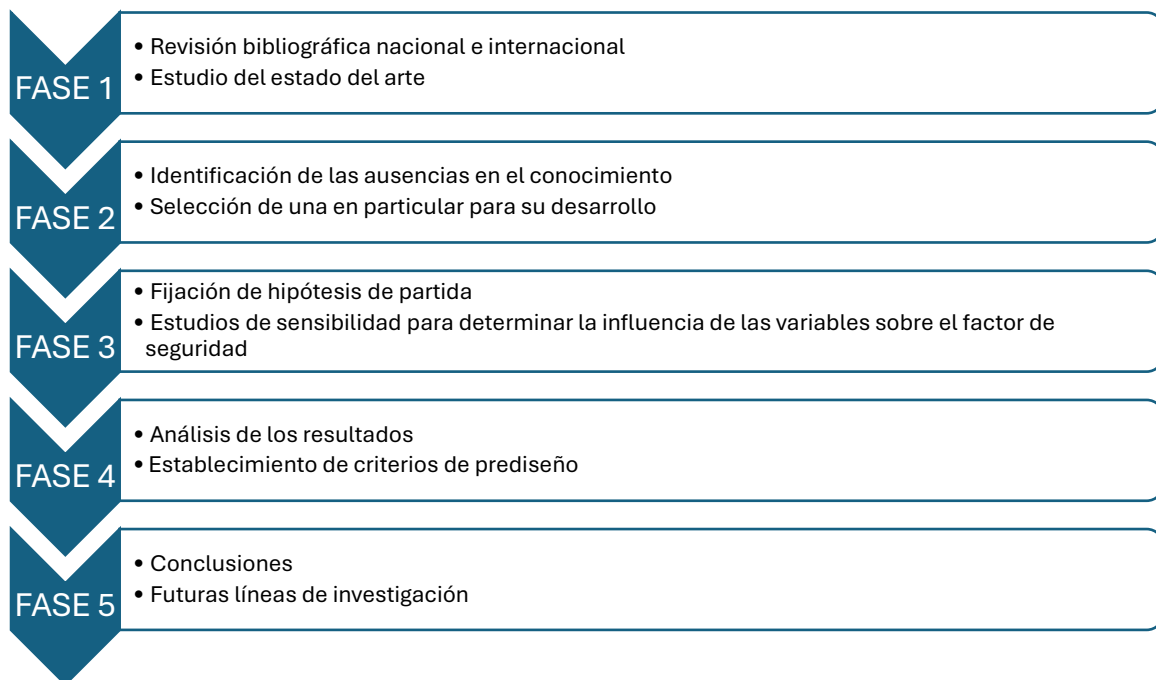
aplicaciones en obra civil como en el caso de losas en grandes superficies de almacenamiento o en el sostenimiento de túneles mediante hormigón proyectado reforzado con fibras cuando las condiciones de la roca así lo permiten. En el caso de la aplicación en el sostenimiento de taludes, el ingeniero austríaco Bernhard Wietek en su publicación *Slopes and Excavations, Design and Calculation* (Wietek, 2022) expone diferentes ejemplos y nociones sobre el cálculo y empleo del hormigón reforzado con macrofibras en muros de soil nailing. En ese sentido, el autor del presente trabajo considera que las guías de referencia internacional que han sido analizadas para la redacción del estado del arte y que gozan de un elevado nivel de aceptación entre la comunidad científica como las guías *Geoguide 7: Guide for Soil Nail Design and Calculation* (Pun, 2008), *Soil Nail Walls – Reference Manual* (FHWA, 2015) o las *Recommendations Clouterre 1991* (French National Research Project & FHWA, 1993) y *Additif 2002 aux recommandations Clouterre 1991* deberían actualizarse e integrar los procesos de dimensionamiento y validación para el caso del muro de sostenimiento exterior de hormigón proyectado reforzado con fibras, pudiendo, así, contemplar la mejora de rendimiento en la ejecución que se produciría por prescindir de las mallas electrosoldadas de acero en favor de un armado con macrofibras estructurales.

- ❖ EXISTENCIA DE UNA GUÍA ESPECÍFICA E INTEGRAL PARA EL DISEÑO, EJECUCIÓN, CONTROL DE LA EJECUCIÓN, MANTENIMIENTO E INSPECCIÓN DE MUROS DE SUELO CLAVETADO O SOIL NAILING: En el plano nacional, el autor de este trabajo estima la necesidad de una guía específica e integral para los muros de suelo claveteado que contenga en su haber todas aquellas nociones de diseño, de ejecución, de control de la ejecución, de mantenimiento y de inspección, de manera que sea una herramienta útil tanto para el redactor de un proyecto que se vea enfrentado al dimensionamiento de un muro de soil nailing, para el técnico de la empresa contratista que vaya a ejecutar el proyecto, para el responsable de la asistencia técnica que deba supervisar la ejecución de esos trabajos, para el técnico competente que deba asegurar un correcto mantenimiento del muro así como para aquel que vaya a inspeccionar la evolución del talud sostenido en el tiempo. Esta guía, debería ir en consonancia con las versiones actualizadas de la *Guía de cimentaciones en obras de carreteras* (DGC, 2009), la *Guía para el diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera* (DGC, 2001) y el *Código Estructural* (MITMA, 2021) a las que los procesos de diseño y validación se deben en su ser.

En el presente caso, debido a condicionantes temporales suscitados por una fecha de entrega en un periodo cercano, es inviable para el autor desarrollar metodologías que permitan explorar las tres ausencias detectadas. En consecuencia, se ha decidido desarrollar la tercera de las ausencias detectadas, la que corresponde a una guía específica e integral que contemple todo el ciclo de vida de un muro de soil nailing. Para ello, se centrará en la parte de prediseño de este tipo de muros, tratando de establecer unos criterios de partida y dejando el resto de los puntos correspondientes al propio diseño, a la ejecución, a su control, al mantenimiento e inspección, al igual que el desarrollo del uso de resina epoxídicas para sustituir la lechada de cemento y las macrofibras estructurales por las mallas electrosoldadas de acero, como futuras líneas de investigación en ese proceso de optimización de la técnica de sostenimiento del claveteado del terreno.

## **CAPÍTULO 4. PLANTEAMIENTO DE LA METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN**

En el presente capítulo se describe el planteamiento de la metodología de investigación para su aplicación en los casos de estudio. El esquema conceptual obedece a la siguiente figura:



*Figura 98: Esquema conceptual del planteamiento de la metodología de investigación (Fuente: Elaboración propia)*

En las líneas que vienen a continuación, se desarrollará la fase que ocupa al presente capítulo y que corresponde a la Fase 3 del esquema conceptual anteriormente citado. En cualquier caso, la metodología se basa en el estudio de sensibilidad de diferentes variables como la longitud del bulón, su diámetro y el tipo de inyección sobre un mismo talud, cambiando la composición del material que lo conforma y teniendo en cuenta las fases excavación del proceso constructivo requeridos para la ejecución del muro de suelo claveteado.

El objetivo de la investigación es la observación y análisis de la influencia de las variables estudiadas respecto de la estabilidad global del conjunto en diferentes condiciones, de manera que se busca establecer unas nociones de prediseño que sirvan de punto de partida para la elaboración de una guía específica e integral para el diseño, ejecución, control de la ejecución, mantenimiento e inspección de muros de suelo claveteado o soil nailing.

#### 4.1 DEFINICIÓN DE LAS HIPÓTESIS DE PARTIDA

La metodología empleada para la investigación e implantación en los casos de estudio ha partido, en primer lugar, de la fijación de una serie de hipótesis para partir de una situación acotada a la hora de desarrollar los estudios de sensibilidad:

- ❖ **CARACTERÍSTICAS DEL TALUD DE ESTUDIO:** Se establece un talud de 10 m de altura (H) excavado en un terreno natural, con una pendiente ( $\alpha$ ) de 10V:1H y sin presencia de talud de montera ( $\beta$ ).

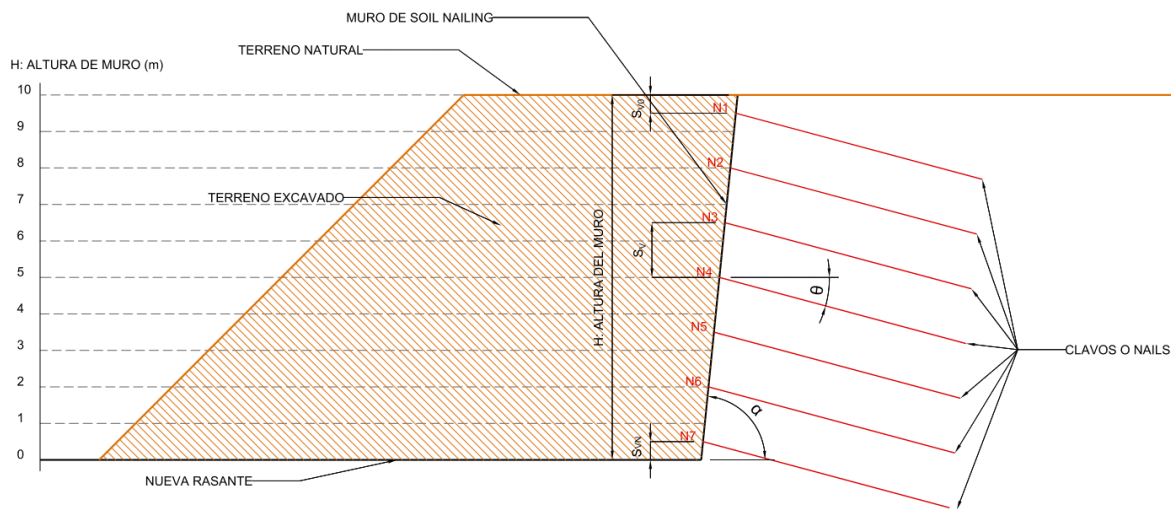


Figura 99: Croquis de las características del talud de estudio (Fuente: Elaboración propia)

- ❖ **CARACTERÍSTICAS DE LA EJECUCIÓN DE LOS CLAVOS:** En el talud de estudio se disponen 7 niveles de clavos, a ejecutar en 7 niveles de excavación tal y como se ha descrito en el apartado 2.2.4 correspondiente al *proceso constructivo*. Se han fijado las separaciones verticales ( $S_V$ ) y horizontales ( $S_H$ ) entre clavos a 1,5 m, así como las distancias entre coronación ( $S_{V0}$ ) y primer clavo y último clavo y fondo de excavación ( $S_{VN}$ ) siendo de 0,5 m en ambos casos. La inclinación de los clavos ( $\theta$ ) respecto de la horizontal se fija en 15°.

Tabla 18: Posición de los niveles de excavación y clavos o nails (Fuente: Elaboración propia)

| CLAVO Nº            | POSICIÓN (X) | POSICIÓN (Y) | PROFUNDIDAD (M) |
|---------------------|--------------|--------------|-----------------|
| <b>CORONACIÓN</b>   | <b>1</b>     | <b>10</b>    | <b>0</b>        |
| <b>N1</b>           | 0,95         | 9,5          | 0,5             |
| <b>NIVEL 1 EXC.</b> | <b>0,9</b>   | <b>9</b>     | <b>1</b>        |
| <b>N2</b>           | 0,8          | 8            | 2               |
| <b>NIVEL 2 EXC.</b> | <b>0,75</b>  | <b>7,5</b>   | <b>2,5</b>      |

|                     |             |            |            |
|---------------------|-------------|------------|------------|
| <b>N3</b>           | 0,65        | 6,5        | 3,5        |
| <i>NIVEL 3 EXC.</i> | <i>0,6</i>  | <i>6</i>   | <i>4</i>   |
| <b>N4</b>           | 0,5         | 5          | 5          |
| <i>NIVEL 4 EXC.</i> | <i>0,45</i> | <i>4,5</i> | <i>5,5</i> |
| <b>N5</b>           | 0,35        | 3,5        | 6,5        |
| <i>NIVEL 5 EXC.</i> | <i>0,3</i>  | <i>3</i>   | <i>7</i>   |
| <b>N6</b>           | 0,2         | 2          | 8          |
| <i>NIVEL 6 EXC.</i> | <i>0,15</i> | <i>1,5</i> | <i>8,5</i> |
| <b>N7</b>           | 0,05        | 0,5        | 9,5        |
| <i>FONDO</i>        | <i>0</i>    | <i>0</i>   | <i>10</i>  |

- ❖ **CARACTERÍSTICAS DEL MURO DE SOIL NAILING:** En la tabla 19 se muestran las características geométricas de los elementos que conforman el muro de soil nailing, así como los parámetros de los elementos que se han considerado como variables para realizar los estudios de sensibilidad.

Tabla 19: Adaptación de la Tabla 14 a las características del caso de estudio

| ELEMENTO                        | CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES |                 |                       |     | COMENTARIOS         |
|---------------------------------|-----------------------------|-----------------|-----------------------|-----|---------------------|
| <b>BULÓN</b>                    | Tipo                        | ---             | Barra GEWI            | --- |                     |
|                                 | Diámetro                    | $D_b$           | Variable              | mm  | Fijado a 32 mm (*)  |
|                                 | Longitud                    | $L_b$           | Variable              | m   | Fijado a 7 m (*)    |
|                                 | Inclinación                 | $\theta$        | 15                    | °   |                     |
|                                 | Calidad del acero           | ---             | B500S                 | --- |                     |
| <b>LECHADA</b>                  | Diámetro perforación        | $D_{DH}$        | Variable              | mm  | Fijado a 105 mm (*) |
|                                 | Resist. característica      | $f_{ck}$        | 25                    | Mpa |                     |
|                                 | Tipo de inyección           | ---             | Variable              | --- | Fijado a IU (*)     |
| <b>HORMIGÓN PROYECTADO</b>      | Espesor                     | $e$             | 30                    | cm  |                     |
|                                 | Resist. característica      | $f_{ckp}$       | 30                    | MPa |                     |
| <b>ARMADURA</b>                 | Tipo de armado              | ---             | Malla Electro soldada | --- |                     |
|                                 | Composición                 | ---             | 15x15x6               | --- |                     |
|                                 | Calidad                     | ---             | B500S                 | --- |                     |
| <b>BARRAS DE REF. EN CABEZA</b> | Tipo de refuerzo            | ---             | Barras                | --- |                     |
|                                 | Diámetro                    | $D_{BR}$        | 16                    | mm  |                     |
| <b>PLACA DE ANCLAJE</b>         | Longitud lado               | $l$             | 25                    | cm  |                     |
|                                 | Espesor                     | $e$             | 20                    | mm  |                     |
| <b>PERNOS DE CONEXIÓN</b>       | Tipo                        | ---             | ASTM A307             | mm  | (**)                |
|                                 | Longitud perno              | $L_s$           | 104,8                 | mm  | (**)                |
|                                 | Diámetro cabeza             | $D_H$           | 25,4                  | mm  | (**)                |
|                                 | Esp. cabeza/vástago         | $t_{SH}/D_{SC}$ | 7,87/12,7             | mm  | (**)                |
|                                 | Separac. entre pernos       | $S_{SH}$        | 152,4                 | mm  | (**)                |

(\*) Estos parámetros se han fijado a lo dispuesto en el comentario cuando no han sido una variable de estudio. Por ejemplo, cuando se ha analizado la influencia de la longitud el resto de los parámetros de carácter variable se han fijado a la condición indicada en el apartado del comentario.

(\*\*) Se ha decidido quedar en el lado conservador y los pernos de conexión no han sido tenidos en cuenta en el cálculo del paramento exterior.

- ❖ **CARACTERÍSTICAS DE LOS TERRENOS DE ESTUDIO:** Se han definido 3 terrenos diferentes sobre los cuales lanzar los estudios de sensibilidad: un terreno limoso (representa un terreno malo), suelo arenoso-cementoso tipo Fontainebleau (representa un terreno bueno) y un suelo margoso-calcáreo (representa un terreno regular). Las características de cada una de ellas se muestran en la tabla que viene a continuación.

Tabla 20: Características de los terrenos para los estudios de sensibilidad

| <b>TERRENO 1: SUELO LIMOSO (MALO)</b> |                                 |       |                   |
|---------------------------------------|---------------------------------|-------|-------------------|
| $\varphi'$                            | Ángulo de rozamiento interno    | 30    | °                 |
| $\gamma$                              | Densidad                        | 22    | kN/m <sup>3</sup> |
| $c'$                                  | Cohesión                        | 20    | kPa               |
| $q_u$                                 | Resistencia a compresión simple | 0,300 | MPa               |
| $a_{lim}$                             | Adherencia límite (*)           | 150   | kPa               |

(\*) Adherencia límite resultante de aplicar el ábaco de la figura 70.

| <b>TERRENO 2: SUELO ARENOSO-CEMENTOSO (BUENO)</b> |                              |     |                   |
|---|------------------------------|-----|-------------------|
| $\varphi'$  | Ángulo de rozamiento interno | 38  | °                 |
| $\gamma$  | Peso específico              | 21  | kN/m <sup>3</sup> |
| $c'$  | Cohesión                     | 4   | kPa               |
| $N_{SPT}$   | Resistencia a la penetración | 60  | golpes            |
| $a_{lim}$   | Adherencia límite (**)       | 350 | kPa               |

(\*\*) Adherencia límite resultante de aplicar el ábaco de la figura 69.

| <b>TERRENO 3: SUELO MARGOSO CALCÁREO (REGULAR)</b> |                                 |     |                   |
|--|---------------------------------|-----|-------------------|
| $\varphi'$   | Ángulo de rozamiento interno    | 30  | °                 |
| $\gamma$   | Peso específico                 | 20  | kN/m <sup>3</sup> |
| $c'$   | Cohesión                        | 15  | kPa               |
| $q_u$  | Resistencia a compresión simple | 1   | MPa               |
| $a_{lim}$  | Adherencia límite (***)         | 270 | kPa               |

(\*\*\*) Adherencia límite resultante de aplicar el ábaco de la figura 71.

#### 4.2 DEFINICIÓN DE LOS ESTUDIOS DE SENSIBILIDAD Y LOS MÉTODOS DE VALORACIÓN

Una vez definidas las hipótesis de cálculo, se determinan los estudios de sensibilidad a realizar para ver la influencia de las variables de estudio sobre el factor de seguridad de la estabilidad global del sistema y con el objeto de establecer ciertos criterios de prediseño para muros de suelo claveteado.

En primer lugar, se han establecido 3 variables de estudio sobre el talud establecido que podrá estar compuesto por los tres terrenos anteriormente definidos. En cada caso de estudio las otras variables se fijan a los valores definidos en la Tabla 19:

- ❖ CASO 1: ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA LONGITUD DE LOS CLAVOS EN SU RELACIÓN CON LA ALTURA.
- ❖ CASO 2: ESTUDIO DE LA REPERCUSIÓN DEL DIÁMETRO DE LOS BULONES.
- ❖ CASO 3: ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DEL TIPO DE INYECCIÓN UTILIZADA.

Se han definido los métodos de comprobación de la estabilidad global según los cuales se obtienen los factores de seguridad que servirán para valorar cada caso de estudio y ver la repercusión de cada variable. En este sentido los métodos considerados han sido los siguientes:

- ❖ MÉTODO BISHOP SIMPLIFICADO: Método iterativo desarrollado por A.W. Bishop y publicado en *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes* (A. W. Bishop, 1954), consiste en el análisis de la estabilidad de un talud partiendo de un círculo de rotura que se reparte en rebanadas para simplificar su estudio. Se confrontan los momentos estabilizadores y desestabilizadores, de cuya relación resulta el factor de seguridad.

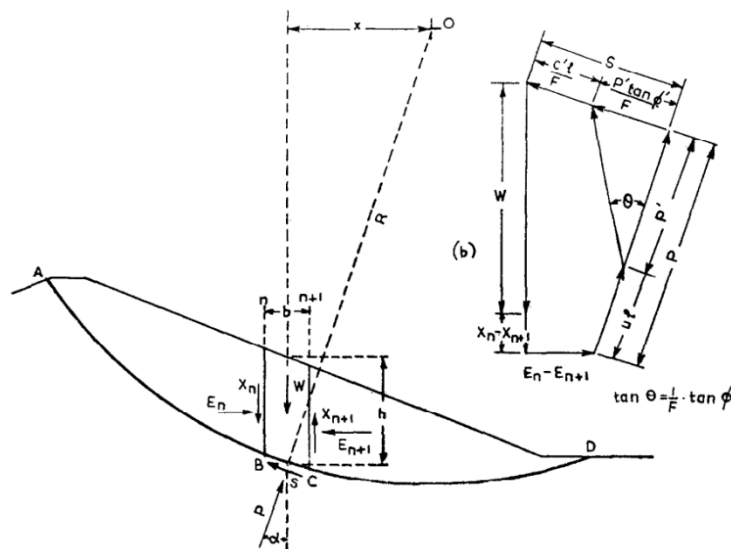


Figura 100: Explicación gráfica del método de Bishop Simplificado (Fuente: *Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes* (A. W. Bishop, 1954))

Ecuación 70. Expresión para la obtención del factor seguridad FS según el método de Bishop

Simplificado.

$$FS_{BS} = \frac{\sum \left[ \frac{c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi'_i}{1 + \frac{\tan \varphi'_i \sin \alpha_i}{FS}} \right]}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

Siendo:

- $c'_i$ : Cohesión efectiva en la base de la rebanada.
- $b_i$ : Ancho de la base de la rebanada.
- $W_i$ : Peso de la rebanada.
- $\varphi'_i$ : Ángulo de fricción efectiva.
- $u_i$ : Presión de poros en la base de la rebanada.
- $\alpha_i$ : Ángulo de la base respecto de la horizontal.
- $FS$ : Factor de seguridad implícita.

- ❖ MÉTODO JANBU SIMPLIFICADO: Se trata de un método de equilibrio límite que permite el análisis de la estabilidad de taludes sin necesidad de que la superficie de rotura tenga un carácter circular y fue presentado en la publicación *Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis* (N. Janbu, 1954). Se basa en el equilibrio de las fuerzas horizontales y verticales partiendo del método de dovelas o rebanadas definido por A.W. Bishop.

Ecuación 71. Expresión para la obtención del FS según el método de Janbu Simplificado.

$$FS_{JS} = \frac{\sum [c'_i b_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i b_i) \tan \varphi'_i]}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

Siendo:

- $c'_i$ : Cohesión efectiva en la base de la rebanada.
- $b_i$ : Ancho de la base de la rebanada.
- $W_i$ : Peso de la rebanada.
- $\varphi'_i$ : Ángulo de fricción efectiva.
- $u_i$ : Presión de poros en la base de la rebanada.
- $\alpha_i$ : Ángulo de la base respecto de la horizontal.

- ❖ MÉTODO MORGENSTERN-PRICE: Este método fue lanzado en la publicación *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces* (N.R. Morgenstern & V.E. Price, 1965) y se trata de un proceso iterativo en el que se forma un sistema de mismo nivel de ecuaciones e incógnitas para su resolución. Parte de la descomposición en dovelas o rebanadas de la superficie de rotura, que no tiene por qué ser circular ni solamente uno, y tiene en cuenta el equilibrio tanto de fuerzas como de momentos, así como la relación interlaminar entre dovelas. Se asumen diferentes funciones que representan las superficies de rotura  $y$ , en base a los equilibrios de fuerzas y momentos, se obtienen unas relaciones de los valores FS y  $\lambda$  que, a través de iteraciones terminan ajustándose a su valor final.

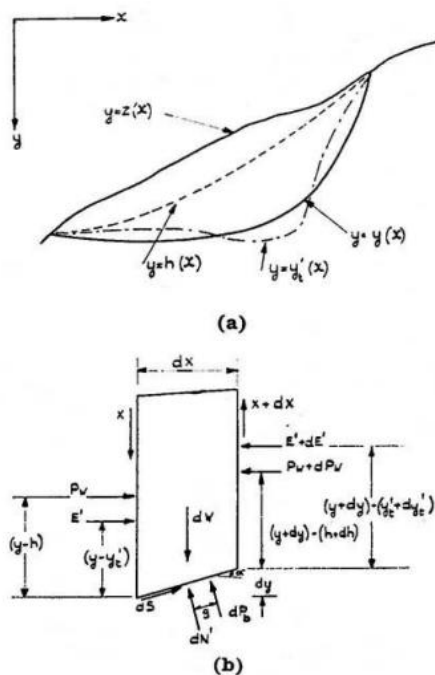


Figura 101: Asunción de superficies de rotura y esquemas de las fuerzas actuantes sobre una rebanada infinitesimal.

**Ecuaciones 72-73. Relación de ecuaciones para hallar FS según el método Morgenstern-Price.**

$$F_1(FS, \lambda) = \sum (F_H) = 0$$

$$F_2(FS, \lambda) = \sum (M) = 0$$

Cabe citar que, para el desarrollo de los casos de estudio, todos los factores de seguridad y sus superficies de rotura asociados han sido obtenidos utilizando el software SLIDE, independientemente del método utilizado.

## **CAPÍTULO 5. ESTUDIO DE LOS CASOS Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS**

Los estudios de los casos se centran en la observación del factor de seguridad derivado de la variación de las variables según los métodos propuestos. El proceso de estudio de cada caso ha consistido en cambiar una variable y en correr el modelo utilizando el software Slide para obtener el factor de seguridad, teniendo en cuenta que se tienen 7 niveles de excavación, 3 tipos de terreno y 3 métodos diferentes para la determinación del FS en cada caso. En las líneas que vienen a continuación se lanzarán todos los casos de estudio realizados y se expondrán los principales resultados obtenidos para cada caso.

Antes de presentar los casos de estudio, cabe destacar que se han realizado una serie de cálculos relativos a la resistencia a tracción de los clavos *-tensile capacity-*, a la capacidad resistente al punzonamiento del paramento exterior de hormigón proyectado *-plate capacity-* y a la capacidad de adherencia del propio clavo contra el terreno *-bond strength-* para que el software Slide pueda computar atendiendo a las condiciones requeridas. Para la determinación de estos parámetros se ha utilizado una hoja Excel alimentada con las ecuaciones pertinentes. Como los resultados varían según algunas variables de estudio, los valores correspondientes serán descritos en el desarrollo de cada caso.

### **5.1 CASO 1: ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA LONGITUD DE LOS CLAVOS EN SU RELACIÓN CON LA ALTURA**

En el primer caso se pretende ver la relación del factor de seguridad con la longitud de los clavos en su relación con la altura. El objeto de observar esta influencia viene motivado por la importancia que tiene la longitud del clavo en el prediseño.

Para llevar a cabo este estudio de sensibilidades, se han considerado 7 medidas diferentes comprendidas entre los  $L/H=0,6$  y  $L/H=1,2$  con desfase de 0,1 para cada caso. En resumen, teniendo que la altura del muro es de 10 m, se han estudiado los casos de  $L = 6-7-8-9-10-11-12$  m. El diámetro del bulón se mantiene en 32 mm y el tipo de inyección en inyección única (IU).

#### **5.1.1 CASO 1 - TERRENO 1**

Consiste en el estudio de las diferentes longitudes planteadas en el caso de tener un suelo limoso cuyas características han sido descritas en el apartado 4.1 de *definición de las hipótesis de partida*.

Para arrancar con la simulación, se introducen los siguientes valores relativos al muro de soil nailing:

- Resistencia a tracción:  $P_N = \min(P_{N,1}, P_{N,2}) = 227 \text{ kN}$
- Resistencia al punzonamiento de la gunita:  $V_R = \min(V_{Rd,1}, V_{Rd,2}) = 91 \text{ kN}$
- Fuerza de adherencia:  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 20 \text{ kN/m}$

Tras definir estos parámetros e integrárselos al modelo de Slide, se lanzan las simulaciones pertinentes cambiando la longitud del bulón en cada caso.

Sirva el croquis de debajo para ilustrar el contexto correspondiente al presente caso de estudio.

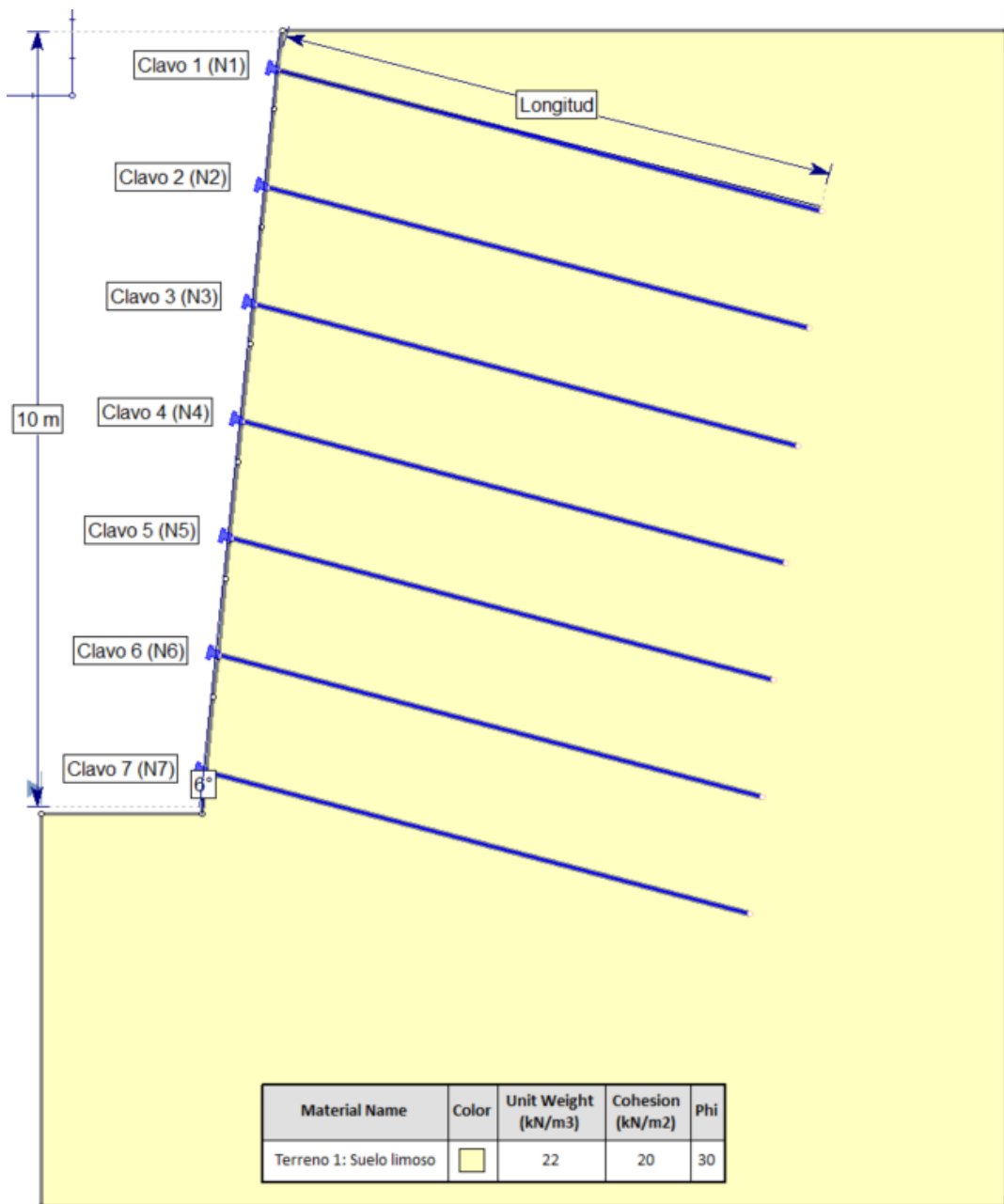


Figura 102: Croquis correspondiente al caso de estudio 1 en Terreno tipo 1 representativo de un terreno malo (Fuente: Elaboración propia)

5.1.1.1 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 6$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 21: Resultados FS Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 6$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - $L_b = 6$ m |           |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                               | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                     | 8,162     | 8,657     | 9,125      |
| N2                                     | 3,253     | 8,597     | 8,282      |
| N3                                     | 3,316     | 4,958     | 4,198      |
| N4                                     | 2,356     | 2,705     | 2,710      |
| N5                                     | 1,891     | 1,965     | 2,000      |
| N6                                     | 1,600     | 1,625     | 1,649      |
| N7                                     | 1,408     | 1,408     | 1,423      |

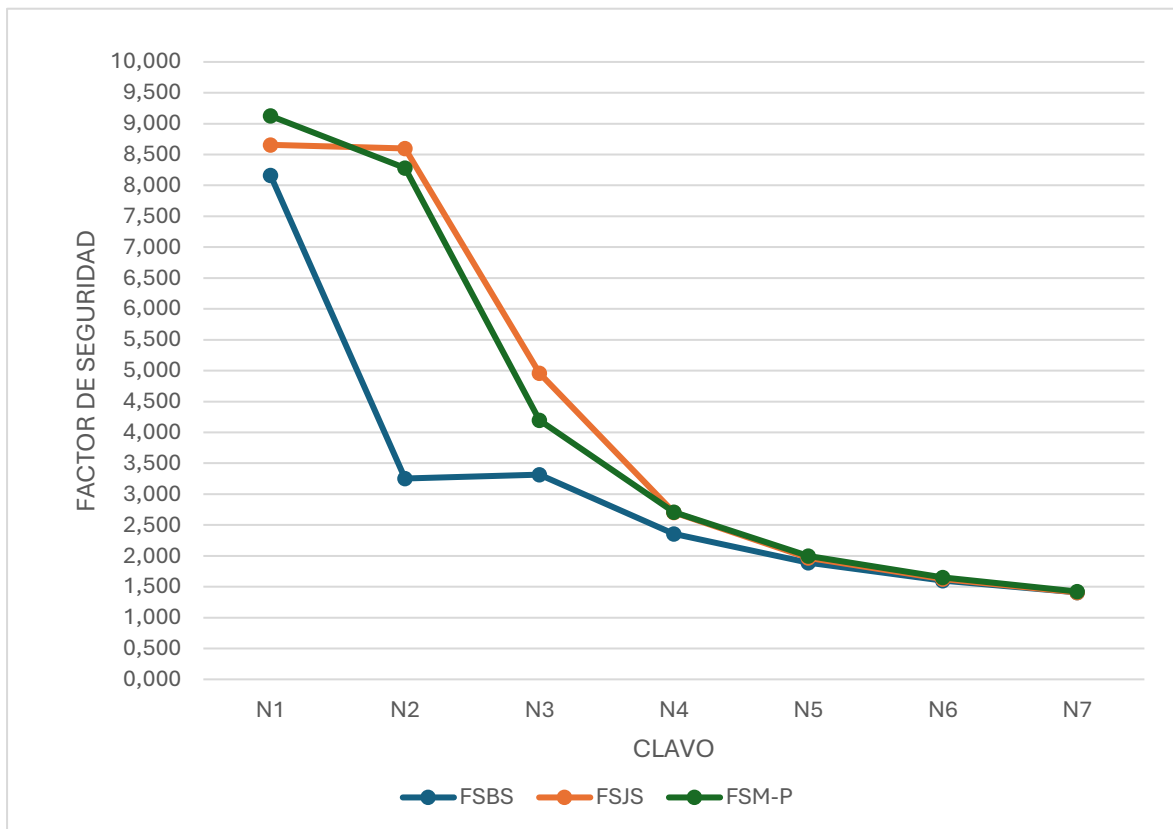


Figura 103: Gráfico de evolución del FS Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 6$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.1.2 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 7$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 22: Resultados FS – Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 7$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - $L_b = 7$ m |           |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                               | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                     | 8,162     | 8,657     | 9,125      |
| N2                                     | 3,253     | 8,597     | 8,282      |
| N3                                     | 3,316     | 7,076     | 5,851      |
| N4                                     | 2,567     | 3,334     | 3,191      |
| N5                                     | 2,156     | 2,257     | 2,316      |
| N6                                     | 1,784     | 1,798     | 1,854      |
| N7                                     | 1,557     | 1,553     | 1,581      |

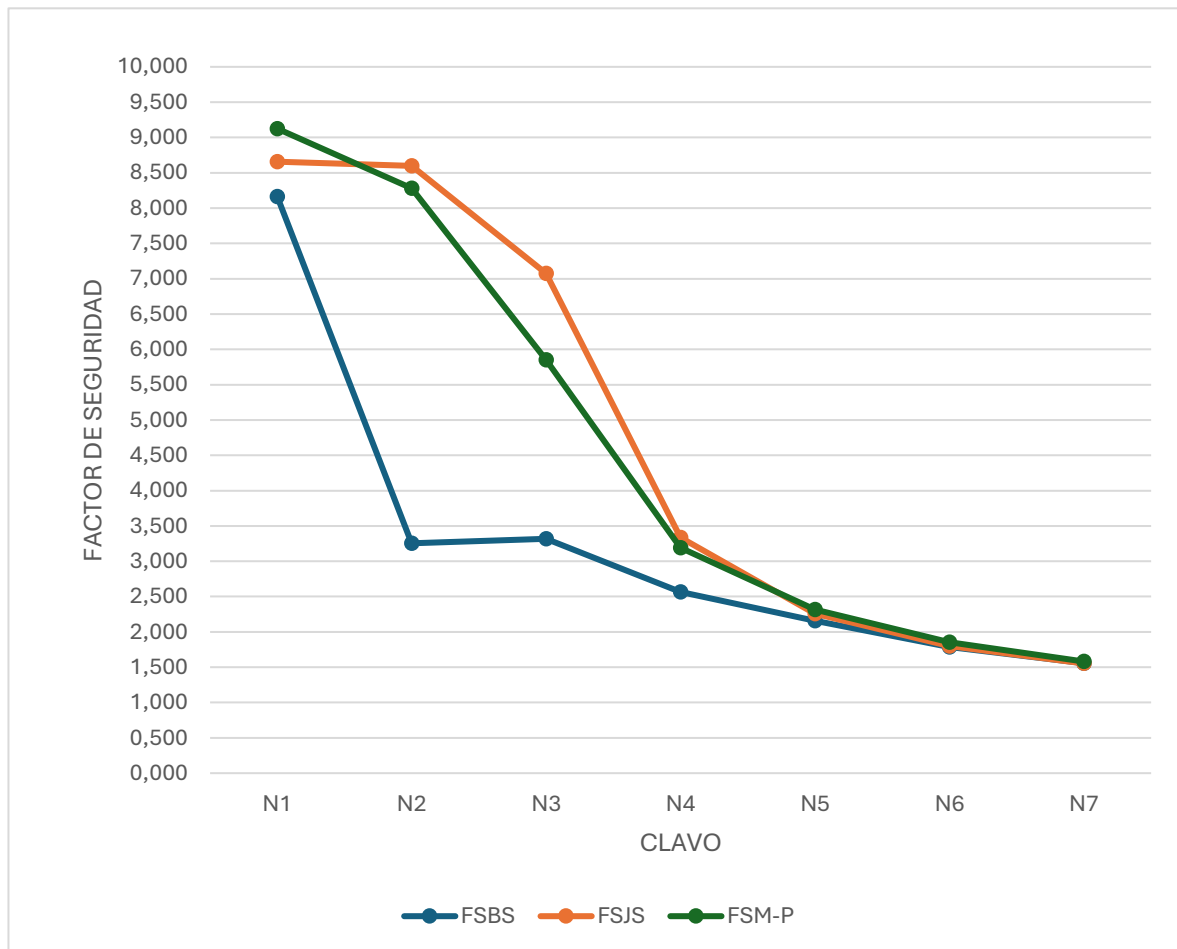


Figura 104: Gráfico de evolución del FS Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 7$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.1.3 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 8$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 23: Resultados FS Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 8$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - $L_b = 8$ m |           |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                               | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                     | 8,162     | 8,657     | 9,125      |
| N2                                     | 3,253     | 8,597     | 8,282      |
| N3                                     | 3,316     | 11,738    | 9,008      |
| N4                                     | 2,567     | 4,244     | 3,851      |
| N5                                     | 2,384     | 2,627     | 2,706      |
| N6                                     | 1,994     | 2,004     | 2,091      |
| N7                                     | 1,719     | 1,699     | 1,765      |

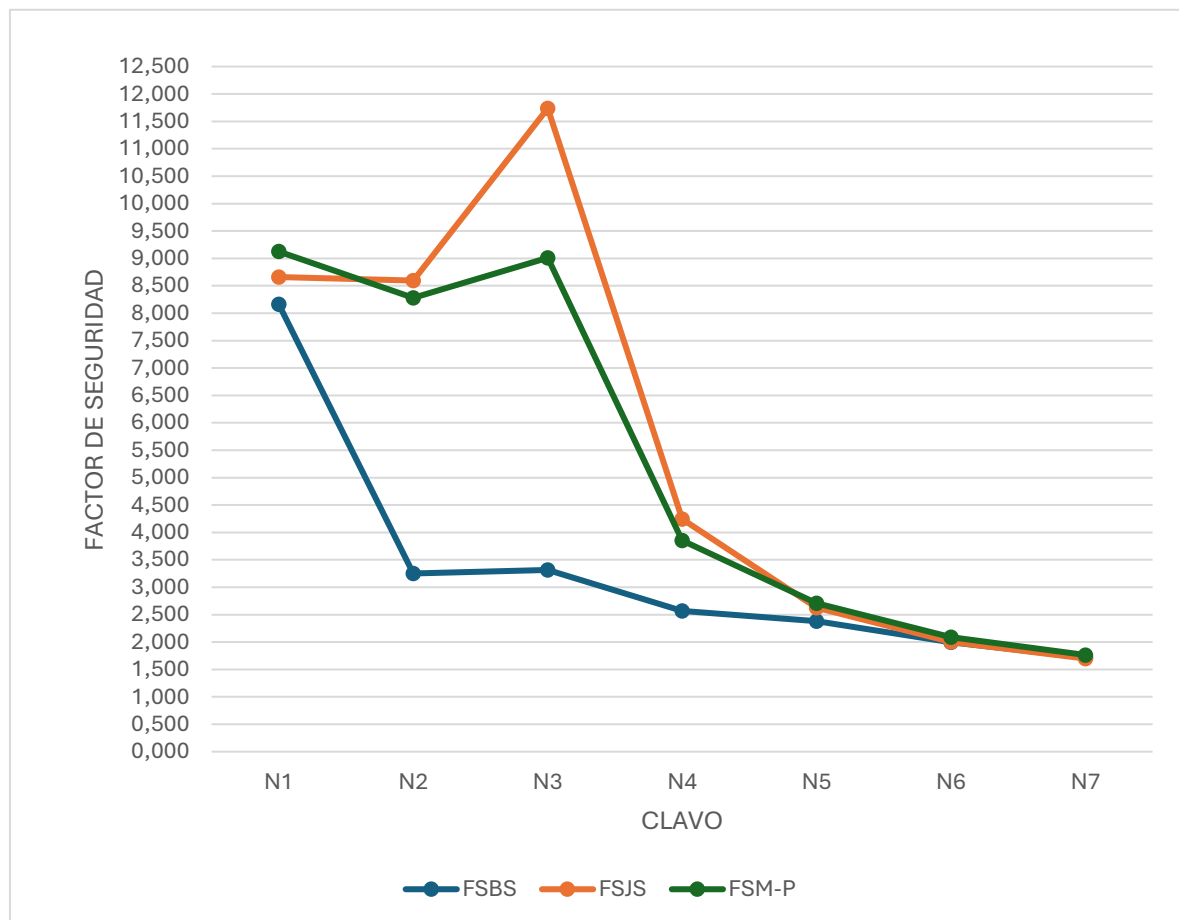


Figura 105: Gráfico de evolución de FS Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 8$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.1.4 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 9$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 24: Resultados FS Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 9$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - $L_b = 9$ m |           |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                               | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                     | 8,162     | 8,657     | 9,128      |
| N2                                     | 3,253     | 8,597     | 8,282      |
| N3                                     | 3,316     | 14,405    | 10,519     |
| N4                                     | 2,567     | 5,504     | 4,866      |
| N5                                     | 2,384     | 3,102     | 3,071      |
| N6                                     | 2,106     | 2,272     | 2,356      |
| N7                                     | 1,754     | 1,885     | 1,951      |

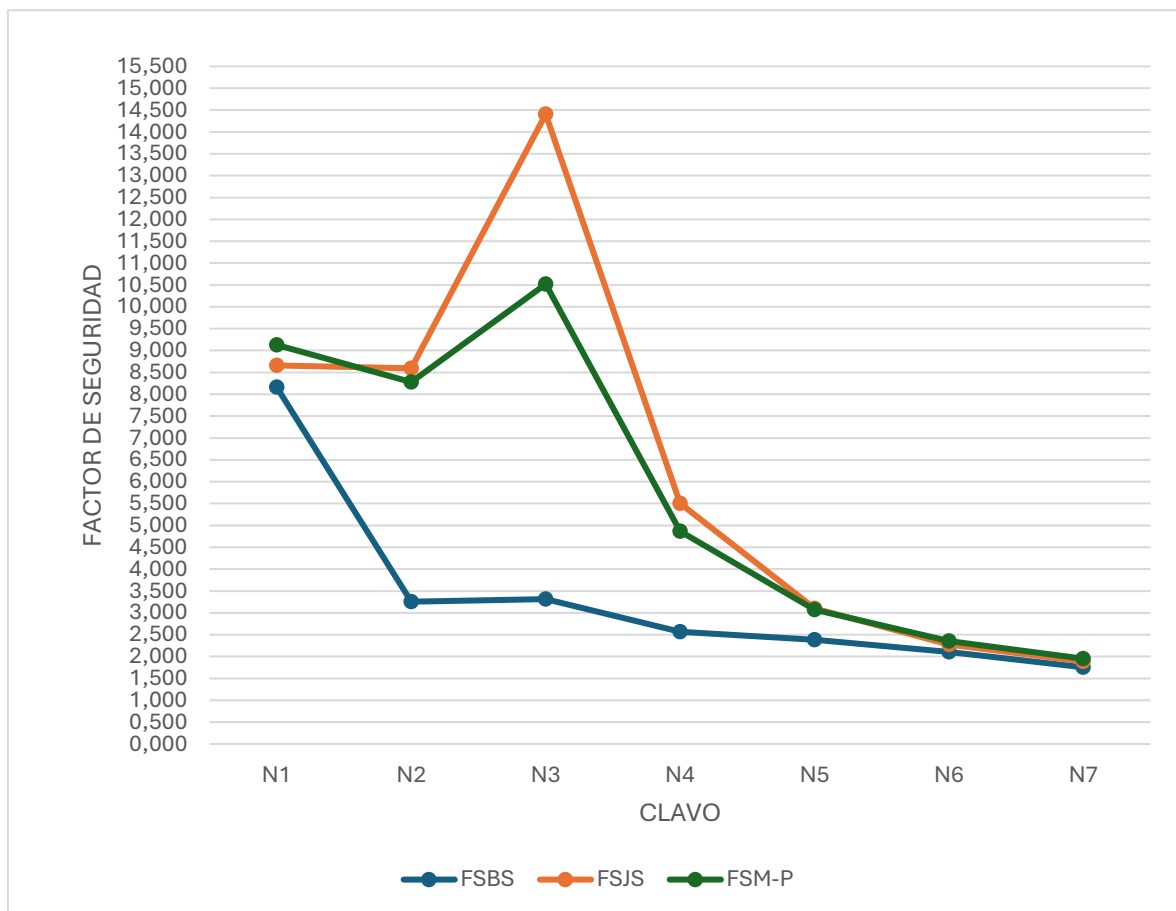


Figura 106: Gráfico de evolución de FS Caso 1 – Terreno 1 -  $L_b = 9$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.1.5 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 10$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 25: Resultados FS – Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 10$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - $L_b = 10$ m |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                      | 8,162     | 8,657     | 9,128      |
| N2                                      | 3,253     | 8,597     | 8,282      |
| N3                                      | 3,316     | 14,405    | 11,956     |
| N4                                      | 2,567     | 6,583     | 5,614      |
| N5                                      | 2,384     | 3,703     | 3,403      |
| N6                                      | 2,106     | 2,595     | 2,476      |
| N7                                      | 1,754     | 2,095     | 2,098      |



Figura 107: Gráfico de evolución de FS Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 10$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.1.6 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 11$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 26: Resultados FS – Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 11$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - $L_b = 11$ m |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                      | 8,162     | 8,657     | 9,128      |
| N2                                      | 3,253     | 8,597     | 8,282      |
| N3                                      | 3,316     | 14,405    | 11,956     |
| N4                                      | 2,567     | 7,486     | 6,169      |
| N5                                      | 2,384     | 4,211     | 3,796      |
| N6                                      | 2,106     | 2,863     | 2,743      |
| N7                                      | 1,754     | 2,291     | 2,344      |

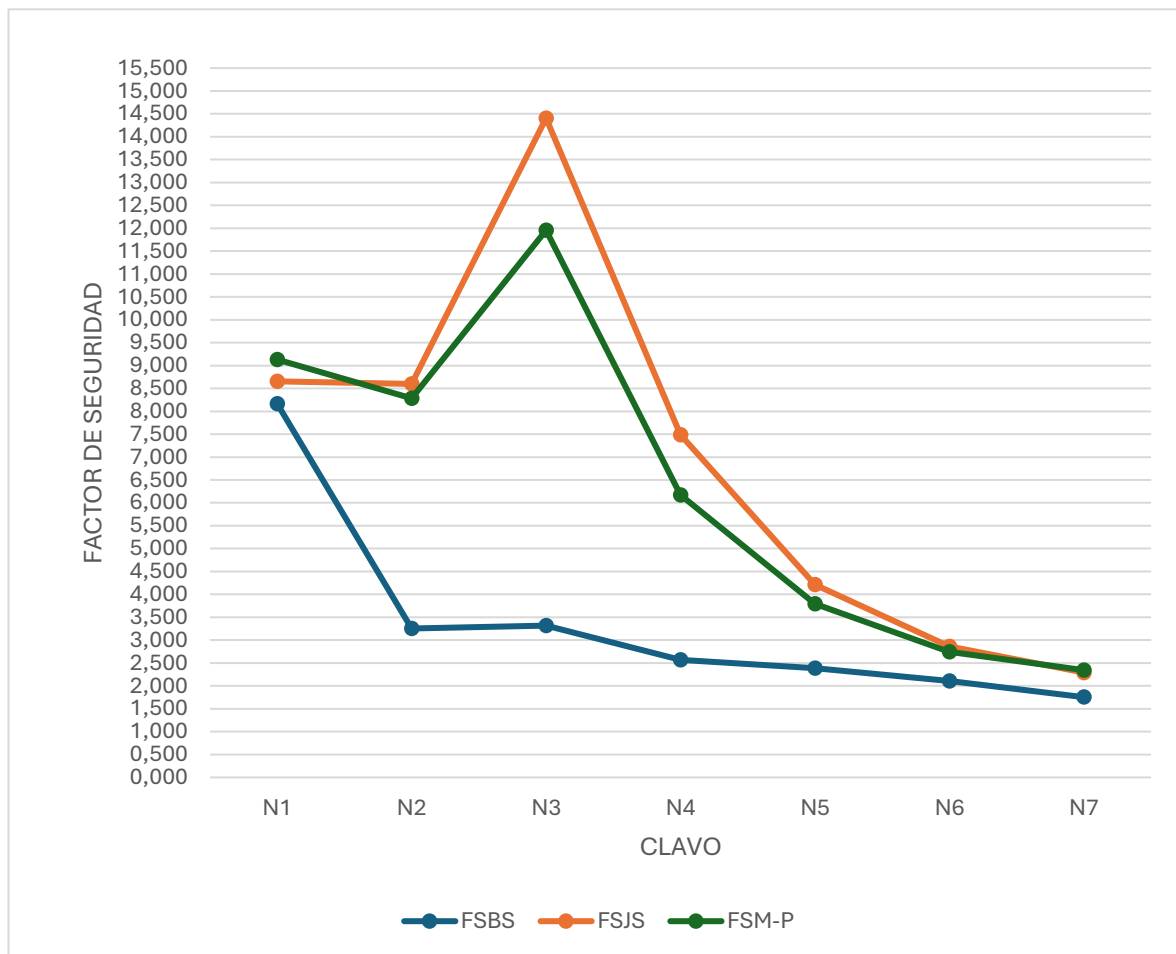


Figura 108: Gráfico de evolución de FS Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 11$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.1.7 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 12$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 27: Resultados FS Caso 1 – Terreno 1 –  $L_b = 12$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - $L_b = 12$ m |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                      | 8,162     | 8,657     | 9,128      |
| N2                                      | 3,253     | 8,597     | 8,282      |
| N3                                      | 3,316     | 14,405    | 11,956     |
| N4                                      | 2,567     | 9,208     | 6,967      |
| N5                                      | 2,384     | 4,849     | 4,384      |
| N6                                      | 2,106     | 3,250     | 3,020      |
| N7                                      | 1,754     | 2,484     | 2,481      |

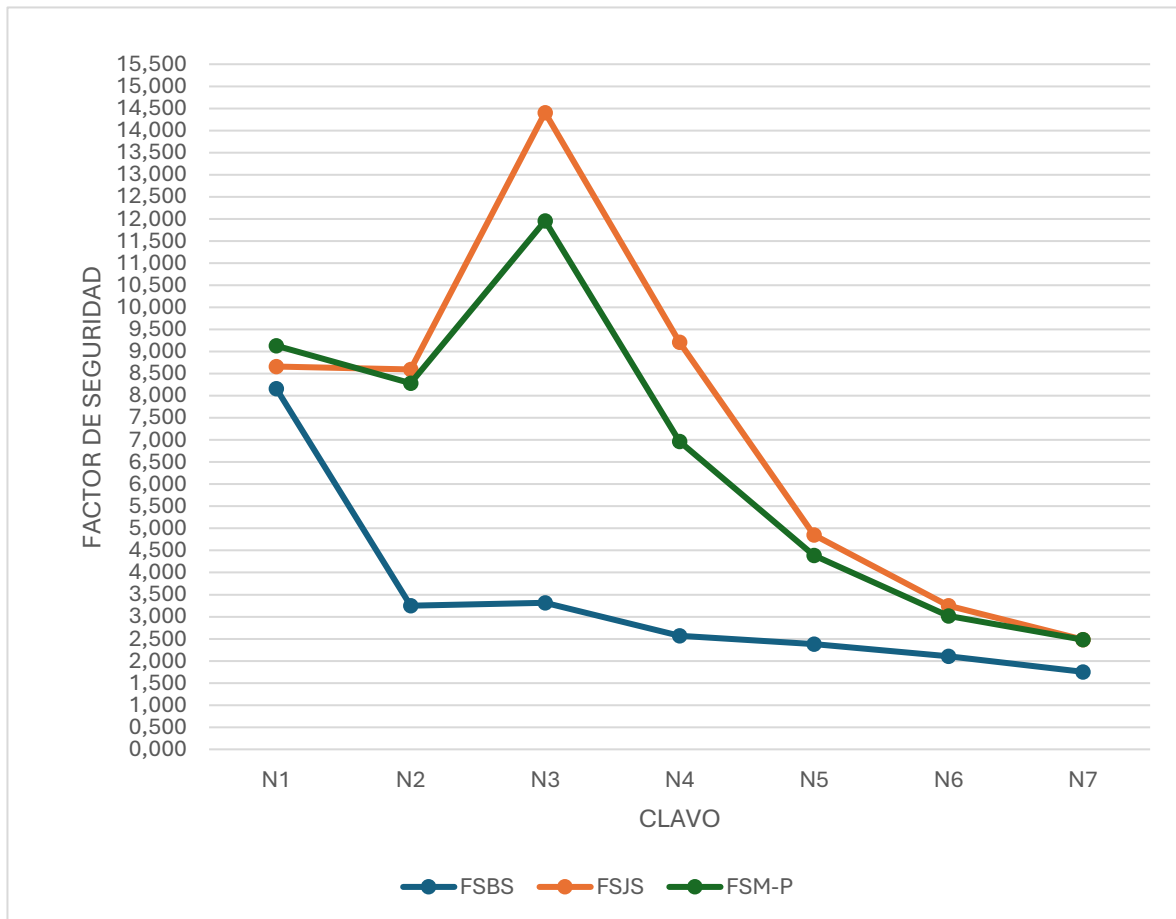


Figura 109: Gráfico de evolución de FS Caso 1 – Terreno 1 -  $L_b = 12$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.1.8 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 1 – TERRENO 1

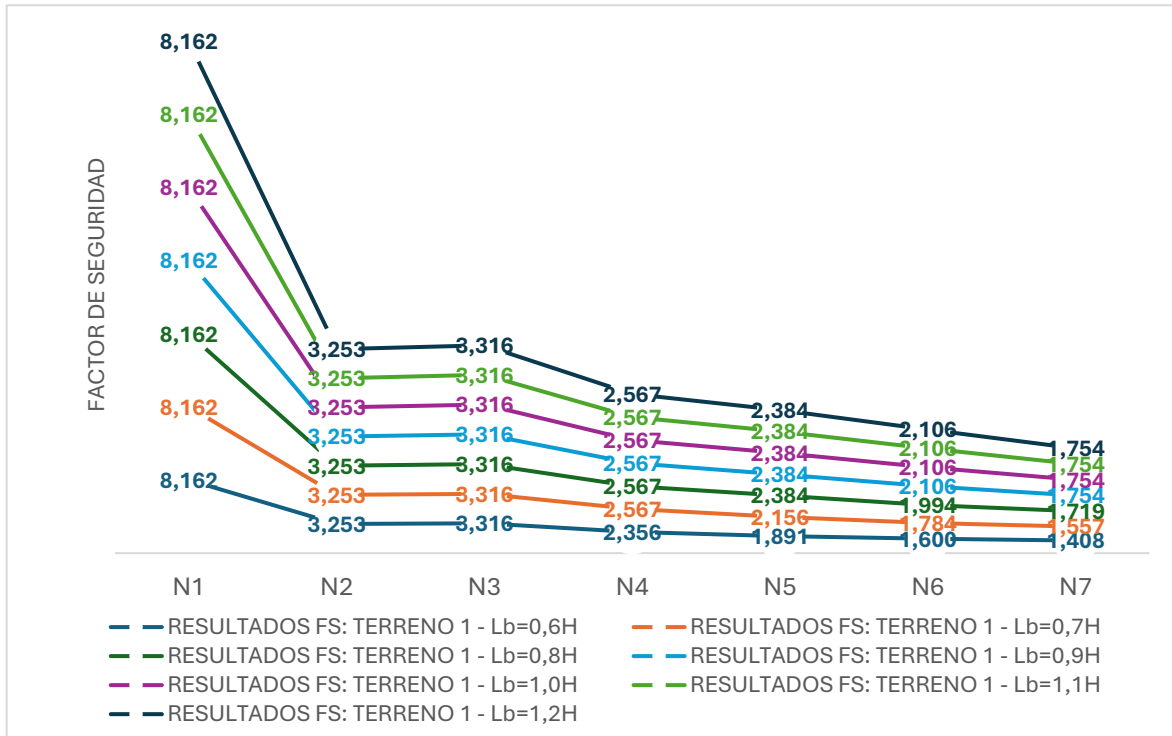


Figura 110: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 1 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)

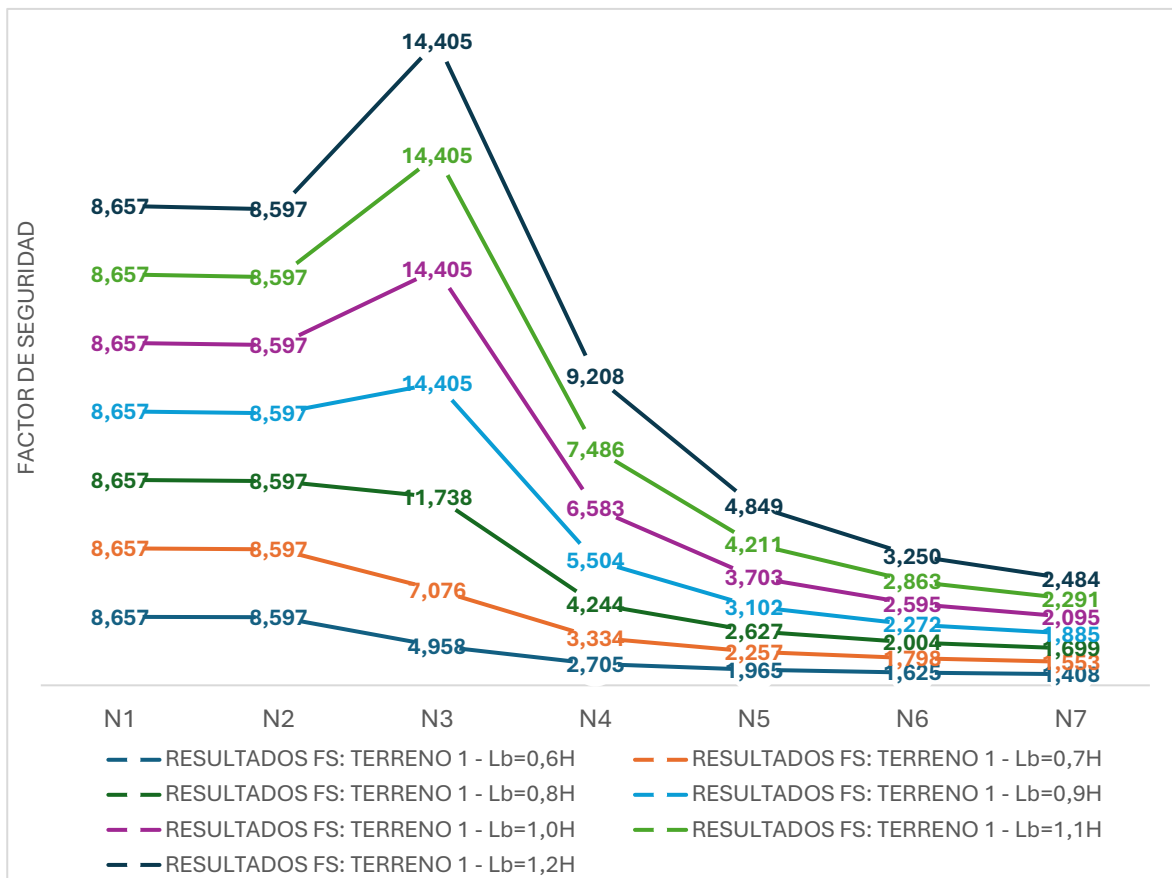


Figura 111: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 1 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)

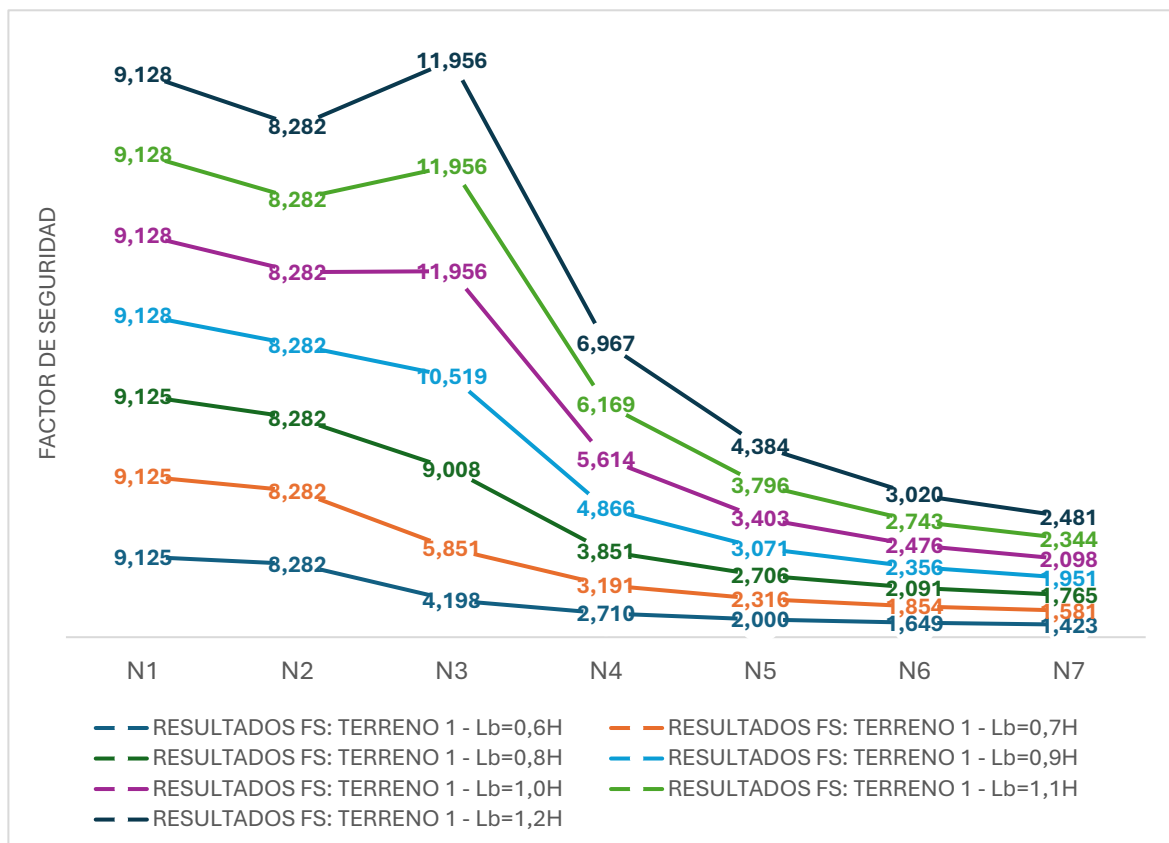


Figura 112: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 1 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)

Atendiendo los resultados que se muestran en los gráficos anteriores, se observa que los tres métodos utilizados para la determinación del factor de seguridad siguen un patrón similar: el FS aumenta a medida que la longitud del bulón, aunque con el método de Bishop Simplificado se mantiene a partir de una longitud del orden del 90% de la altura del muro.

Existen diferencias entre los resultados de los tres métodos, aunque resulta interesante destacar que la barrera del 1,5 -establecido como factor de seguridad límite habitual en la comunidad geotécnica para la estabilidad de taludes- se supera a partir de una longitud de 7 m.

En consecuencia, de manera grosera, se puede considerar que la longitud de prediseño por la que partir en caso de un terreno limoso con cierta cohesión y resistencia a compresión relativamente baja -representativo de un terreno malo desde un punto de vista geotécnico- puede ubicarse en una longitud del orden del 70% de la altura final del muro, de manera que podría aumentarse el FS haciendo lo mismo con la longitud del bulón.

### 5.1.2 CASO 1 - TERRENO 2

Consiste en el estudio de las diferentes longitudes en el caso de tener un suelo arenoso-cementoso con baja cohesión cuyas características han sido descritas en el apartado 4.1 de *definición de las hipótesis de partida*.

Los valores a introducir en Slide para simular el muro de suelo claveteado, requieren modificar el valor de la fuerza de adherencia, quedando igual el resto de los valores del muro:

- Fuerza de adherencia:  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 46,6 \text{ kN/m}$

El croquis que se muestra a continuación ilustra la situación de estudio.

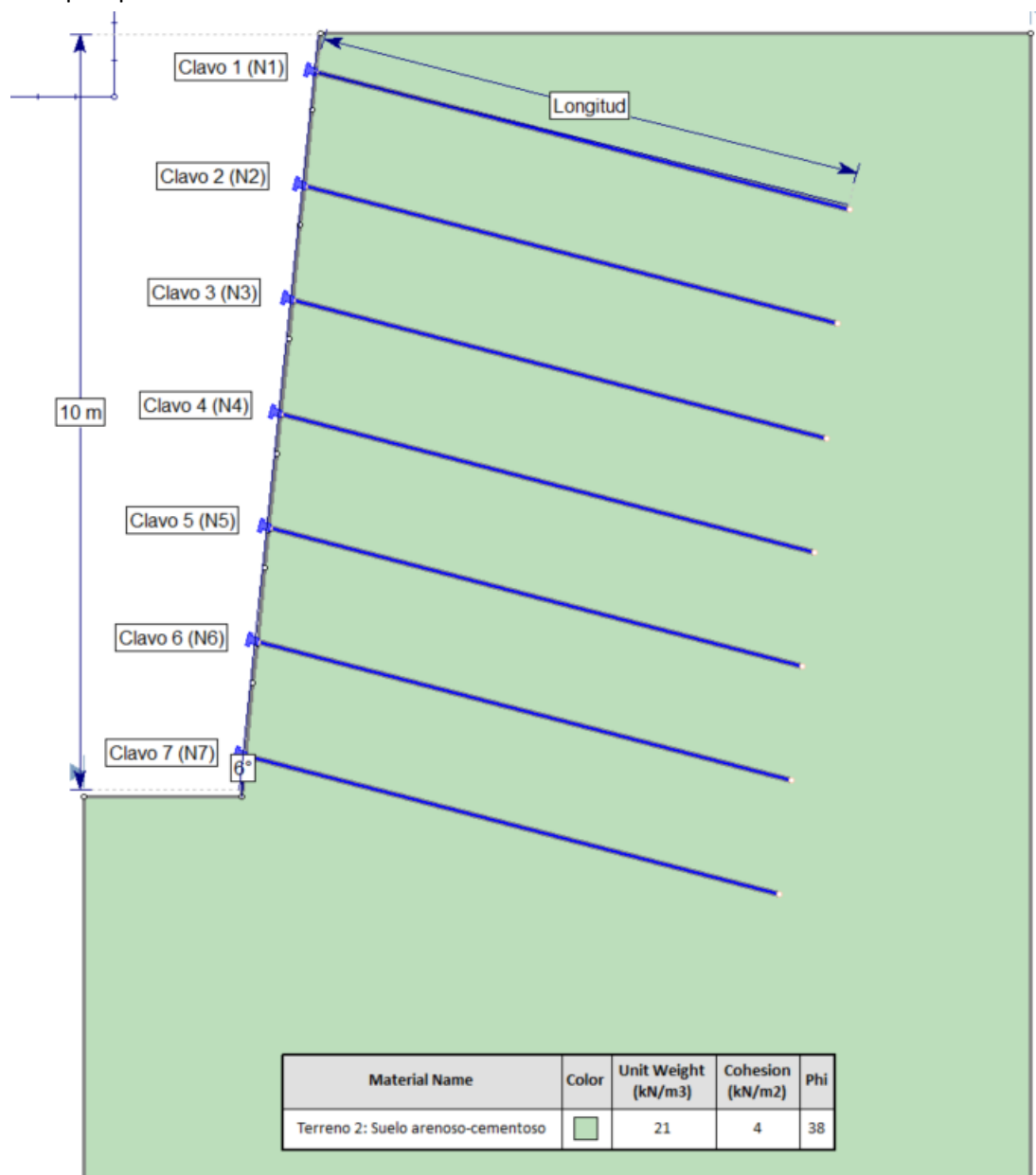


Figura 113: Croquis correspondiente al estudio del caso 1 sobre un terreno tipo 2 representativo de un terreno bueno (Fuente: Elaboración propia)

5.1.2.1 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 6$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 28: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 6$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - $L_b = 6$ m |           |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                               | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                     | 2,273     | 2,438     | 2,374      |
| N2                                     | 2,305     | 2,390     | 2,352      |
| N3                                     | 2,329     | 2,405     | 2,384      |
| N4                                     | 6,110     | 5,284     | 6,051      |
| N5                                     | 3,679     | 3,097     | 3,634      |
| N6                                     | 1,675     | 1,527     | 1,625      |
| N7                                     | 1,645     | 1,463     | 1,625      |

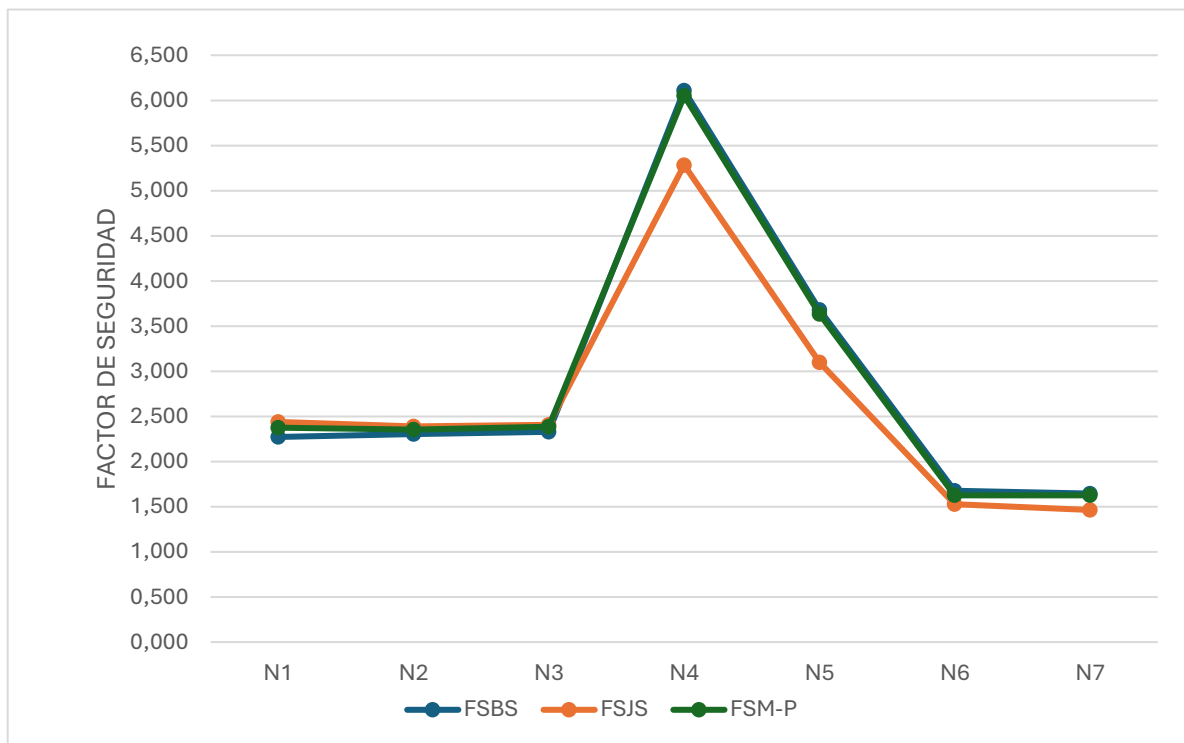


Figura 114: Gráfico de evolución de resultados FS Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 6$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.2.2 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 7$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 29: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 7$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - $L_b = 7$ m |           |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                               | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                     | 2,273     | 2,438     | 2,374      |
| N2                                     | 2,305     | 2,390     | 2,352      |
| N3                                     | 2,351     | 2,405     | 2,384      |
| N4                                     | 1,567     | 2,790     | 2,728      |
| N5                                     | 4,023     | 3,503     | 3,976      |
| N6                                     | 3,464     | 2,774     | 3,387      |
| N7                                     | 2,166     | 1,991     | 2,295      |

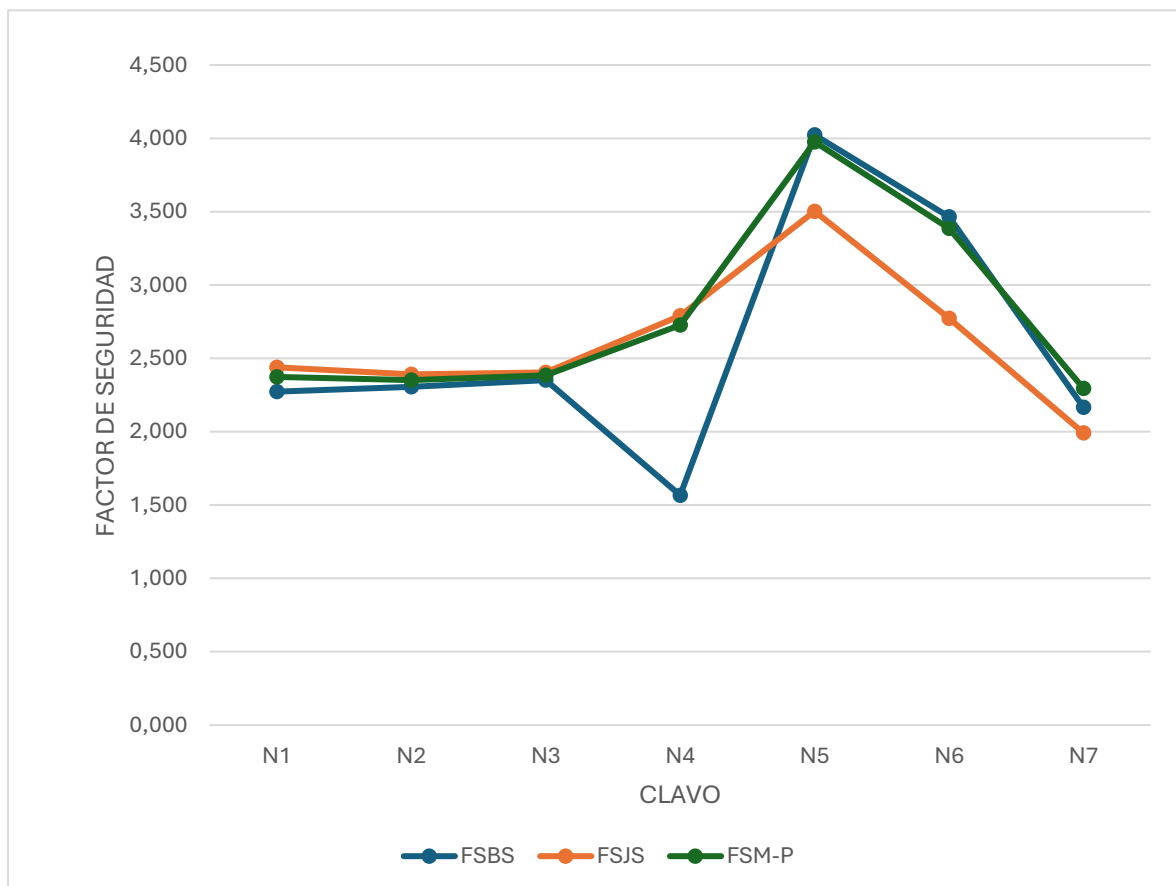


Figura 115: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 7$  m (Fuente: Elaboración propia)

### 5.1.2.3 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 8\text{ m}$

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 30: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 8\text{ m}$  (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - $L_b = 8\text{ m}$ |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                      | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1  | 2,273     | 2,438     | 2,374      |
| N2  | 2,305     | 2,390     | 2,352      |
| N3  | 2,329     | 2,405     | 2,384      |
| N4  | 1,567     | 2,790     | 2,728      |
| N5  | 8,020     | 8,618     | 8,055      |
| N6  | 2,741     | 2,317     | 2,126      |
| N7  | 1,920     | 1,711     | 1,843      |

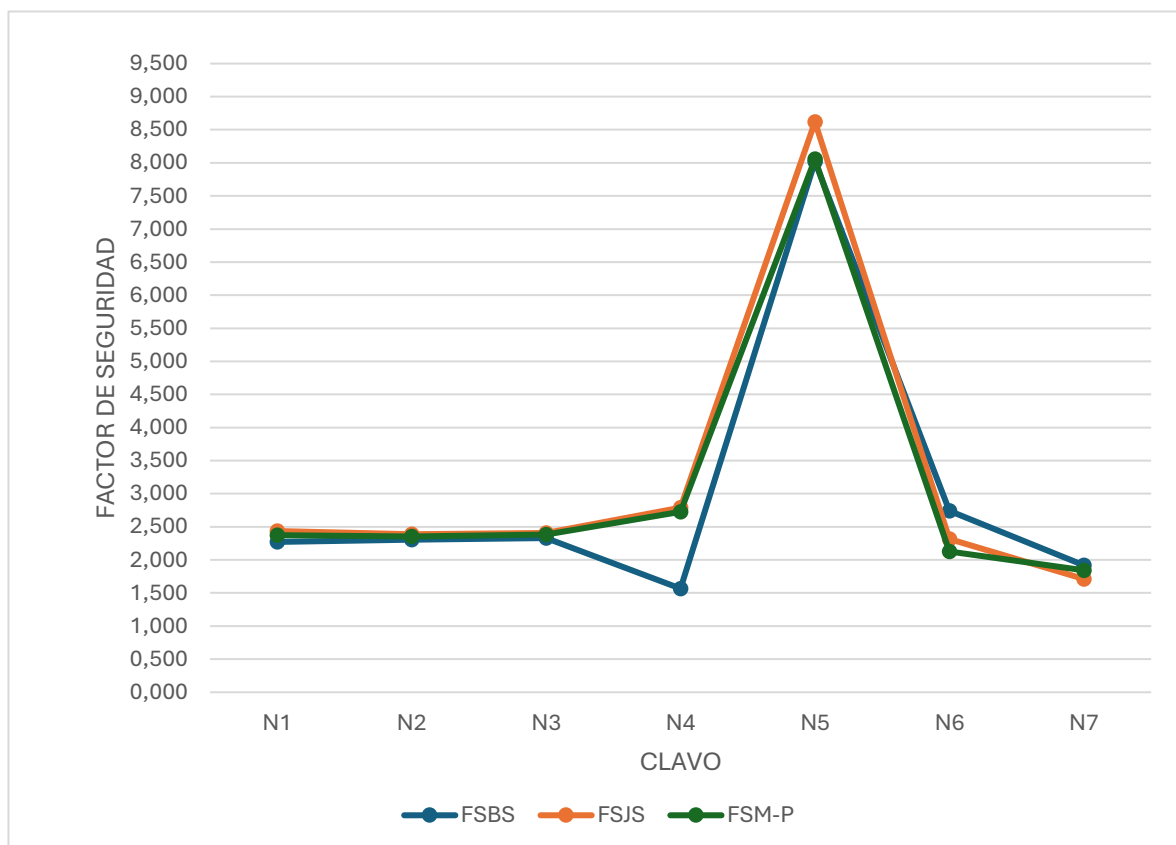


Figura 116: Gráfico de evolución del FS del Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 8\text{ m}$  (Fuente: Elaboración propia)

5.1.2.4 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 9$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 31: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 9$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - $L_b = 9$ m |           |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                               | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                     | 2,273     | 2,438     | 2,374      |
| N2                                     | 2,305     | 2,390     | 2,352      |
| N3                                     | 2,351     | 2,405     | 2,382      |
| N4                                     | 1,567     | 2,790     | 2,728      |
| N5                                     | 14,772    | 16,456    | 14,494     |
| N6                                     | 3,144     | 2,675     | 3,092      |
| N7                                     | 2,152     | 1,928     | 2,034      |

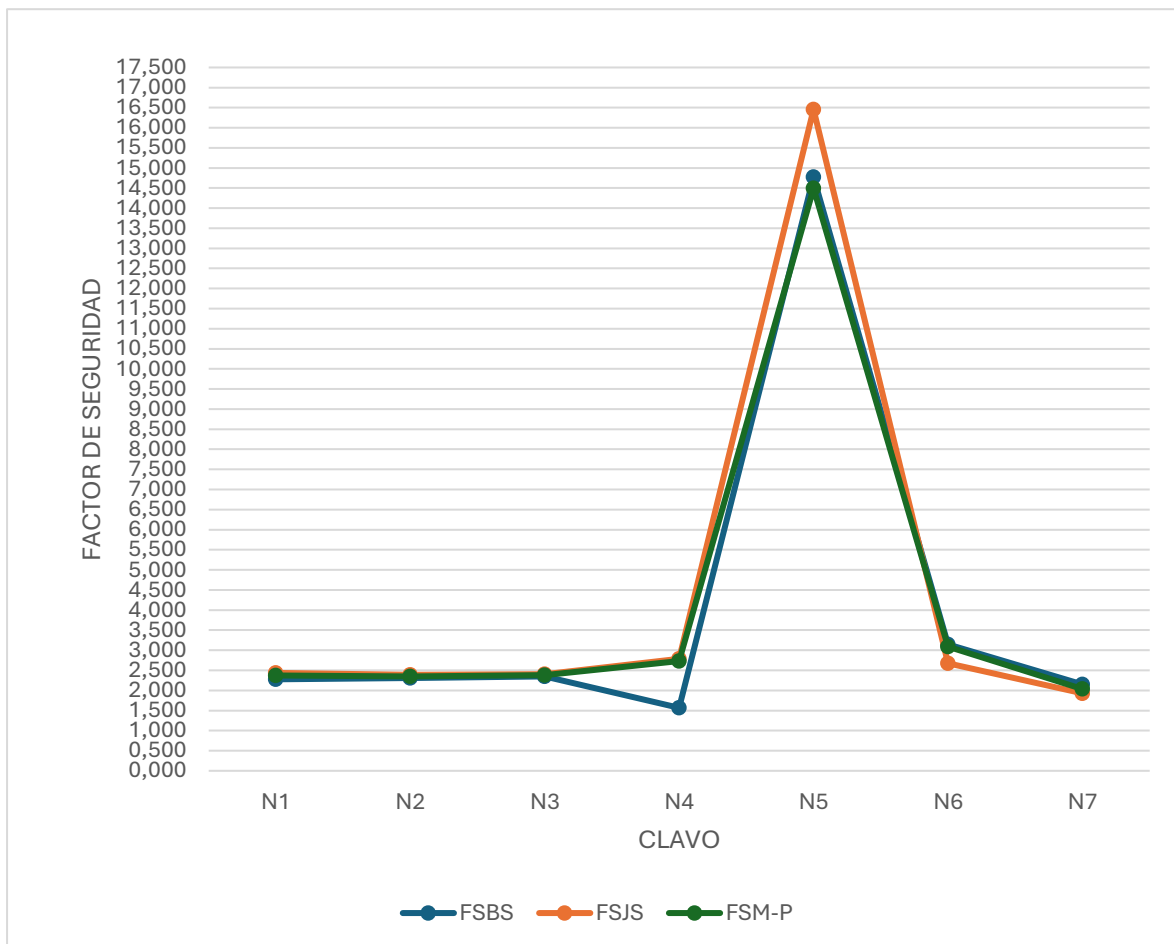


Figura 117: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 9$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.2.5 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 10$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 32: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 10$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - $L_b = 10$ m |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                      | 2,273     | 2,438     | 2,374      |
| N2                                      | 2,305     | 2,390     | 2,352      |
| N3                                      | 2,351     | 2,405     | 2,382      |
| N4                                      | 1,567     | 2,790     | 2,728      |
| N5                                      | 11,864    | 16,704    | 12,063     |
| N6                                      | 3,643     | 3,112     | 3,581      |
| N7                                      | 2,503     | 2,177     | 2,231      |

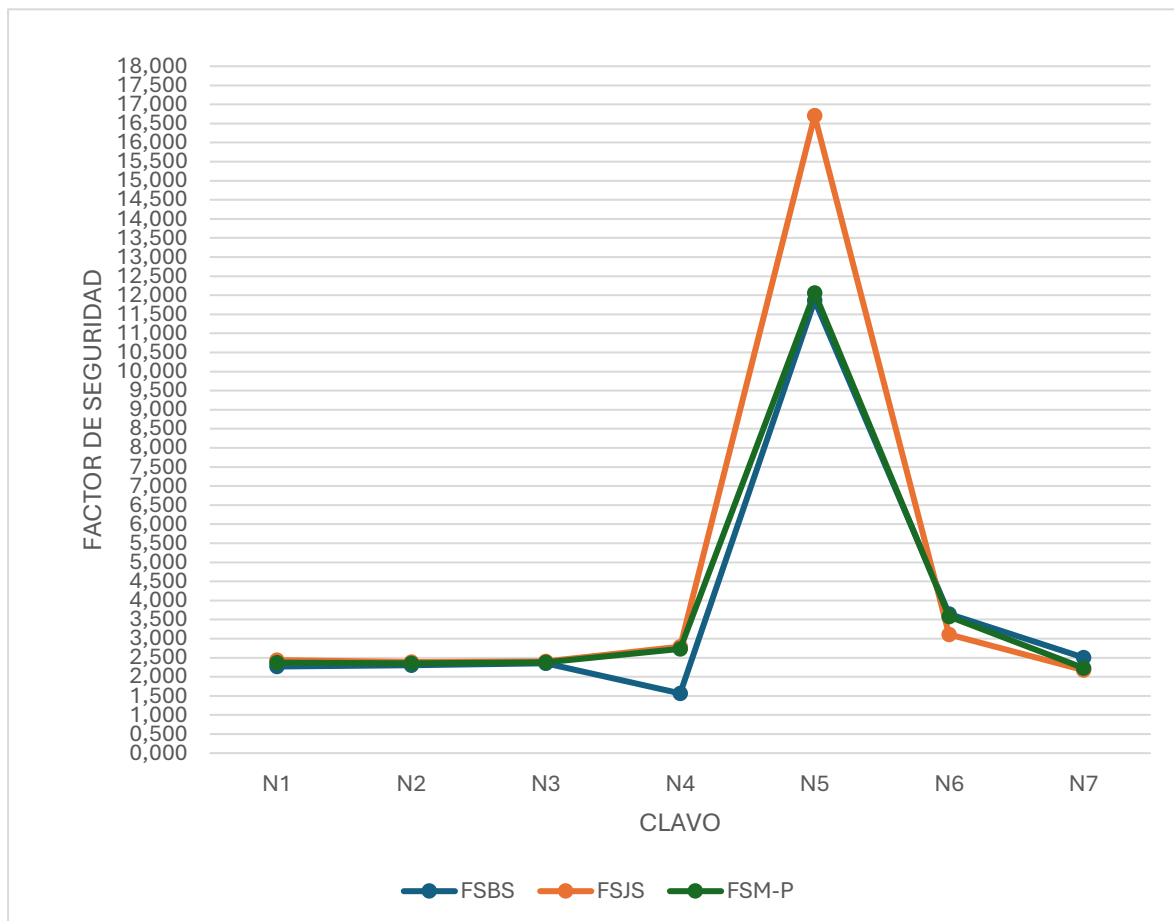


Figura 118: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 -Terreno 2 –  $L_b = 10$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.2.6 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 11$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 33: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 11$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - $L_b = 11$ m |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                      | 2,273     | 2,438     | 2,374      |
| N2                                      | 2,305     | 2,390     | 2,352      |
| N3                                      | 2,351     | 2,405     | 2,382      |
| N4                                      | 1,567     | 2,790     | 2,728      |
| N5                                      | 11,864    | 16,704    | 12,063     |
| N6                                      | 3,643     | 3,112     | 3,581      |
| N7                                      | 2,503     | 2,177     | 2,231      |

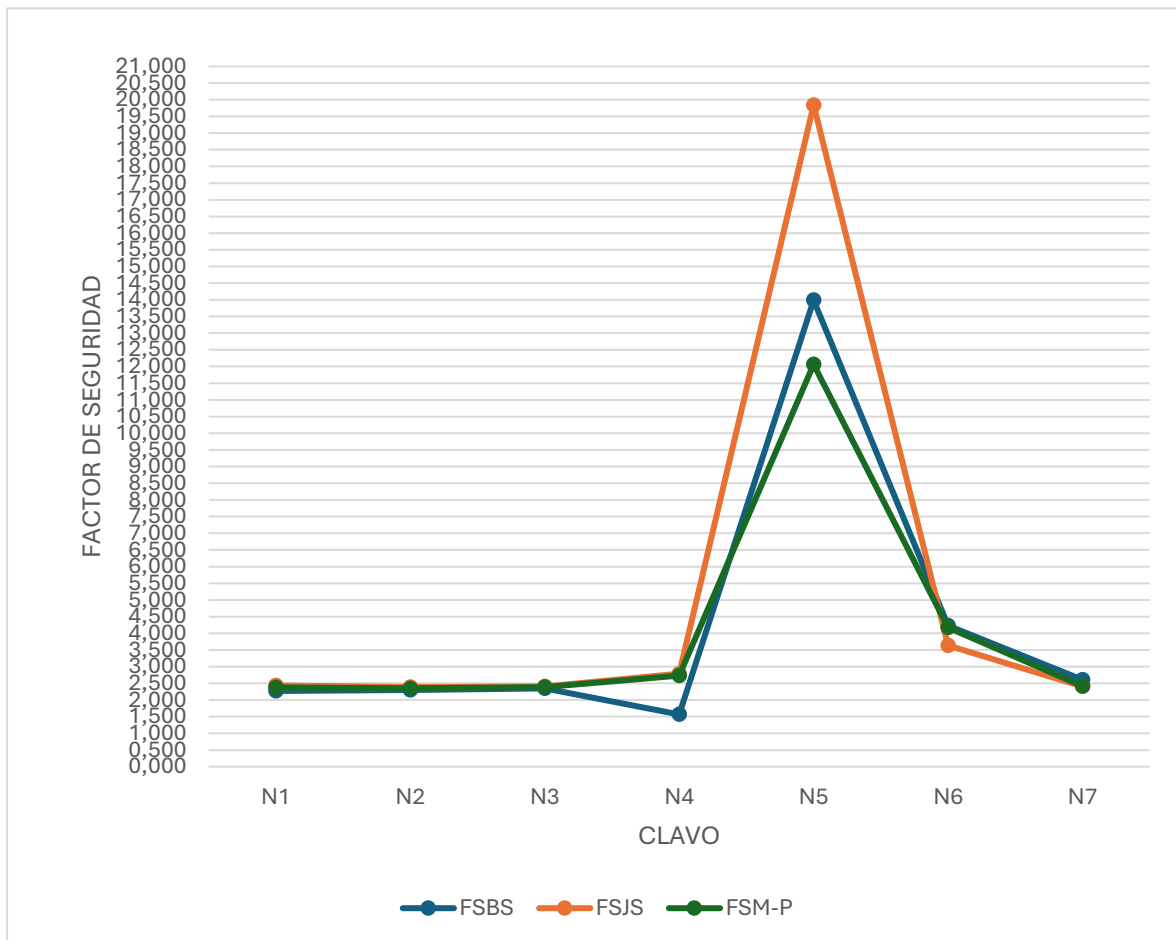


Figura 119: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 11$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.2.7 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 12$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 34: Resultados FS Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 12$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - $L_b = 12$ m |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                      | 2,273     | 2,438     | 2,374      |
| N2                                      | 2,305     | 2,390     | 2,352      |
| N3                                      | 2,351     | 2,405     | 2,382      |
| N4                                      | 1,567     | 2,790     | 2,728      |
| N5                                      | 13,988    | 19,841    | 12,063     |
| N6                                      | 4,803     | 4,113     | 4,739      |
| N7                                      | 2,166     | 3,079     | 2,602      |

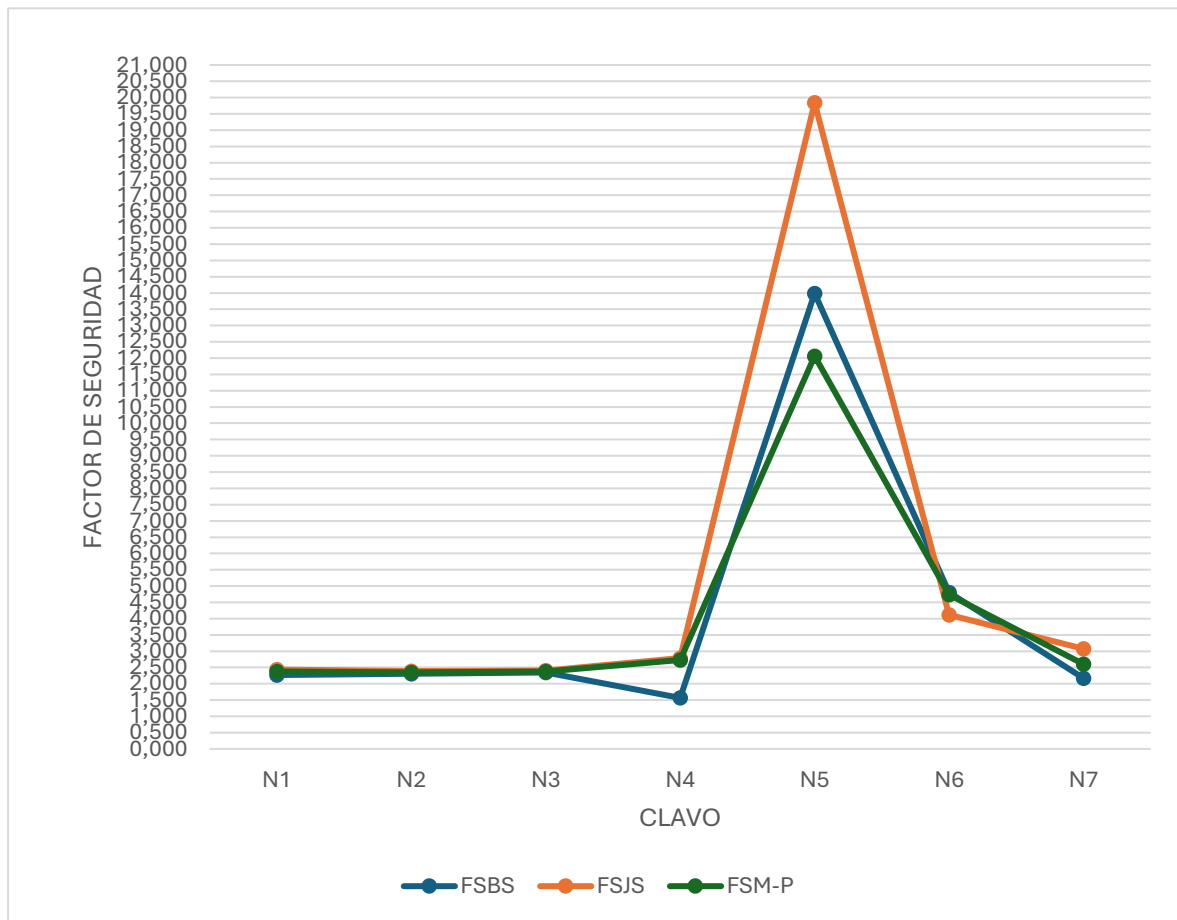


Figura 120: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 2 –  $L_b = 12$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.2.8 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 1 – TERRENO 2

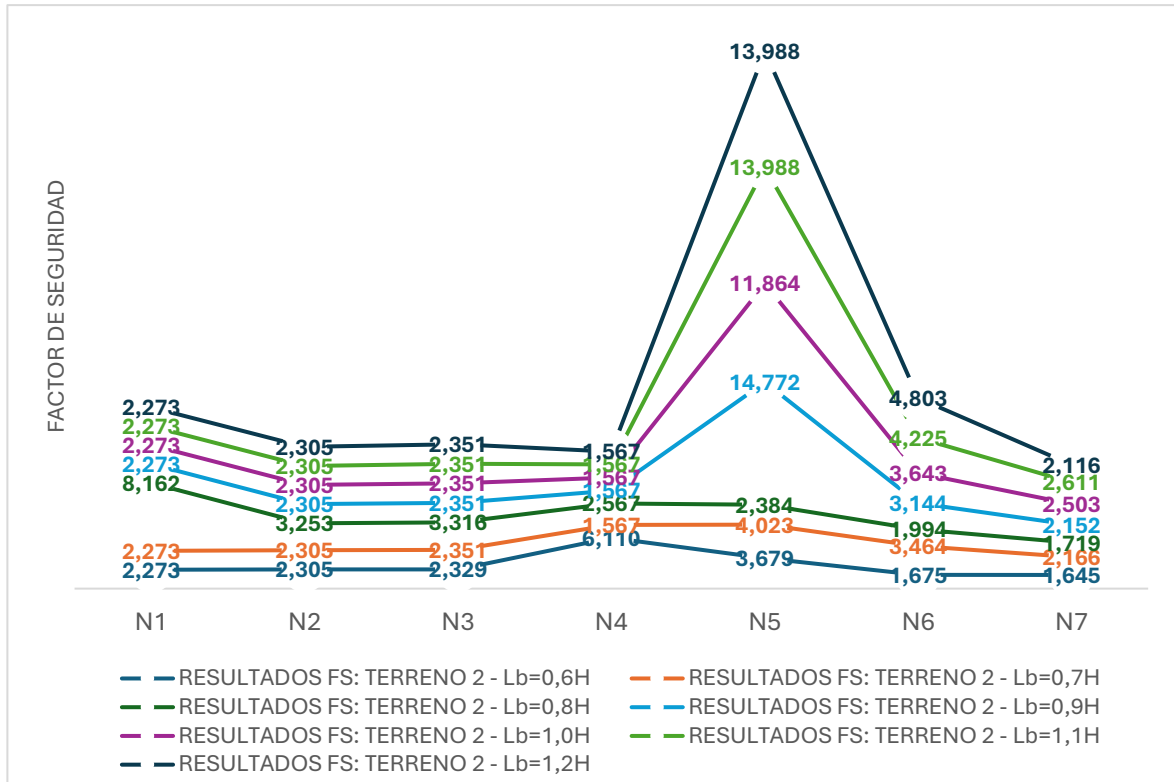


Figura 121: Resultados FS<sub>BS</sub> por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 1 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

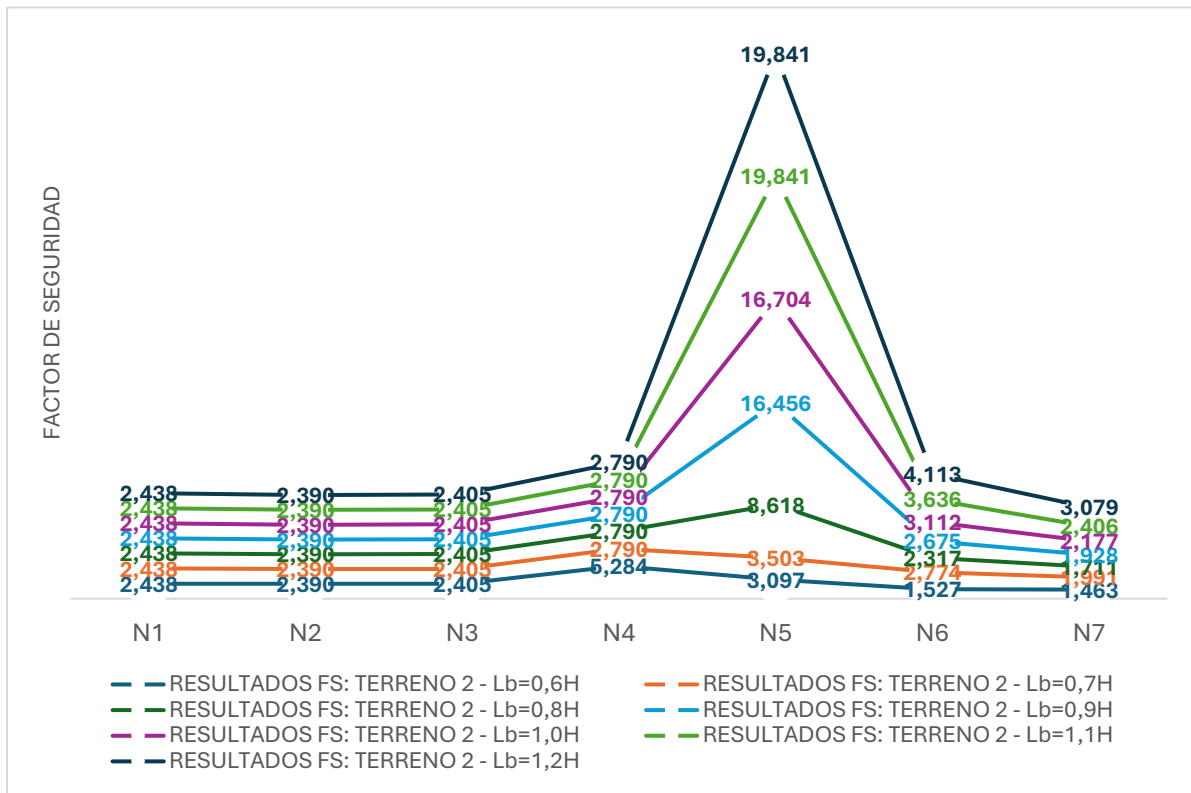


Figura 122: Resultados FS<sub>JS</sub> por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 1 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

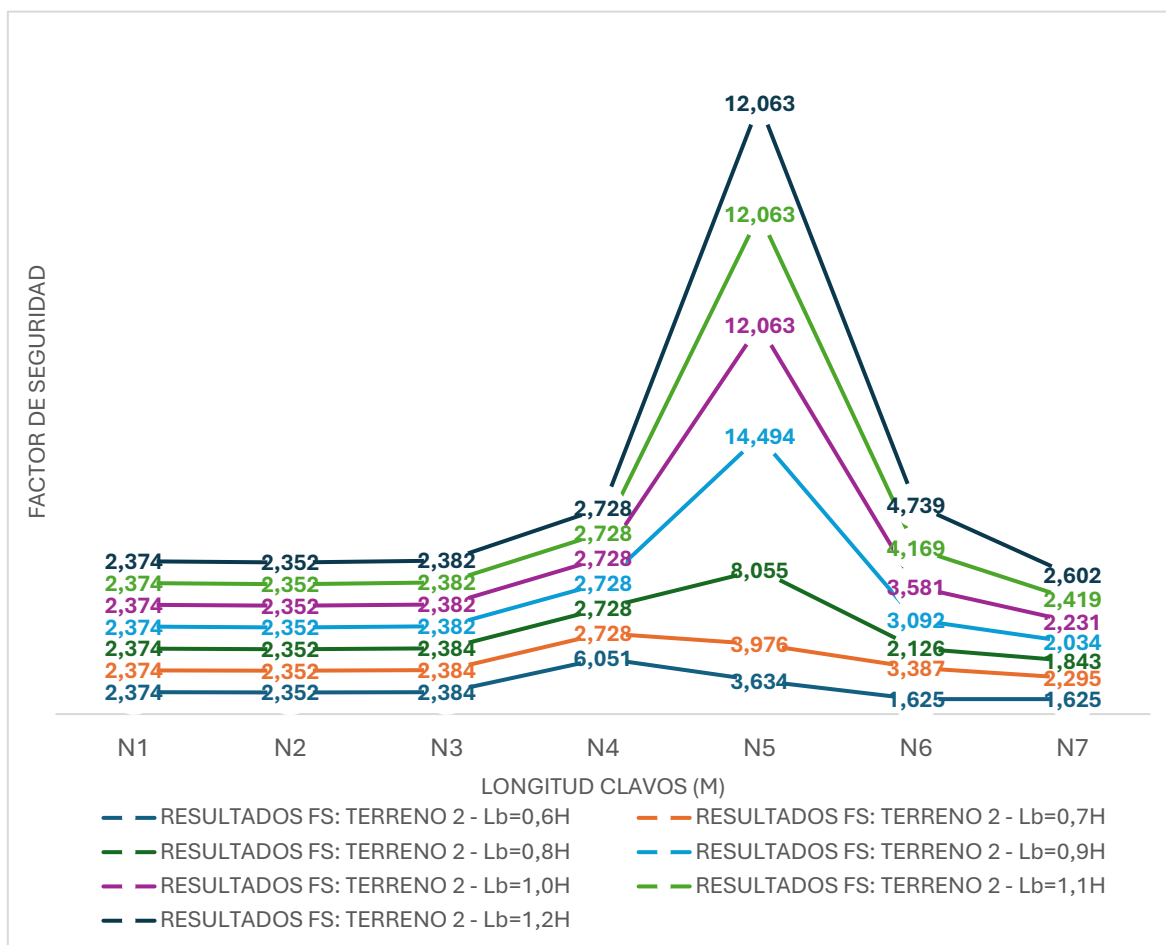


Figura 123: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 1 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

Si se atiende a los resultados obtenidos en el presente caso de estudio, se observa una relación de proporcionalidad directa entre la longitud de los bulones y el factor de seguridad, a excepción del caso de 12 m en el método de Bishop Simplificado. No obstante, a pesar de la excepción, la tendencia es clara.

Observando el rango de valores, salvo con el método de Janbu en caso de longitud de bulón de 6 m, en el resto siempre se supera el valor límite de 1,5 del FS, lo que deja cierta noción de correcto funcionamiento en suelos muy competentes compuestos por materiales granulares siempre que tengan un mínimo de cohesión y una resistencia a la compresión simple alta, que se traduce en una elevada adherencia.

En cualquier caso, de cara a jugar con un punto de seguridad de cara hacia el prediseño, se propone establecer la longitud de partida en el 60% de la altura del muro y tener margen de aumentar el FS aumentando la longitud del bulón en caso de que hiciera falta.

### 5.1.3 CASO 1 - TERRENO 3

Consiste en el estudio de las diferentes longitudes establecidas en el caso de tener un suelo margoso-calcareo representativo de un suelo regular cuyas características han sido descritas en el apartado 4.1 de *definición de las hipótesis de partida*.

Los valores a introducir en Slide para simular el muro de suelo claveteado, requieren modificar el valor de la fuerza de adherencia, quedando igual el resto de valores del muro:

- Fuerza de adherencia:  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 36 \text{ kN/m}$

El croquis que se muestra a continuación refleja la situación del caso de estudio en cuestión.

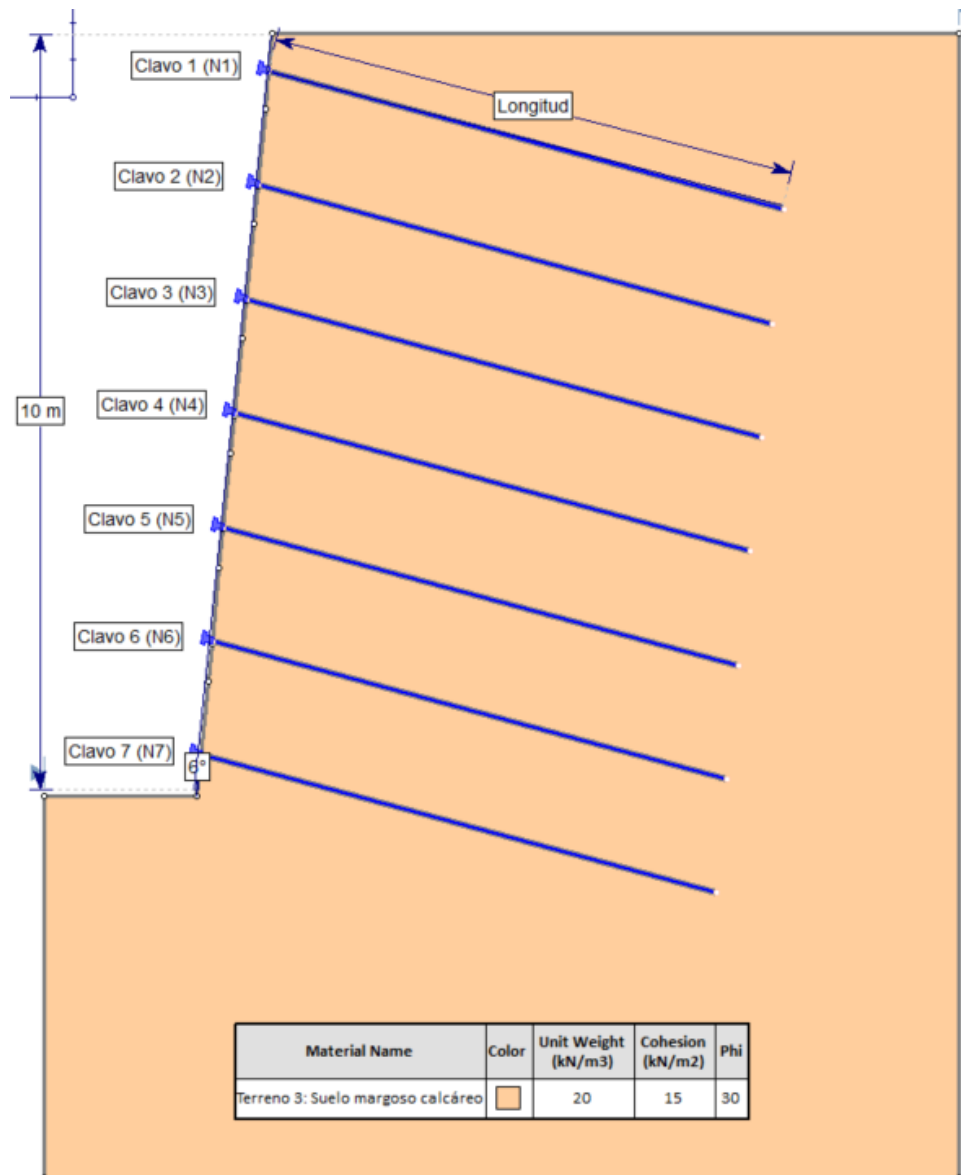


Figura 124: Croquis del caso de estudio 1 sobre el terreno tipo 3 representativo de un suelo de características geotécnicas regulares (Fuente: Elaboración propia)

5.1.3.1 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 6\text{ m}$

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 35: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 6\text{ m}$  (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - $L_b = 6\text{ m}$ |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                      | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1  | 6,824     | 7,242     | 8,682      |
| N2  | 3,092     | 7,197     | 6,908      |
| N3  | 3,205     | 11,987    | 12,472     |
| N4  | 2,323     | 4,139     | 4,469      |
| N5  | 2,482     | 2,314     | 2,466      |
| N6  | 1,928     | 1,800     | 1,910      |
| N7  | 1,642     | 1,530     | 1,635      |

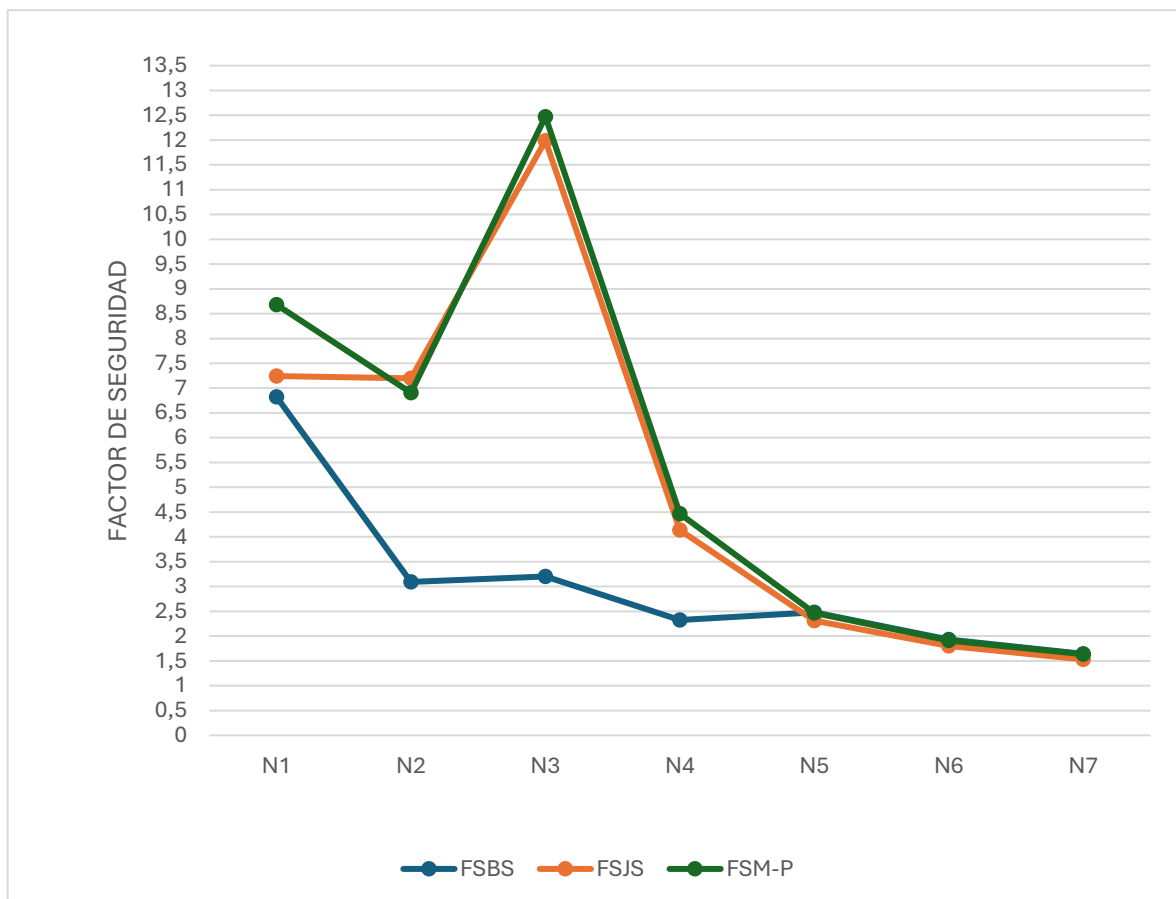


Figura 125: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 6\text{ m}$  (Fuente: Elaboración propia)

5.1.3.2 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 7$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 36: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 7$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - $L_b = 7$ m |           |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                               | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                     | 6,824     | 7,242     | 8,682      |
| N2                                     | 3,092     | 7,197     | 6,908      |
| N3                                     | 3,205     | 11,987    | 12,472     |
| N4                                     | 2,323     | 7,750     | 8,036      |
| N5                                     | 2,658     | 2,887     | 3,127      |
| N6                                     | 2,287     | 2,113     | 2,297      |
| N7                                     | 1,895     | 1,730     | 1,874      |

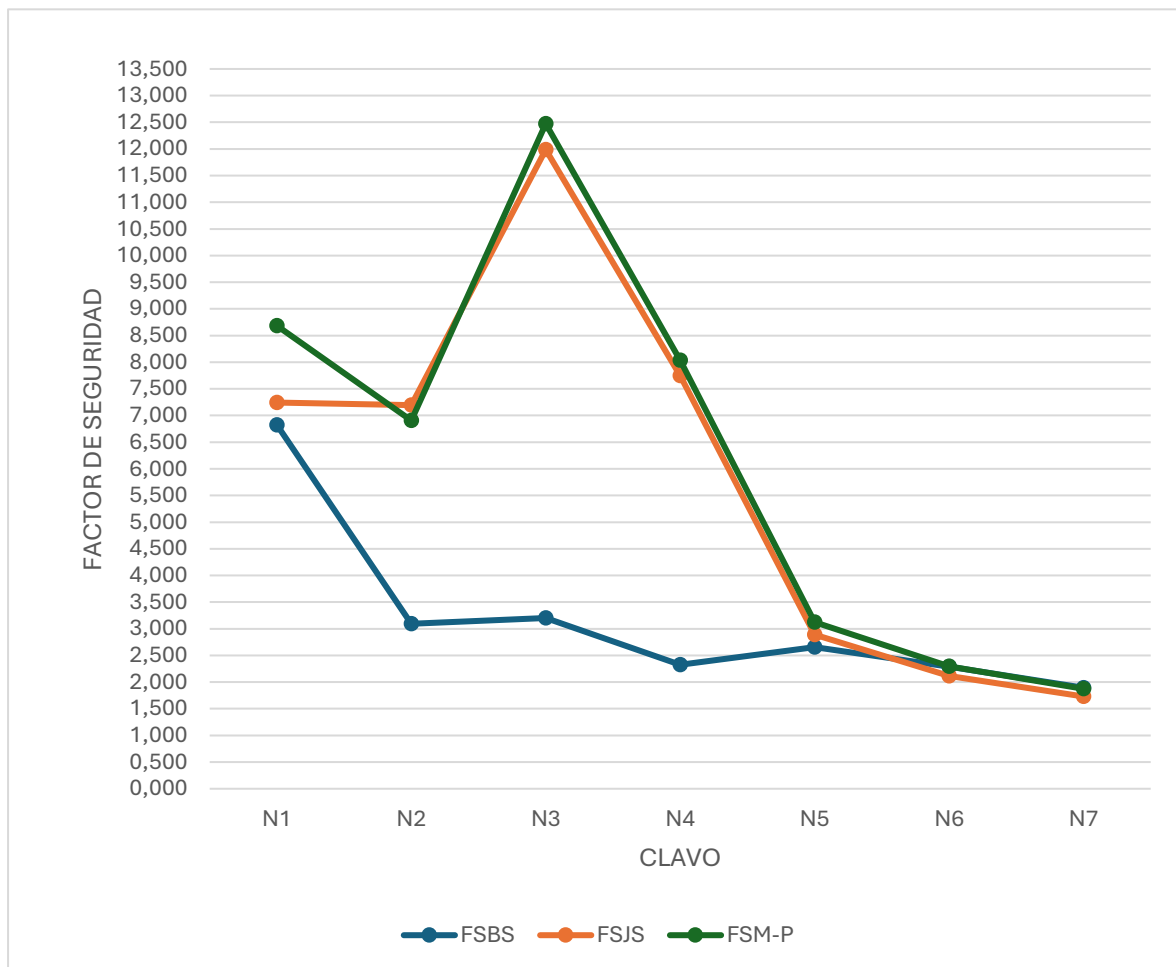


Figura 126: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 7$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.3.3 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 8$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 37: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 8$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - $L_b = 8$ m |           |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                               | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                     | 6,824     | 7,242     | 8,682      |
| N2                                     | 3,092     | 7,197     | 6,908      |
| N3                                     | 3,205     | 11,987    | 12,472     |
| N4                                     | 2,323     | 9,382     | 9,787      |
| N5                                     | 2,658     | 4,075     | 4,504      |
| N6                                     | 2,287     | 2,635     | 2,909      |
| N7                                     | 2,013     | 2,052     | 2,237      |

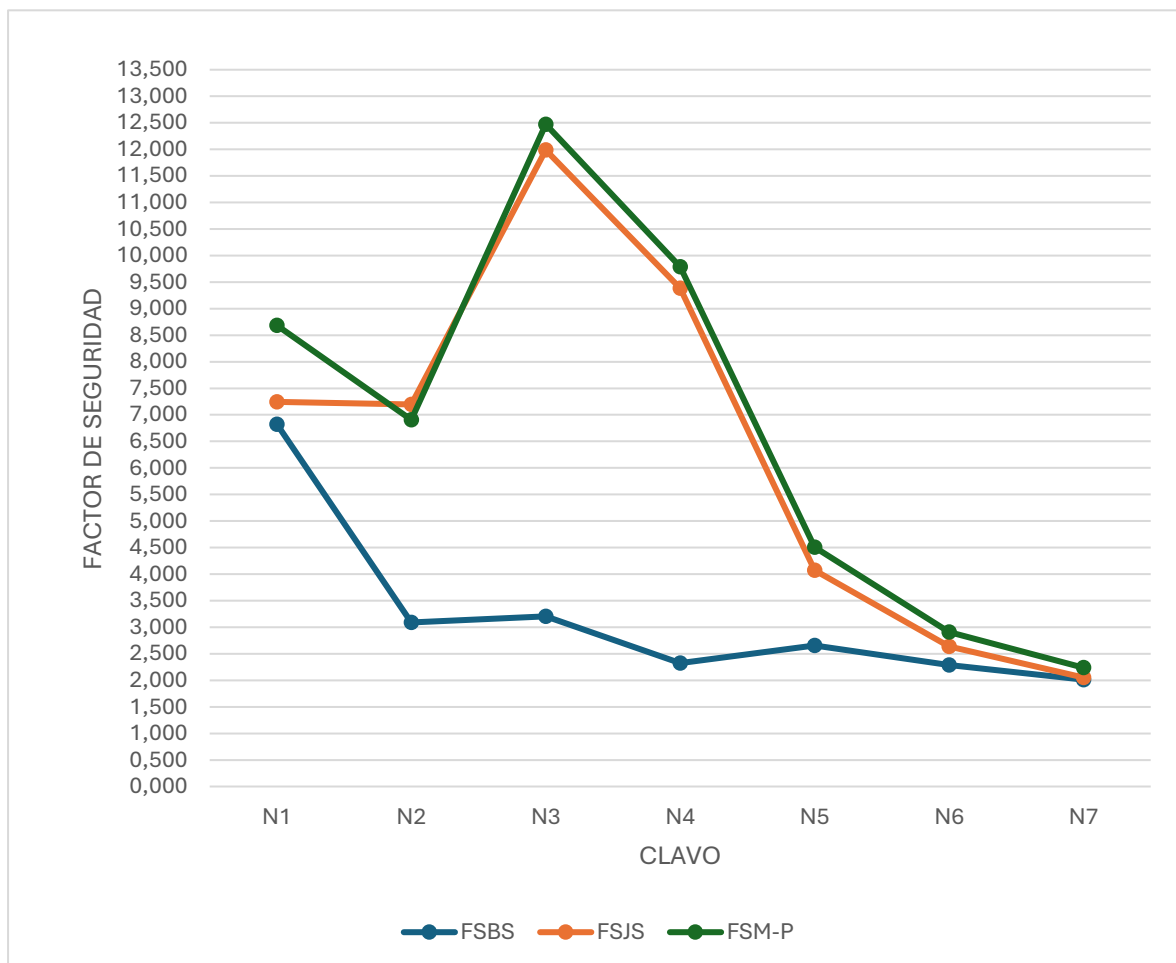


Figura 127: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 8$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.3.4 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 9$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 38: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 9$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - $L_b = 9$ m |           |           |            |
|--|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                               | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                     | 6,824     | 7,242     | 8,682      |
| N2                                     | 3,092     | 7,197     | 6,908      |
| N3                                     | 3,205     | 11,987    | 12,472     |
| N4                                     | 2,323     | 9,382     | 9,782      |
| N5                                     | 2,658     | 6,145     | 6,809      |
| N6                                     | 2,287     | 3,405     | 3,691      |
| N7                                     | 2,013     | 2,468     | 2,655      |



Figura 128: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 9$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.3.5 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 10$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 39: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 10$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - $L_b = 10$ m |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                      | 6,824     | 7,242     | 8,682      |
| N2                                      | 3,092     | 7,197     | 6,908      |
| N3                                      | 3,205     | 11,987    | 12,472     |
| N4                                      | 2,323     | 9,382     | 9,782      |
| N5                                      | 2,658     | 6,145     | 6,809      |
| N6                                      | 2,287     | 3,405     | 3,691      |
| N7                                      | 2,013     | 2,468     | 2,655      |

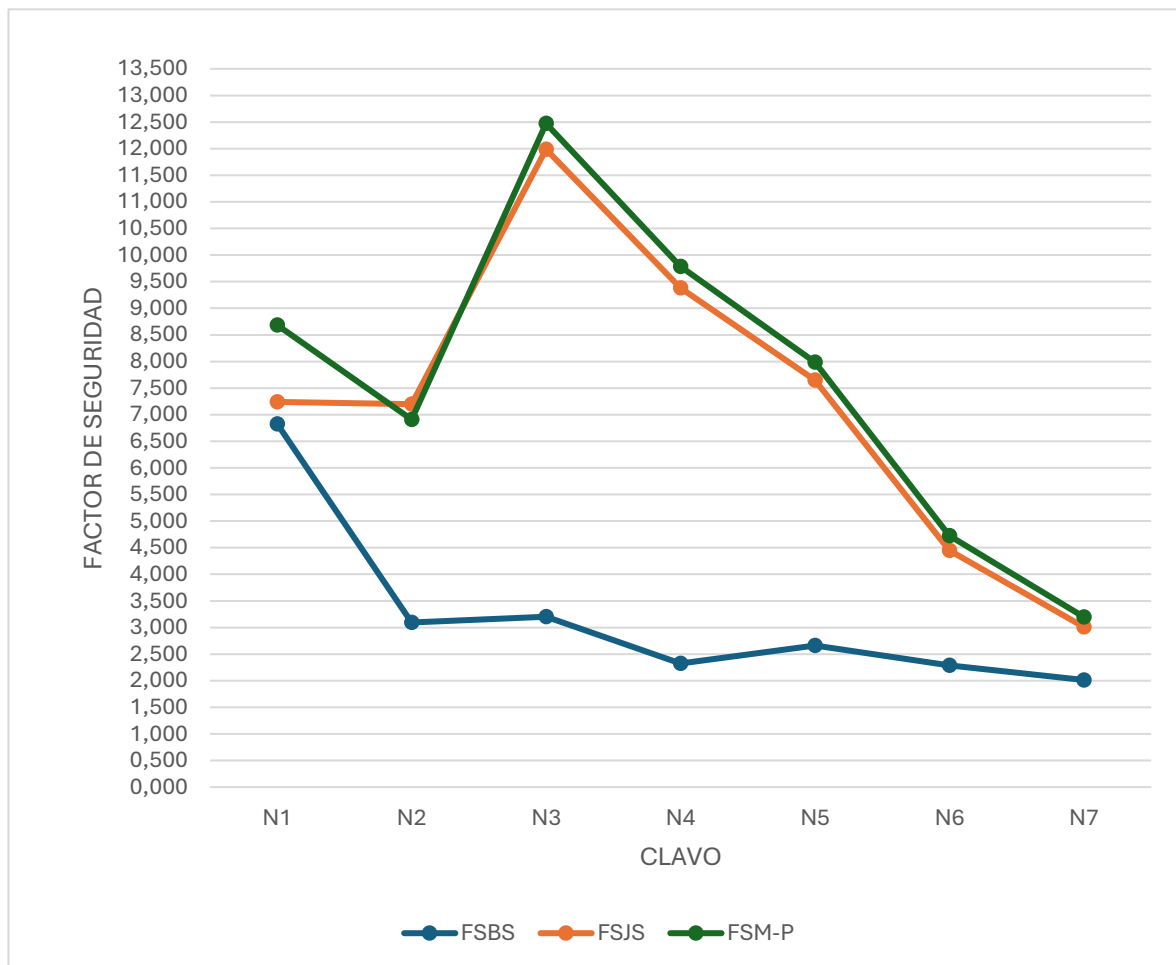


Figura 129: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 10$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.3.6 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 11$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 40: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 11$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - $L_b = 11$ m |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                      | 6,824     | 7,242     | 8,682      |
| N2                                      | 3,092     | 7,197     | 6,908      |
| N3                                      | 3,205     | 11,987    | 12,472     |
| N4                                      | 2,323     | 9,382     | 9,782      |
| N5                                      | 2,658     | 7,646     | 7,988      |
| N6                                      | 2,287     | 6,129     | 5,735      |
| N7                                      | 2,013     | 3,689     | 3,900      |

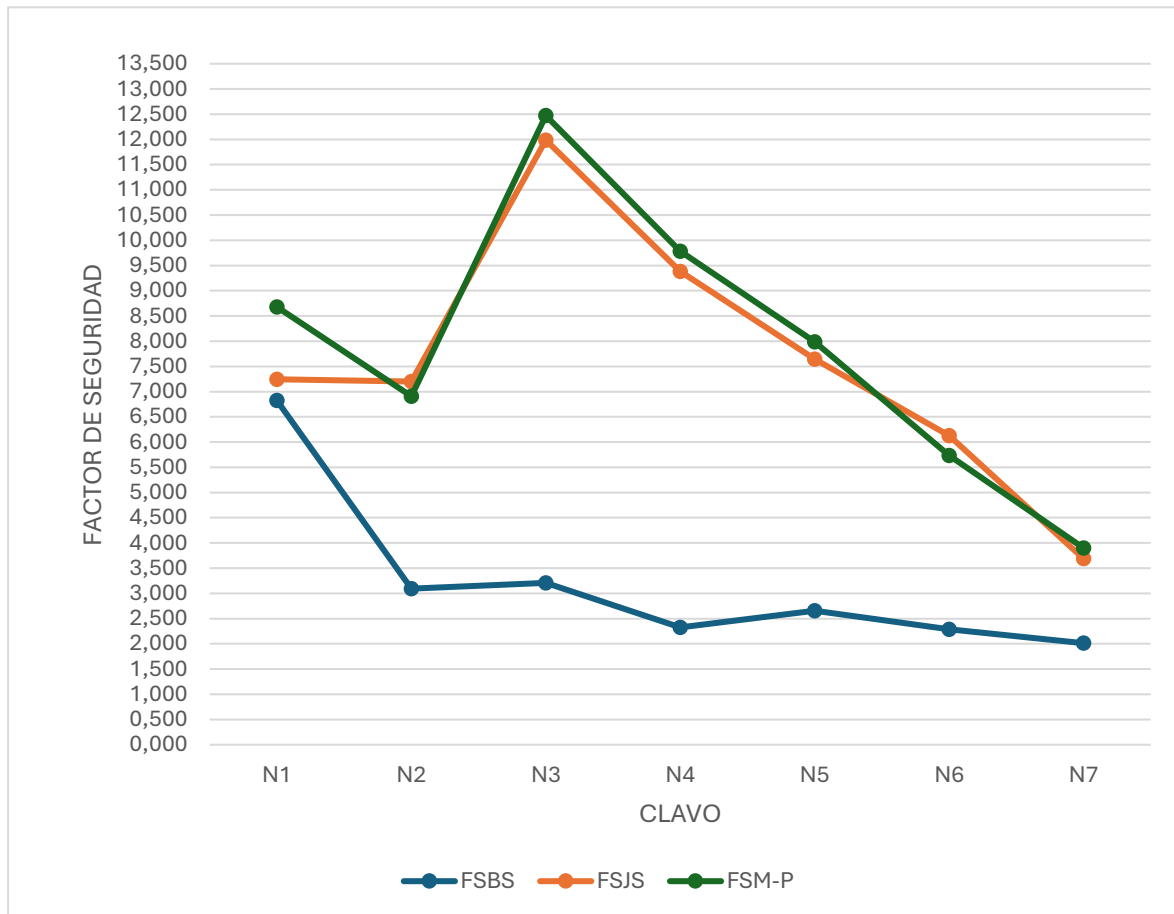


Figura 130: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 11$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.3.7 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 12$  m

A continuación, se muestran los valores del factor de seguridad según cada método, siendo  $FS_{BS}$  correspondiente al método Bishop Simplificado,  $FS_{JS}$  al método Janbu Simplificado y  $FS_{M-P}$  el referente al método de Morgenstern-Price. A su vez, Las salidas del Slide se recogen en el Anexo B.

Tabla 41: Resultados FS Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 12$  m (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - $L_b = 12$ m |           |           |            |
|---|-----------|-----------|------------|
| CLAVO Nº                                | $FS_{BS}$ | $FS_{JS}$ | $FS_{M-P}$ |
| N1                                      | 6,824     | 7,242     | 8,682      |
| N2                                      | 3,092     | 7,197     | 6,908      |
| N3                                      | 3,205     | 11,987    | 12,472     |
| N4                                      | 2,323     | 9,382     | 9,782      |
| N5                                      | 2,658     | 18,556    | 14,915     |
| N6                                      | 2,870     | 10,650    | 6,714      |
| N7                                      | 2,013     | 4,396     | 4,420      |

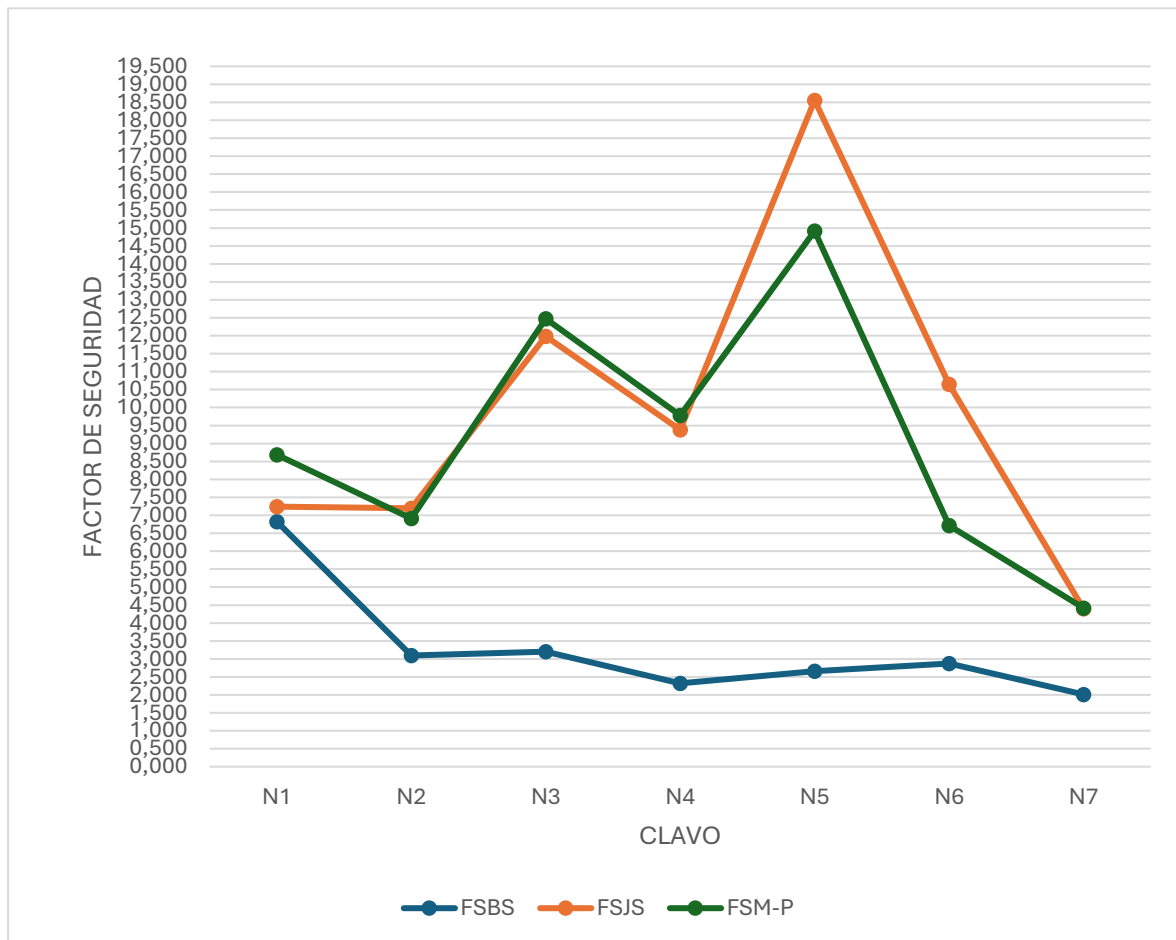


Figura 131: Gráfico de evolución del FS en Caso 1 – Terreno 3 –  $L_b = 12$  m (Fuente: Elaboración propia)

5.1.3.8 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 1 – TERRENO 3

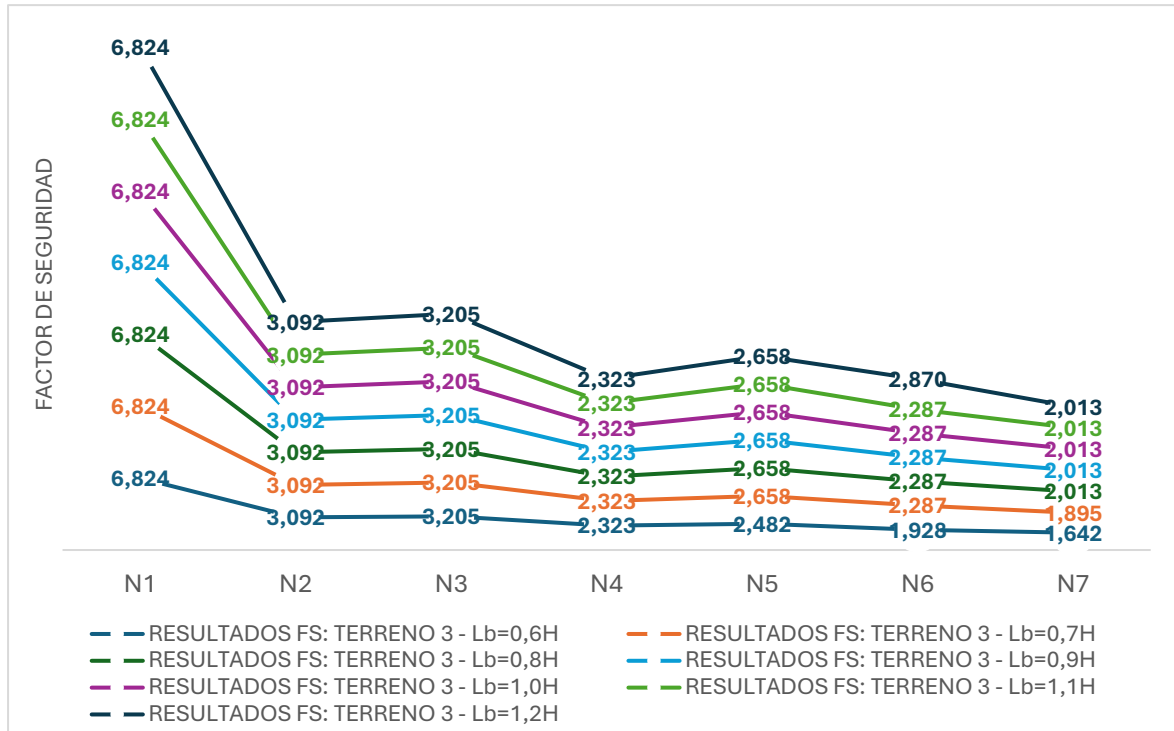


Figura 132: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 1 – Terreno 3 (Fuente: Elaboración propia)

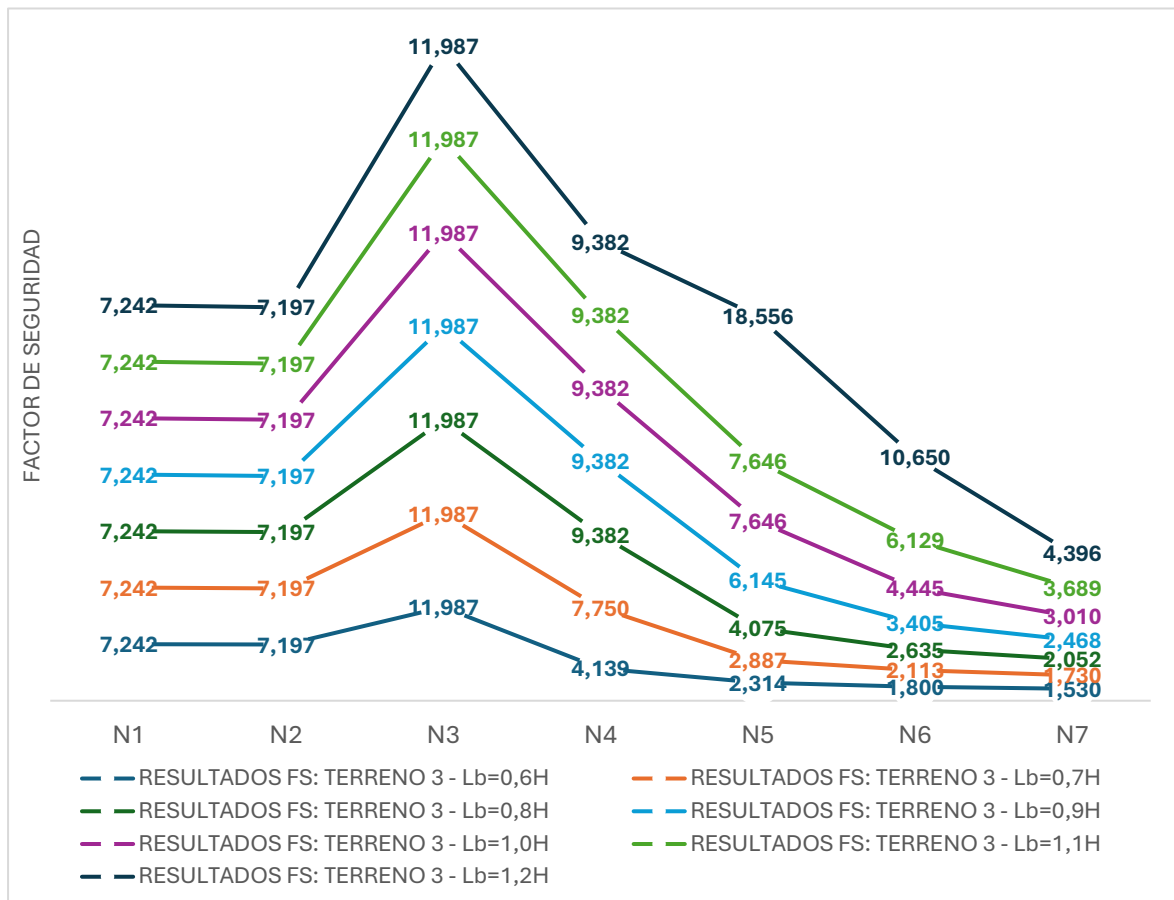


Figura 133: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 1 – Terreno 3 (Fuente: Elaboración propia)

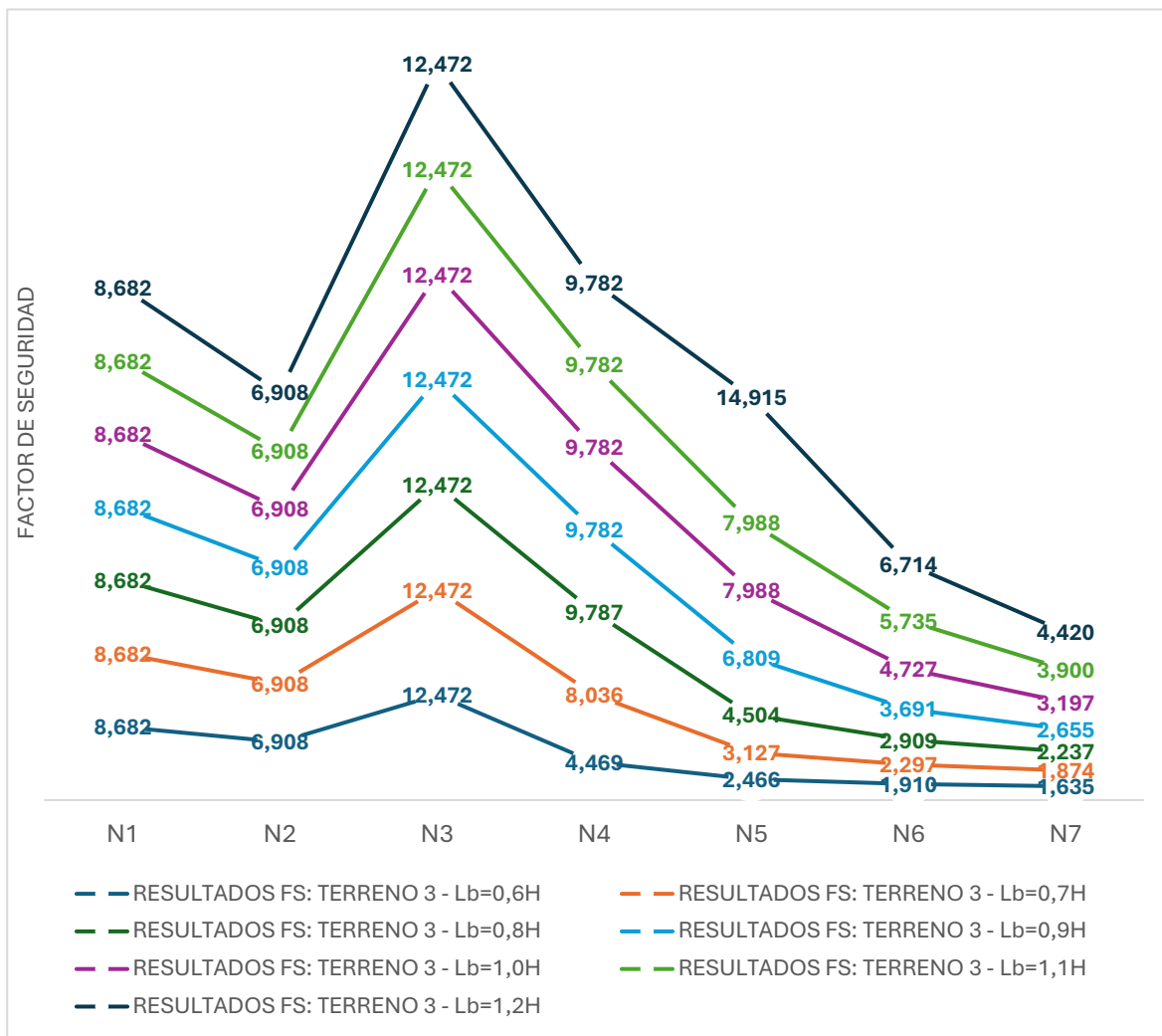


Figura 134: Resultados FS<sub>MP</sub> por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 1 – Terreno 3 (Fuente: Elaboración propia)

Observando los resultados obtenidos en caso de tener un suelo de tipo margoso-calcareo, destaca que en todos los casos se consiguen factores de seguridad superiores al valor límite de 1,5, aunque se haya partido de una longitud de bulón del orden del 60% de la altura del muro.

Por otro lado, se mantiene la relación de proporcionalidad directa entre el factor de seguridad y la longitud del bulón, aunque en el método de Bishop Simplificado se observa que se mantiene a partir de una longitud del 80% de la altura del talud.

En conclusión, se considera que en caso de tener un terreno margoso-calcareo con características similares a las del Terreno 3 representativo de un suelo regular se podría partir de una longitud del orden del 60% de la altura del muro, sabiendo que las condiciones del FS mejorarían aumentando la longitud de los bulones.

## 5.2 CASO 2: ESTUDIO DE LA REPERCUSIÓN DEL DIÁMETRO DE LOS BULONES

En el segundo caso se pretende observar la relación del factor de seguridad con el diámetro de los bulones con el objeto de establecer un criterio de prediseño en función de las características del terreno.

Se ha considerado utilizar los 3 diámetros más habituales para realizar este estudio de sensibilidad: 25, 32 y 40 mm. La longitud del bulón, por su parte, pasa a fijarse a 7 m y el tipo de inyección sigue manteniéndose en inyección única (IU).

Para la simulación únicamente se ha fijado el valor de la capacidad de resistencia del paramento de hormigón proyectado ya que la resistencia a la tracción *-tensile capacity-* varía en función del diámetro del bulón y la capacidad de adherencia *-bond strength-* lo hace según la composición del terreno:

- Resistencia a la tracción ( $D_b = 25$  mm):  $P_N = \min(P_{N,1}, P_{N,2}) = 138$  kN
- Resistencia a la tracción ( $D_b = 32$  mm):  $P_N = \min(P_{N,1}, P_{N,2}) = 227$  kN
- Resistencia a la tracción ( $D_b = 40$  mm):  $P_N = \min(P_{N,1}, P_{N,2}) = 354$  kN
- Resistencia al punzonamiento:  $V_R = \min(V_{Rd,1}, V_{Rd,2}) = 91$  kN
- Fuerza de adherencia (Terreno 1 - Malo):  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 20$  kN/m
- Fuerza de adherencia (Terreno 2 - Bueno):  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 46,6$  kN/m
- Fuerza de adherencia (Terreno 3 - Regular):  $B \frac{P_{N,3}}{L_b} = 36$  kN/m

En consecuencia, se adaptan las resistencias a tracción y la capacidad de adherencia en función del caso mientras se lanzan las simulaciones pertinentes cambiando el diámetro del bulón.

### 5.2.1 CASO 2 - TERRENO 1

En el presente caso se ha realizado el estudio de sensibilidad de los diámetros fijando un suelo limoso cuyas características han sido descritas en el apartado 4.1 de *definición de las hipótesis de partida*, que viene a representar un suelo que no tiene buenas características geotécnicas.

En el croquis que se muestra a continuación se representa el caso de estudio en cuestión.

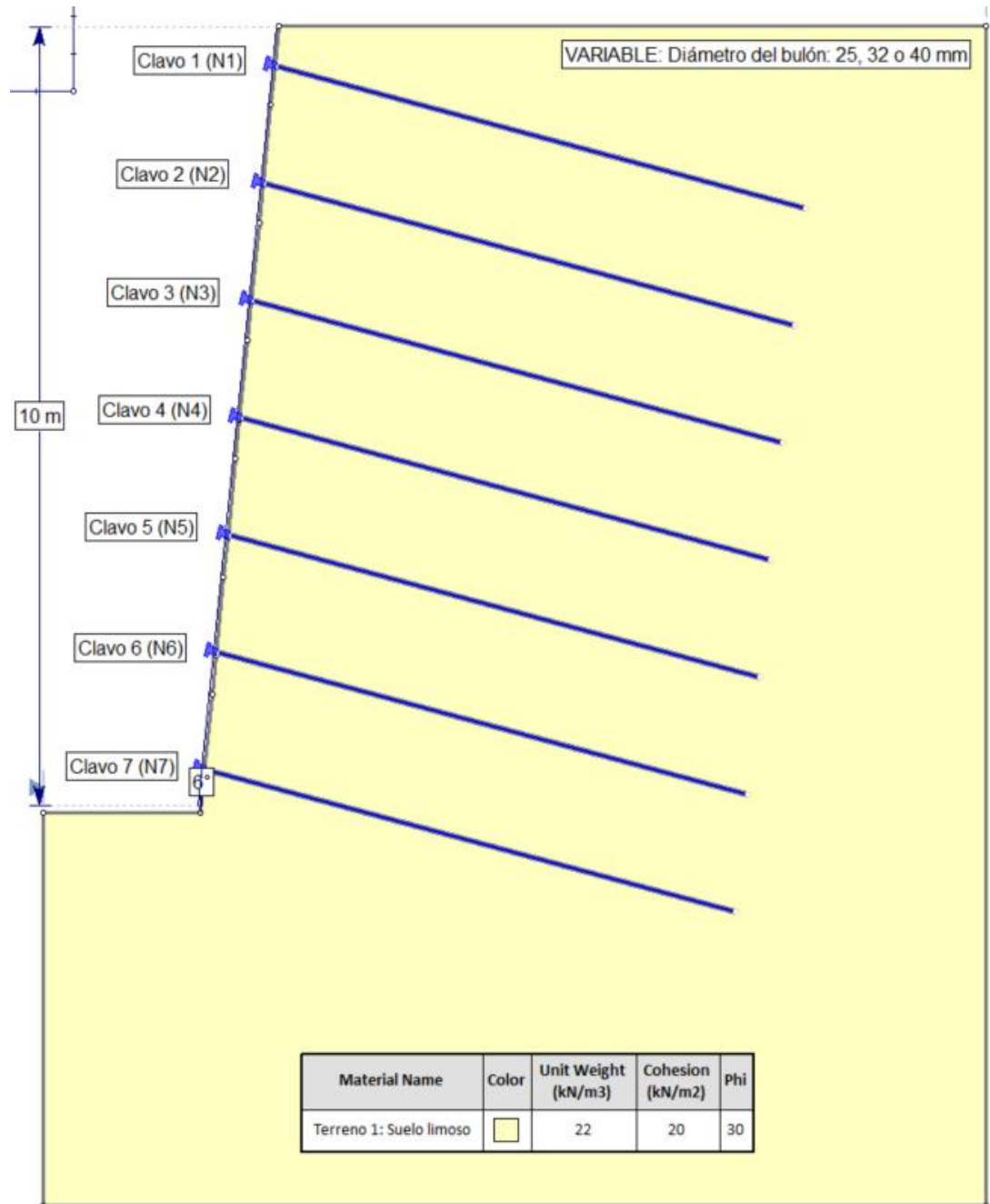


Figura 135: Croquis del caso de estudio 2 en caso de tener un terreno de tipo 1 representativo de un suelo con bajas prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia)

5.2.1.1 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 25 \text{ mm}$

Se estudia el caso en el que los clavos están compuestos por bulones de diámetro 25 mm sobre un terreno limoso considerado como Terreno 1. Se introducen los valores de 138 kN de resistencia a la tracción y 20 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 42: Resultados FS Caso 2 – Terreno 1 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - $D_b = 25 \text{ mm}$ |                  |                  |                   |
|--|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO N°   | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1   | 8,162            | 8,657            | 9,125             |
| N2   | 3,253            | 8,597            | 8,282             |
| N3   | 3,315            | 7,07             | 5,84              |
| N4   | 2,567            | 3,436            | 3,315             |
| N5   | 2,147            | 2,273            | 2,312             |
| N6   | 1,792            | 1,8              | 1,849             |
| N7   | 1,552            | 1,55             | 1,578             |

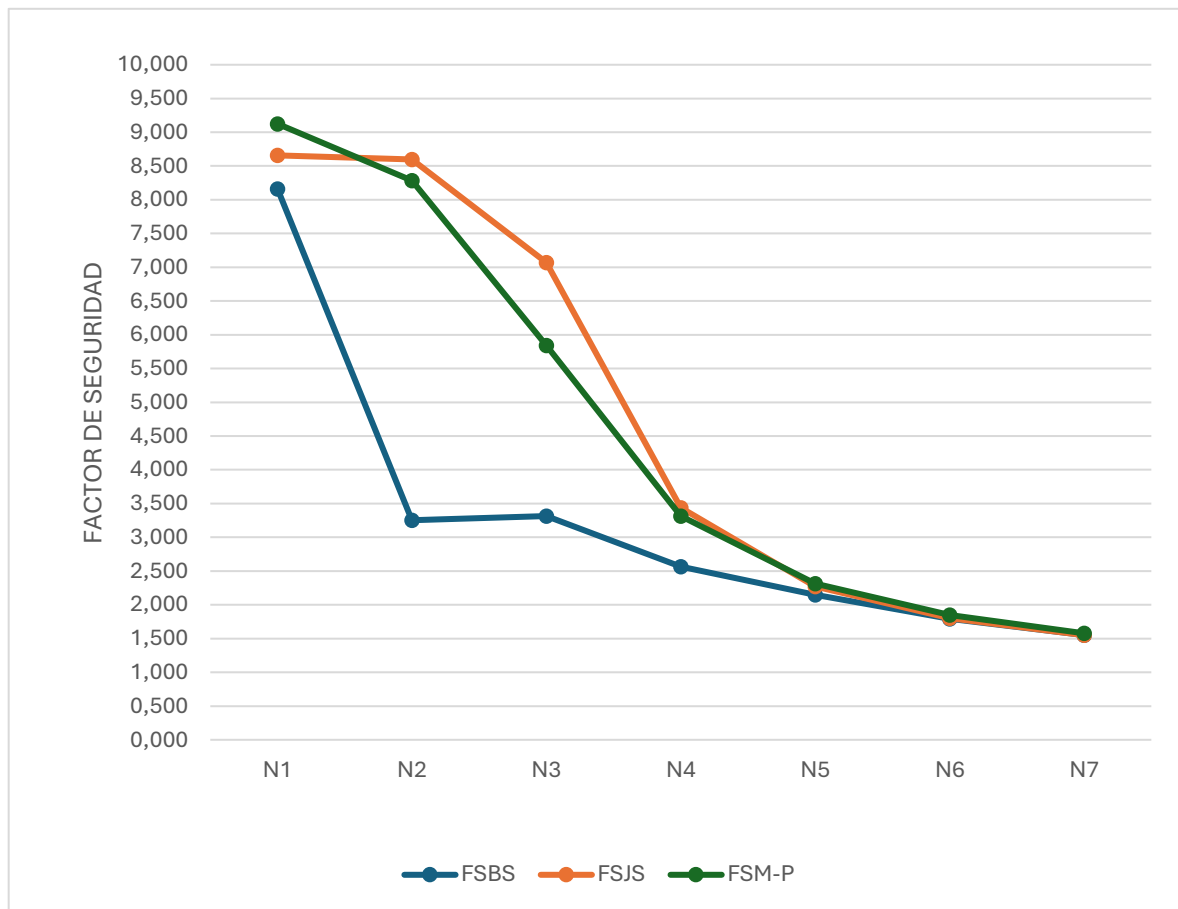


Figura 136: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 1 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

5.2.1.2 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 32 \text{ mm}$

Se estudia el caso en el que los clavos están compuestos por bulones de diámetro 32 mm sobre un terreno limoso considerado como Terreno 1. Se introducen los valores de 227 kN de resistencia a la tracción y 20 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 43: Resultados FS Caso 2 – Terreno 1 -  $D_b = 32 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - $D_b = 32\text{mm}$ |                  |                  |                   |
|--|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO N°                                       | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1   | 8,162            | 8,657            | 9,125             |
| N2   | 3,253            | 8,597            | 8,282             |
| N3   | 3,316            | 7,076            | 5,851             |
| N4   | 2,567            | 3,334            | 3,191             |
| N5   | 2,156            | 2,257            | 2,316             |
| N6   | 1,784            | 1,798            | 1,854             |
| N7   | 1,557            | 1,553            | 1,581             |

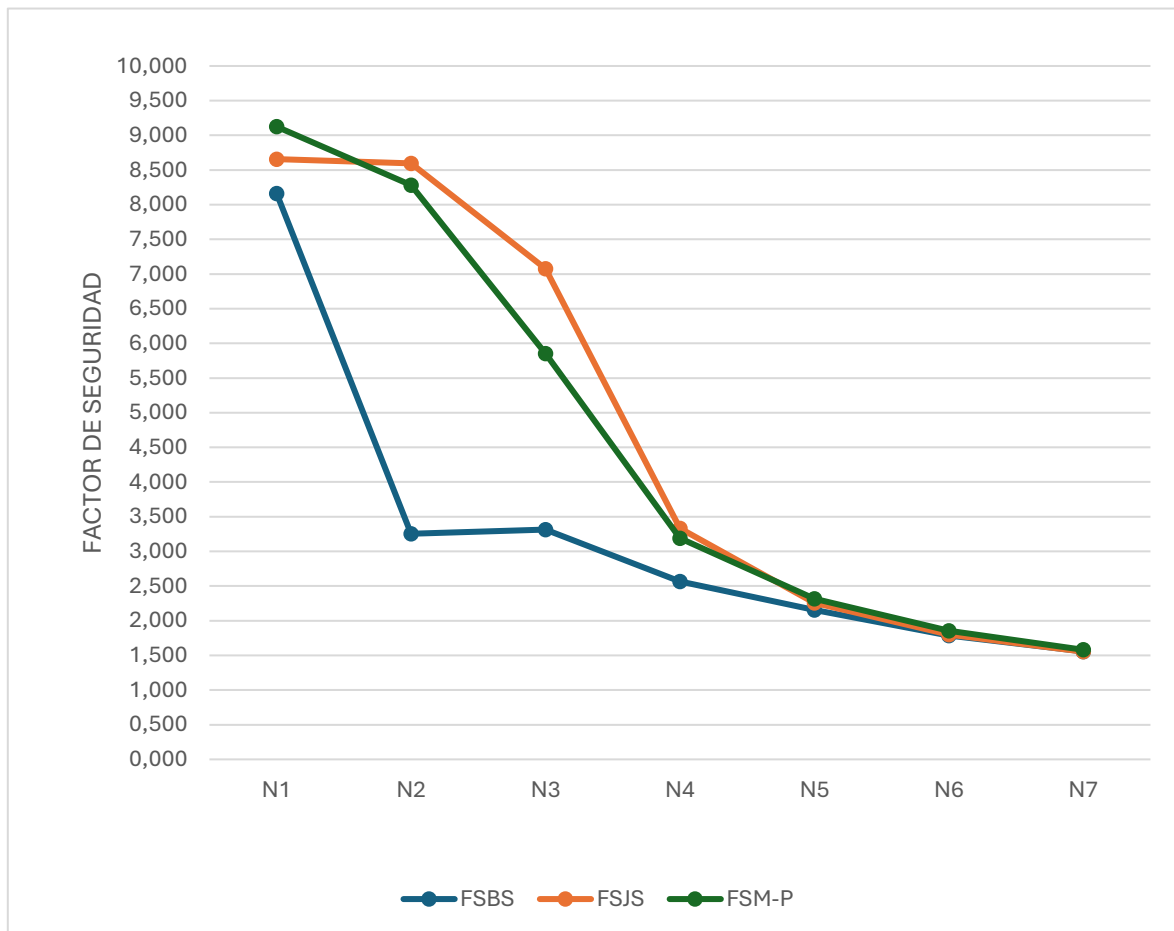


Figura 137: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 1 –  $D_b = 32 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

5.2.1.3 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 40 \text{ mm}$

Se estudia el caso en el que los clavos están compuestos por bulones de diámetro 40 mm sobre un terreno limoso considerado como Terreno 1. Se introducen los valores de 354 kN de resistencia a la tracción y 20 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 44: Resultados FS Caso 2 – Terreno 1 –  $D_b = 40 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - $D_b = 40 \text{ mm}$ |                  |                  |                   |
|--|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº   | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1   | 8,162            | 8,6567           | 9,125             |
| N2   | 3,253            | 8,597            | 8,282             |
| N3   | 3,315            | 7,07             | 5,84              |
| N4   | 2,567            | 3,436            | 3,315             |
| N5   | 2,147            | 2,273            | 2,312             |
| N6   | 1,792            | 1,8              | 1,849             |
| N7   | 1,552            | 1,55             | 1,578             |

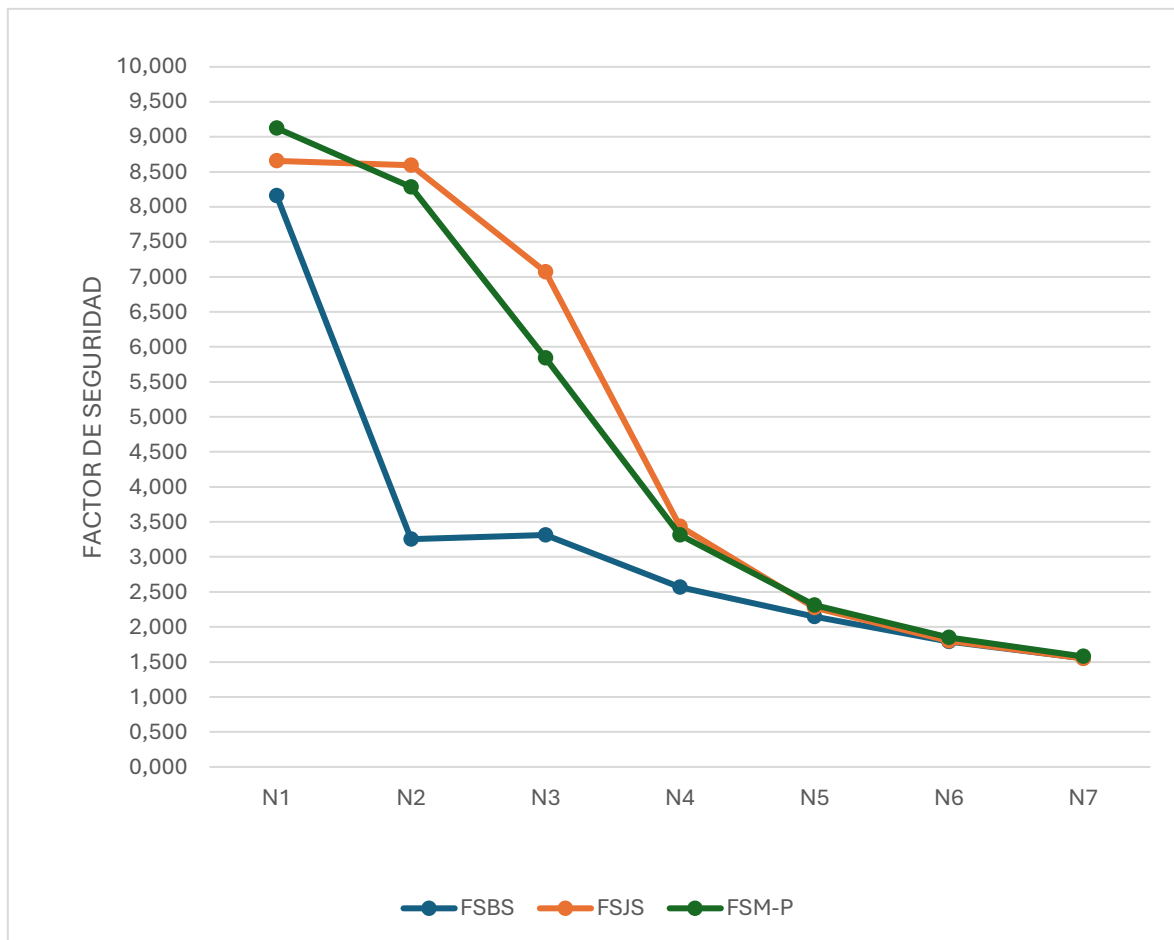


Figura 138: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 1 –  $D_b = 40 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

5.2.1.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 2 – TERRENO 1

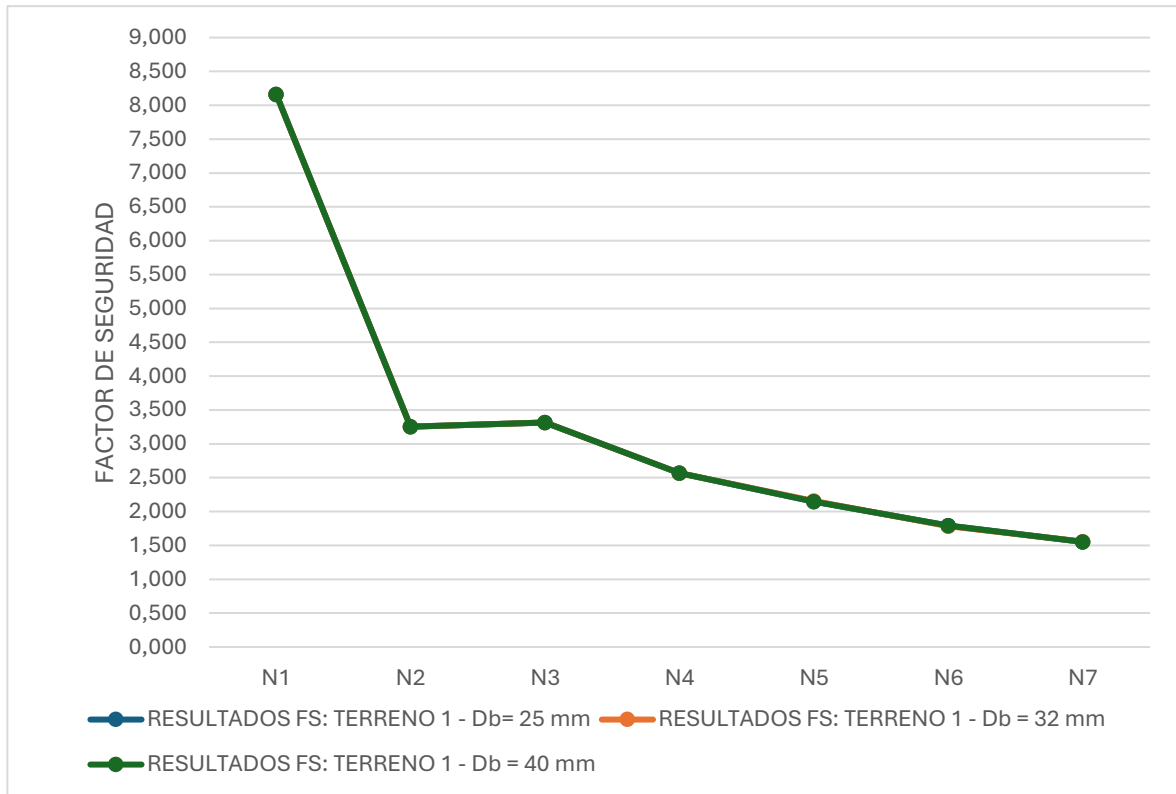


Figura 139: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 2 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)

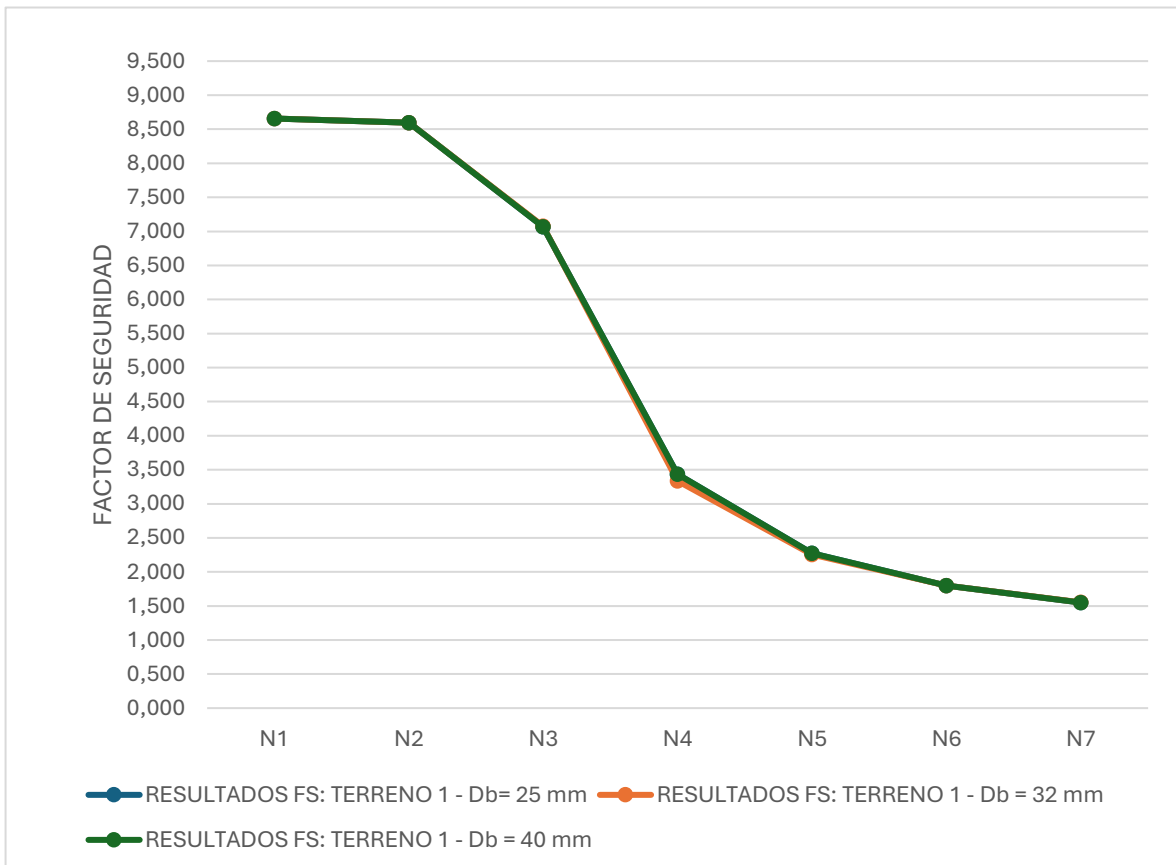


Figura 140: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 2 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)

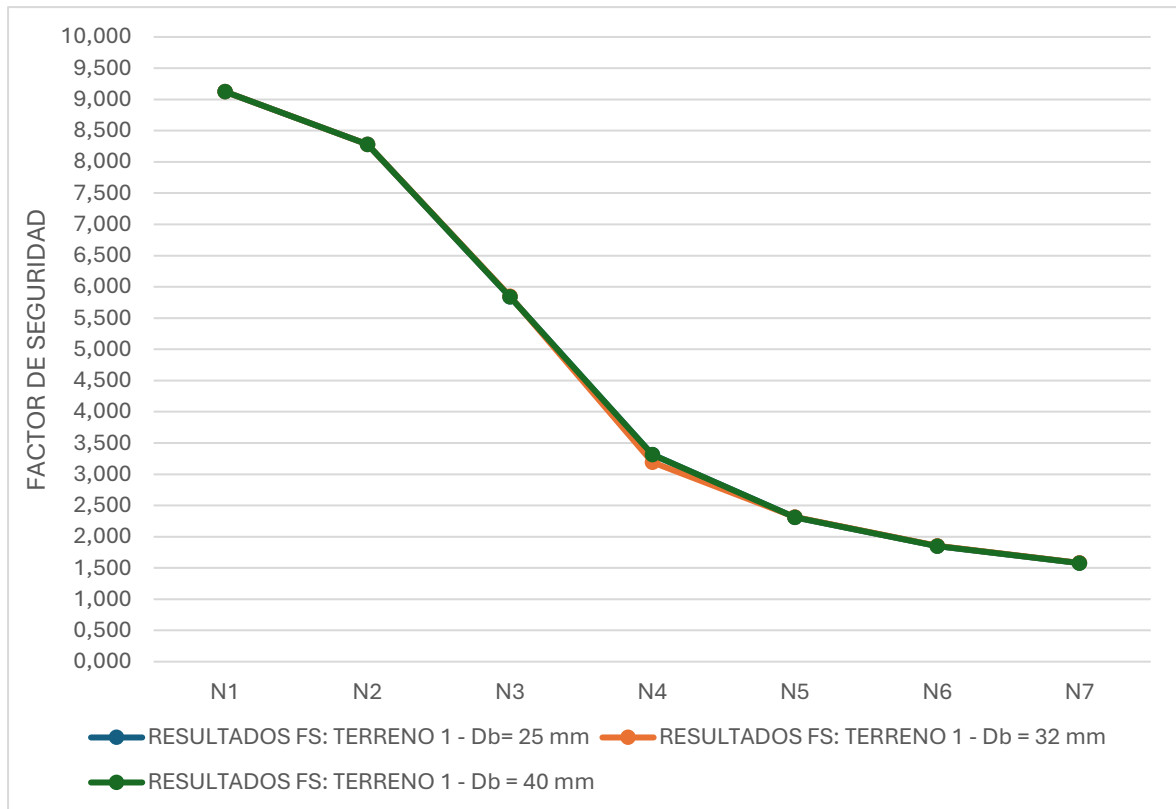


Figura 141: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 2 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)

Analizando los resultados obtenidos referentes al FS en caso de tener un suelo limoso con las características del Terreno 1 representativo de un suelo con malas prestaciones geotécnicas, no se observan diferencias significativas entre los diámetros de 25-32-40 mm, lo que indica que la influencia en el factor de seguridad del talud no está directamente ligada con el diámetro del bulón. Esto no quiere decir que el diámetro del bulón no repercuta en que la solución sea más o menos estable, puesto que la capacidad resistente del bulón en términos de tracción o compresión sí que están directamente relacionadas con la sección de acero: a mayor diámetro, mayor sección de trabajo y, en consecuencia, mayor capacidad de resistencia frente a la plastificación y/o rotura por tracción.

De cara al prediseño, en terrenos limosos semejantes al Terreno 1, se considera oportuno partir de un diámetro intermedio que podría fijarse en 32 mm para tener un punto de partida que podría ser optimizable en caso de cumplir con las condiciones del factor de seguridad y solicitaciones mecánicas de la situación en cuestión.

### 5.2.2 CASO 2 - TERRENO 2

En el presente caso se estudian la influencia del diámetro de los bulones en un terreno arenoso-cementoso representativo de un suelo con buenas características geotécnicas cuyas características han sido descritas en el apartado 4.1 de *definición de las hipótesis de partida*.

En el croquis que se muestra debajo se representa la situación del presente caso de estudio.

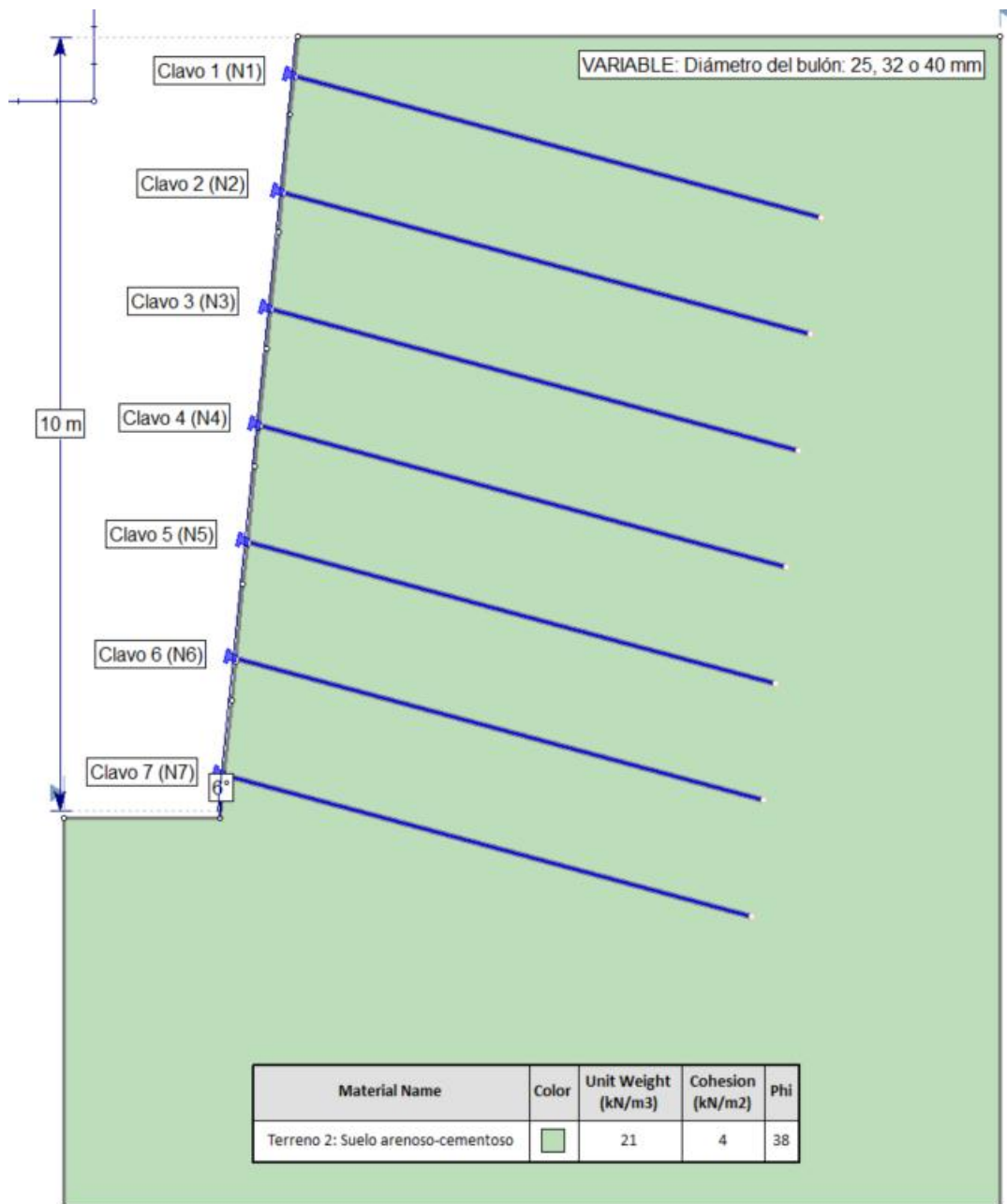


Figura 142: Croquis del caso de estudio 2 en caso de tener un terreno de tipo 2 representativo de un suelo con buenas prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia)

5.2.2.1 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 25 \text{ mm}$

Se estudia el caso en el que los clavos están compuestos por bulones de diámetro 25 mm sobre un terreno arenoso-cementoso considerado como Terreno 2. Se introducen los valores de 138 kN de resistencia a la tracción y 46,6 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 45: Resultados FS Caso 2 – Terreno 2 –  $D_b = 25 \text{ mm}$

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - $D_b = 25 \text{ mm}$ |                  |                  |                   |
|--|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº   | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1   | 2,273            | 2,438            | 2,374             |
| N2   | 2,305            | 2,39             | 2,352             |
| N3   | 2,351            | 2,405            | 2,382             |
| N4   | 1,567            | 2,79             | 2,73              |
| N5   | 3,797            | 3,376            | 3,758             |
| N6   | 2,748            | 2,403            | 2,708             |
| N7   | 1,997            | 1,85             | 2,093             |



Figura 143: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 2 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

### 5.2.2.2 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 32$ mm

Se estudia el caso en el que los clavos están compuestos por bulones de diámetro 32 mm sobre un terreno arenoso-cementoso considerado como Terreno 2. Se introducen los valores de 227 kN de resistencia a la tracción y 46,6 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 46: Resultados FS Caso 2 – Terreno 2 –  $D_b = 32$  mm

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - $D_b = 32$ mm |                  |                  |                   |
|--|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº                                 | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1                                       | 2,273            | 2,438            | 2,374             |
| N2                                       | 2,305            | 2,39             | 2,352             |
| N3                                       | 2,329            | 2,405            | 2,384             |
| N4                                       | 1,461            | 2,79             | 2,728             |
| N5                                       | 4,055            | 3,539            | 4,012             |
| N6                                       | 2,072            | 1,849            | 1,854             |
| N7                                       | 1,744            | 1,519            | 1,639             |



Figura 144: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 2 –  $D_b = 32$  mm (Fuente: Elaboración propia)

5.2.2.3 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 40 \text{ mm}$

Se estudia el caso en el que los clavos están compuestos por bulones de diámetro 40 mm sobre un terreno arenoso-cementoso considerado como Terreno 2. Se introducen los valores de 354 kN de resistencia a la tracción y 46,6 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 47: Resultados FS Caso 2 – Terreno 2 –  $D_b = 40 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - $D_b = 40 \text{ mm}$ |                  |                  |                   |
|--|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº   | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1   | 2,273            | 2,438            | 2,374             |
| N2   | 2,305            | 2,39             | 2,352             |
| N3   | 2,351            | 2,405            | 2,382             |
| N4   | 1,567            | 2,79             | 2,728             |
| N5   | 4,023            | 3,503            | 3,976             |
| N6   | 3,464            | 2,774            | 3,387             |
| N7   | 2,166            | 1,991            | 2,295             |

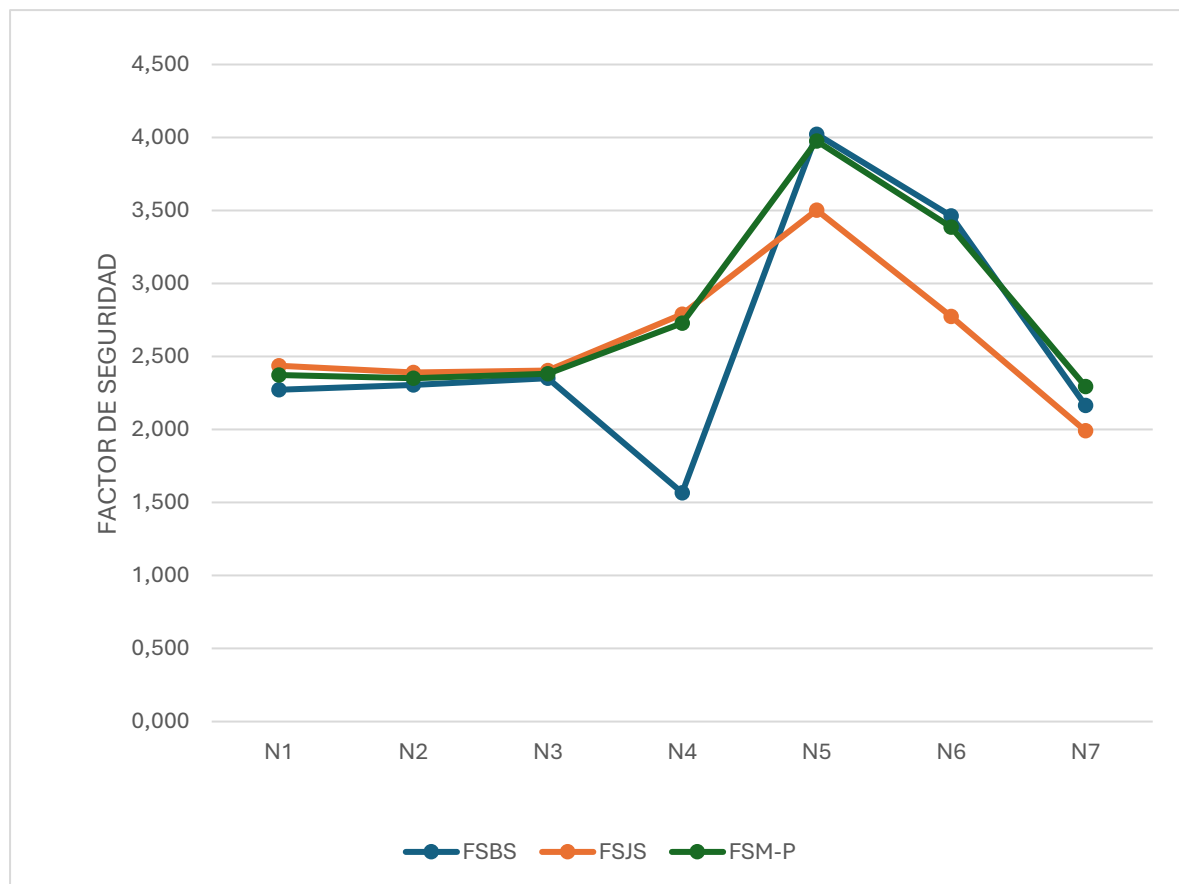


Figura 145: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 2 –  $D_b = 40 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

### 5.2.2.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 2 – TERRENO 2

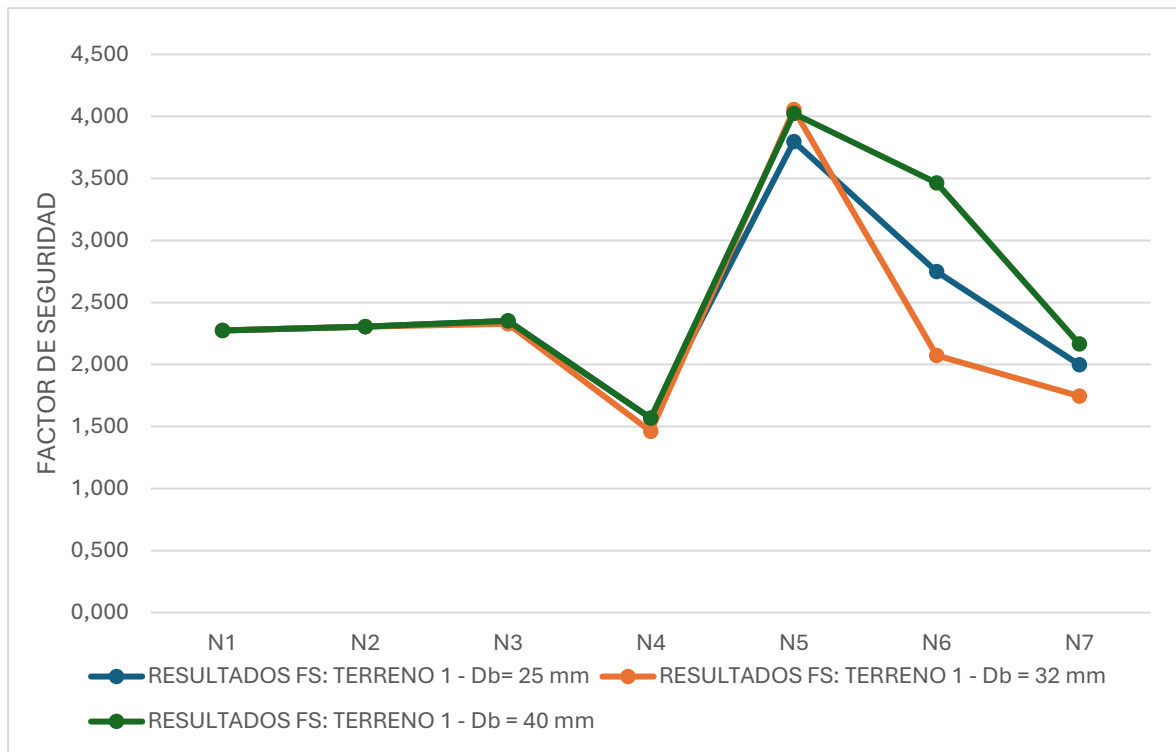


Figura 146: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

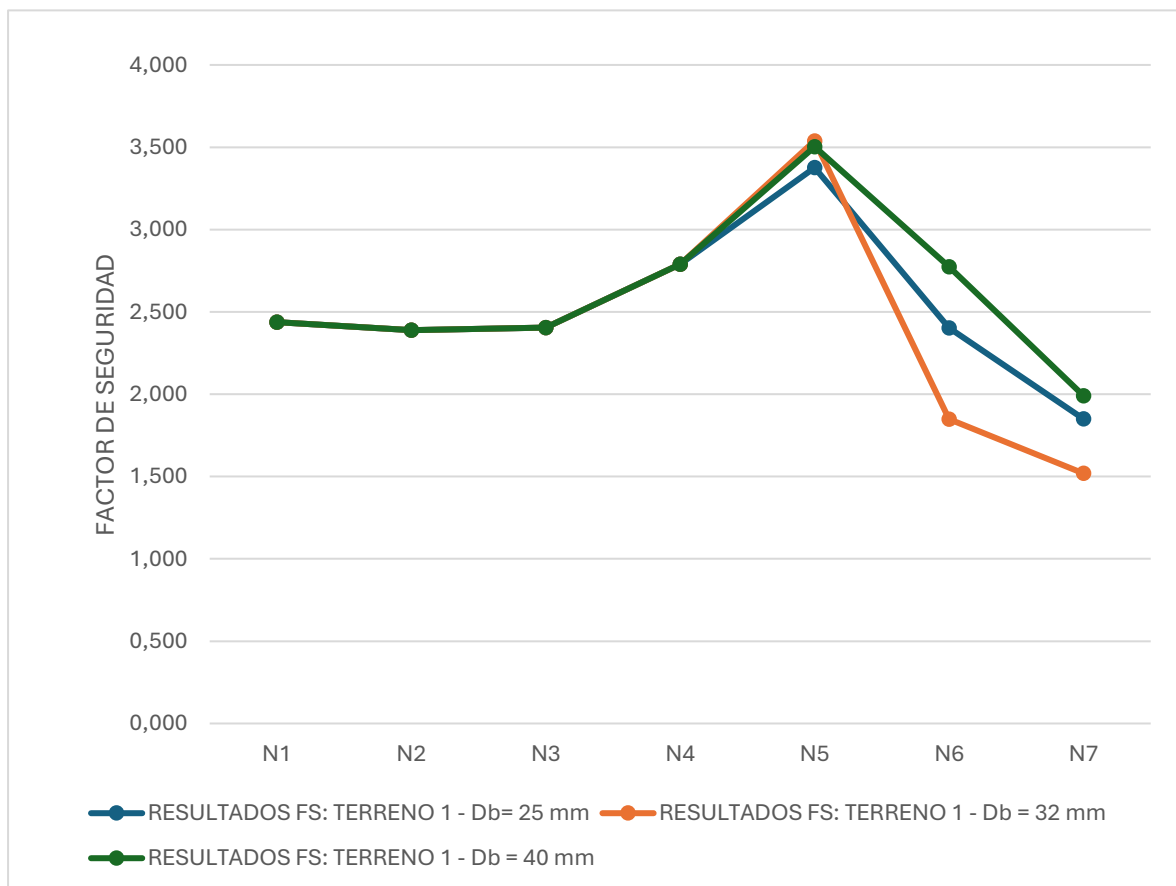


Figura 147: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

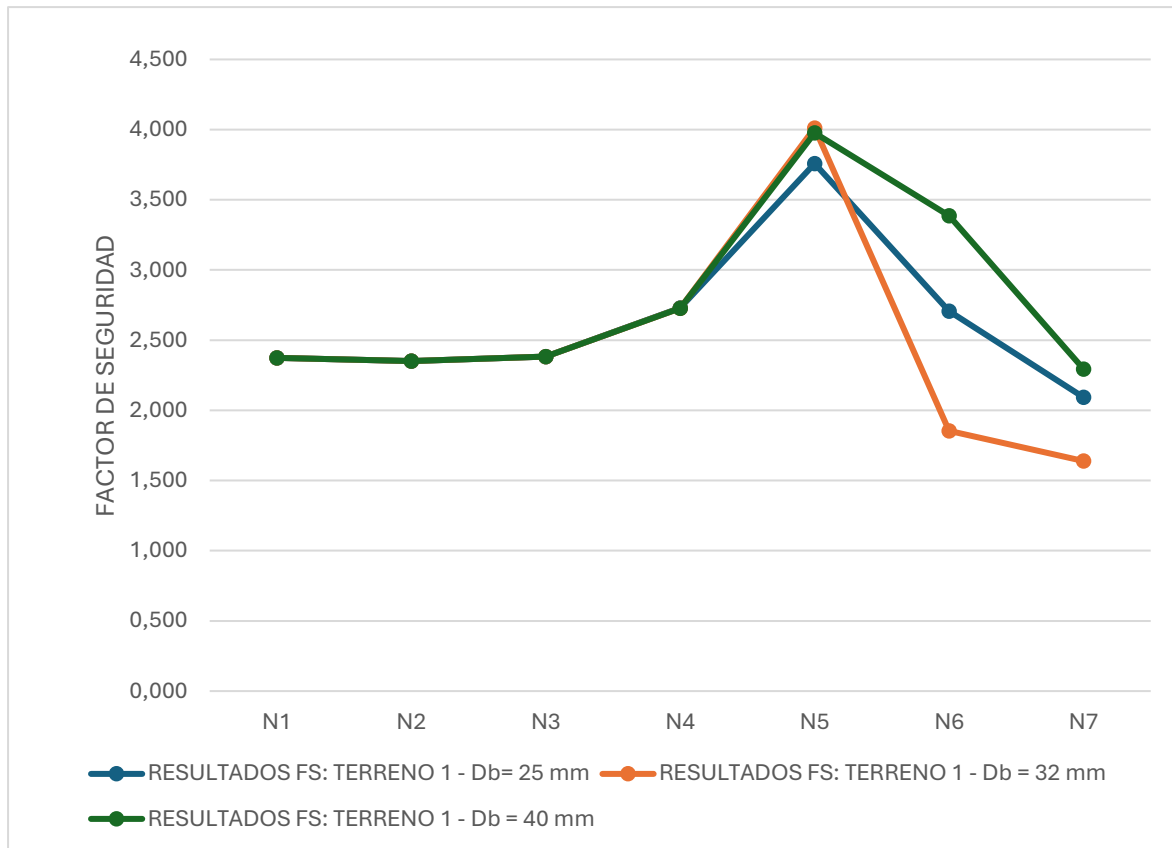


Figura 148: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

Atendiendo a las gráficas con los resultados obtenidos en caso de tener un suelo arenoso-cementoso similar al Terreno 2, cabe destacar que no existen un patrón lineal de entre el diámetro del bulón y el factor de seguridad, ya que el orden de los diámetros respecto del factor de seguridad sería de 40-25-32 m en caso de ordenarse de mayor a menor FS.

En ese sentido, se considera oportuno partir de un diámetro del orden de 32 mm para el prediseño, puesto que se ha superado en todos los casos el valor límite del factor de seguridad del 1,5 y deja lugar a mejorar el FS en caso de que se requiera.

### 5.2.3 CASO 2 - TERRENO 3

En el presente caso se estudian la influencia del diámetro de los bulones en un terreno margoso-calcareo cuyas características han sido descritas en el apartado 4.1 de *definición de las hipótesis de partida*.

En el croquis que se muestra a continuación se pretende contextualizar la situación analizada, en el que la variable corresponde al diámetro de los bulones.

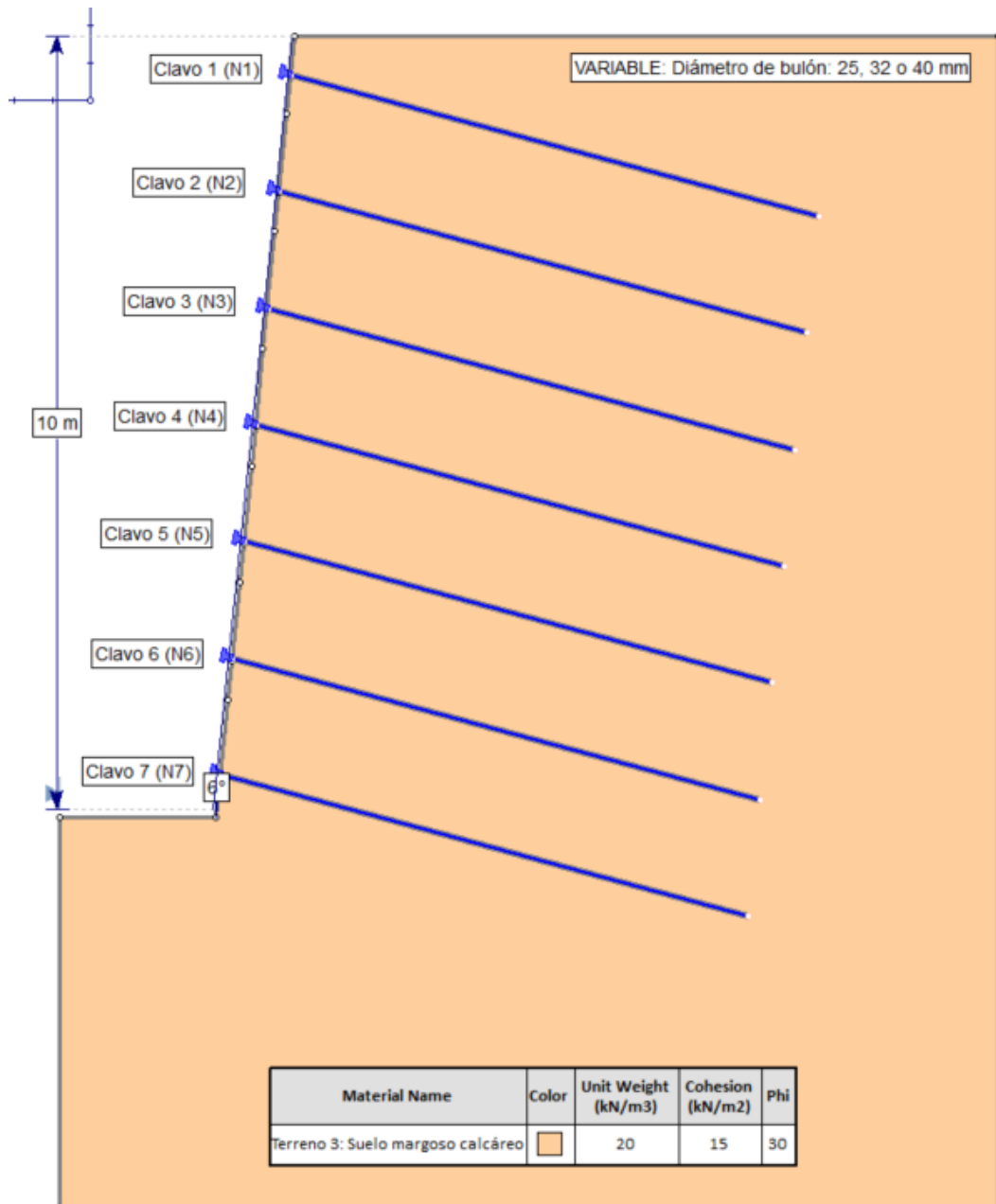


Figura 149: Croquis del caso de estudio 2 sobre un terreno de tipo 3 representativo de un terreno regular (Fuente: Elaboración propia)

5.2.3.1 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 25 \text{ mm}$

Se estudia el caso en el que los clavos están compuestos por bulones de diámetro 25 mm sobre un terreno margoso-calcáreo considerado como Terreno 3. Se introducen los valores de 138 kN de resistencia a la tracción y 36 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 48: Resultados FS Caso 2 – Terreno 3 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - $D_b = 25 \text{ mm}$ |                  |                  |                   |
|--|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº   | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1   | 6,824            | 7,242            | 8,682             |
| N2   | 3,092            | 7,197            | 6,908             |
| N3   | 3,205            | 11,987           | 12,472            |
| N4   | 2,323            | 6,899            | 6,11              |
| N5   | 2,658            | 2,828            | 3,054             |
| N6   | 2,231            | 2,067            | 2,21              |
| N7   | 1,849            | 1,697            | 1,829             |

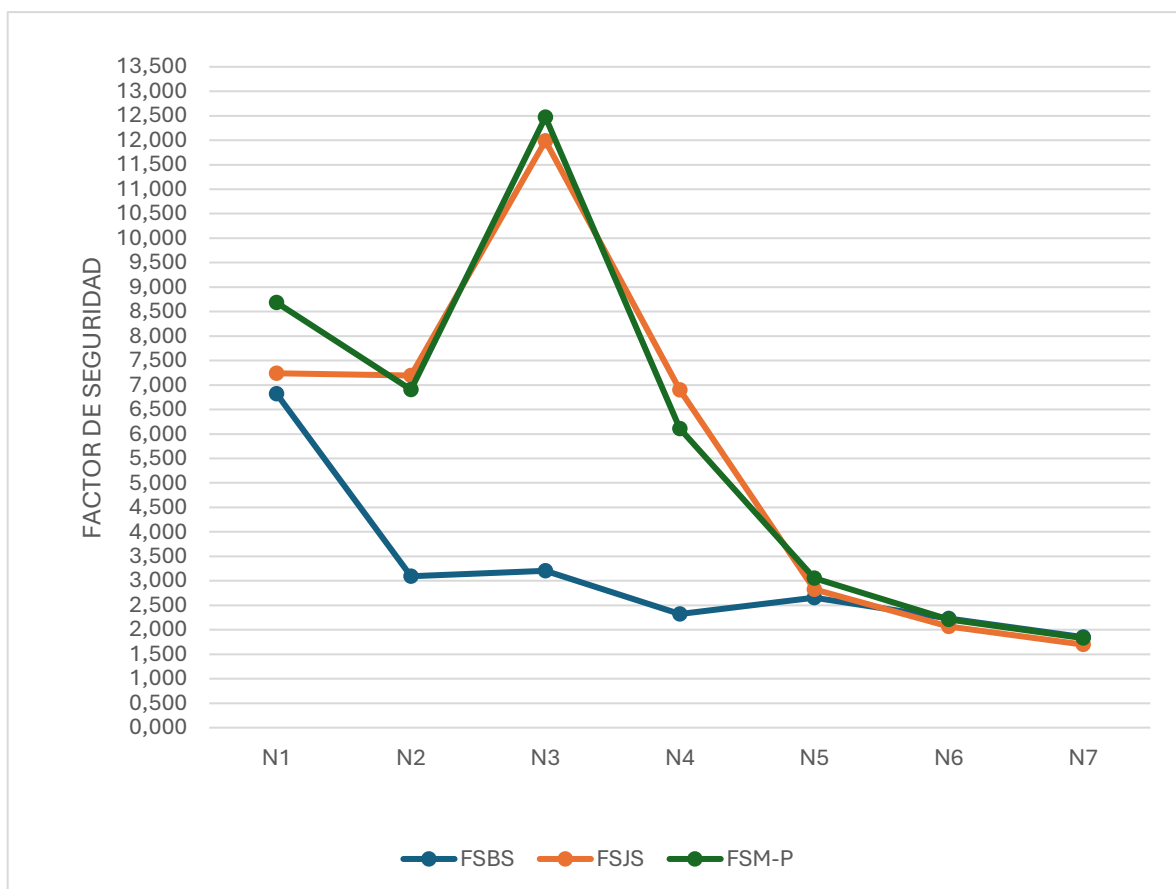


Figura 150: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 3 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

5.2.3.2 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 32 \text{ mm}$

Se estudia el caso en el que los clavos están compuestos por bulones de diámetro 32 mm sobre un terreno margoso-calcáreo considerado como Terreno 3. Se introducen los valores de 227 kN de resistencia a la tracción y 36 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 49: Resultados FS Caso 2 – Terreno 3 –  $D_b = 32 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - $D_b = 32 \text{ mm}$ |                  |                  |                   |
|--|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº   | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1   | 6,824            | 7,242            | 8,682             |
| N2   | 3,092            | 7,197            | 6,908             |
| N3   | 3,205            | 11,987           | 12,472            |
| N4   | 2,323            | 7,75             | 8,036             |
| N5   | 2,658            | 2,887            | 3,127             |
| N6   | 2,287            | 2,113            | 2,297             |
| N7   | 1,895            | 1,73             | 1,874             |

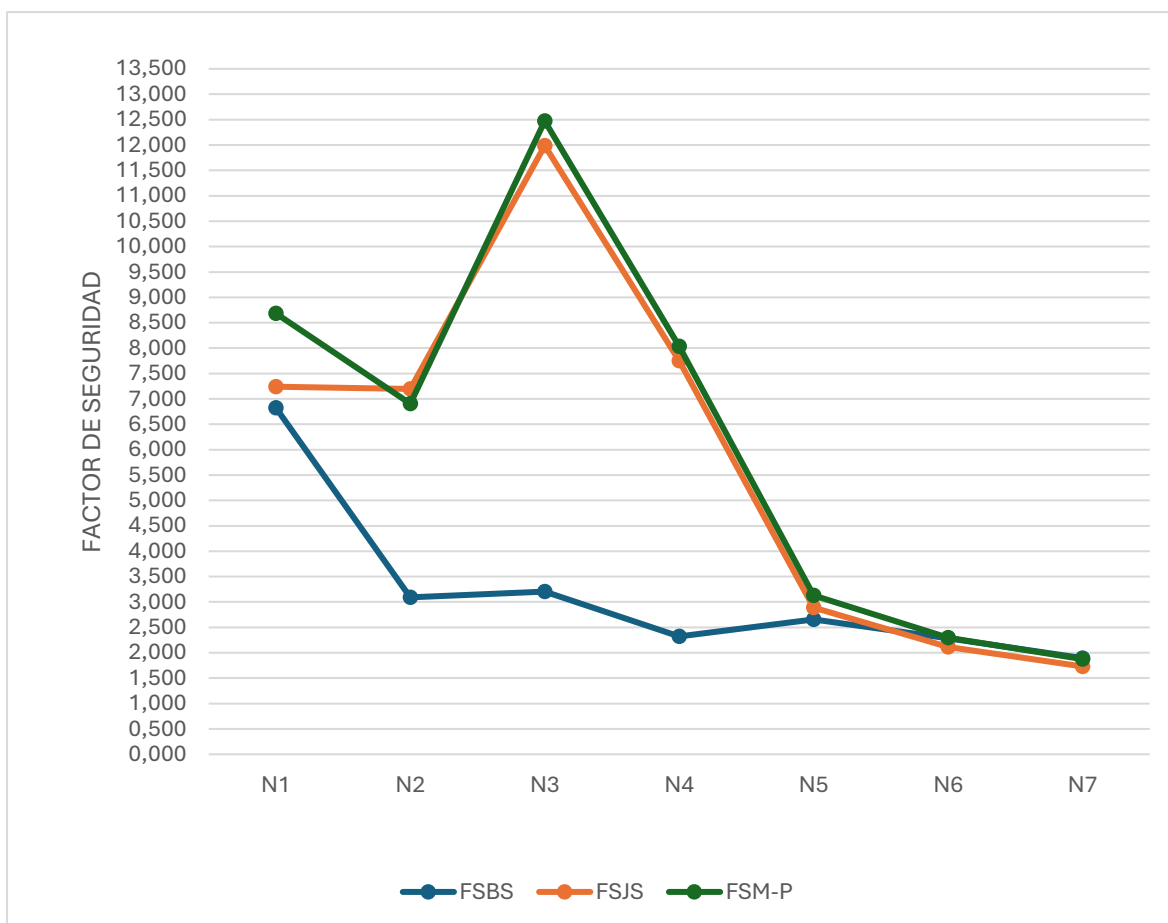


Figura 151: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 3 –  $D_b = 40 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

5.2.3.3 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 40 \text{ mm}$

Se estudia el caso en el que los clavos están compuestos por bulones de diámetro 40 mm sobre un terreno margoso-calcáreo considerado como Terreno 3. Se introducen los valores de 354 kN de resistencia a la tracción y 36 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 50: Resultados FS Caso 2 – Terreno 3 –  $D_b = 40 \text{ mm}$

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - $D_b = 40 \text{ mm}$ |                  |                  |                   |
|--|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº   | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1   | 6,824            | 7,242            | 8,682             |
| N2   | 3,092            | 7,197            | 6,908             |
| N3   | 3,205            | 11,987           | 12,472            |
| N4   | 2,344            | 7,75             | 8,036             |
| N5   | 2,658            | 2,887            | 3,127             |
| N6   | 2,287            | 2,113            | 2,297             |
| N7   | 1,895            | 1,73             | 1,874             |

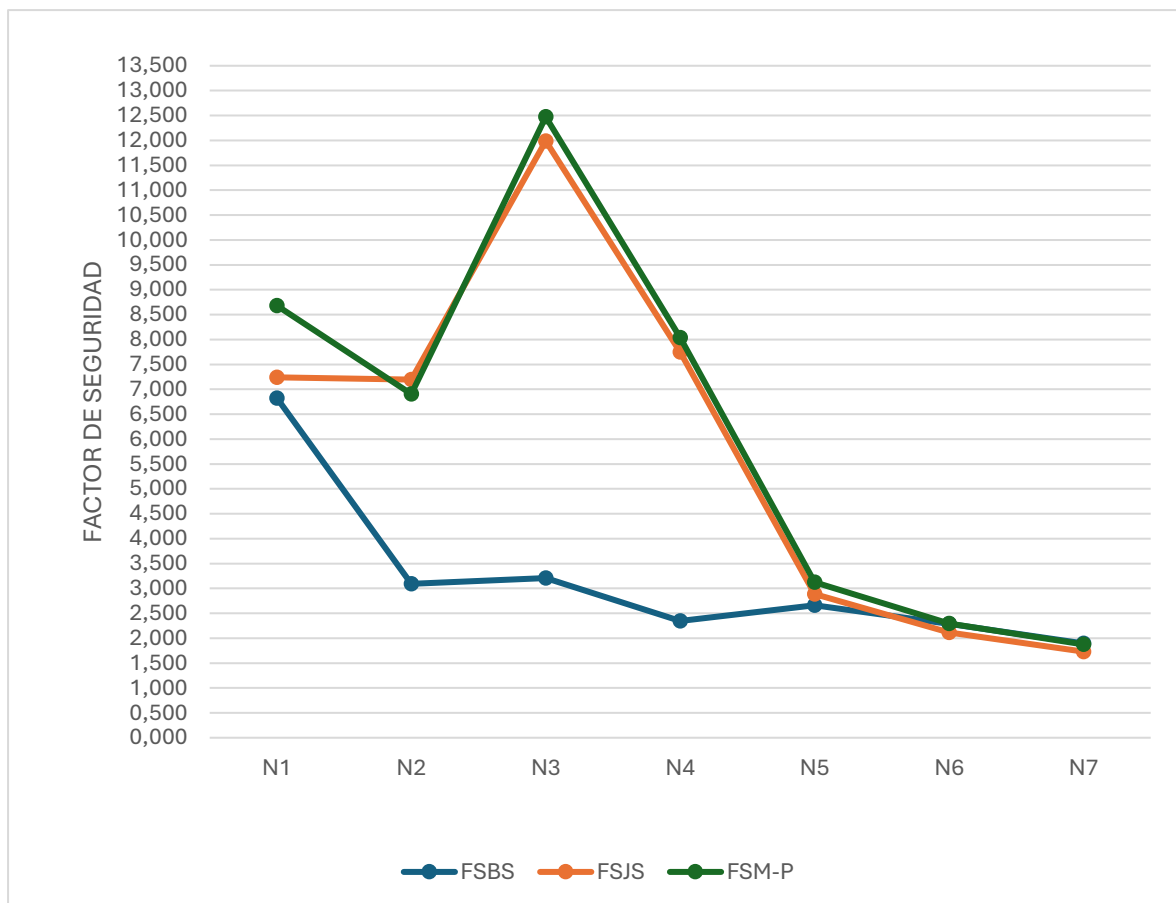


Figura 152: Gráfico de evolución del FS en el Caso 2 – Terreno 3 –  $D_b = 40 \text{ mm}$  (Fuente: Elaboración propia)

5.2.3.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 2 – TERRENO 3

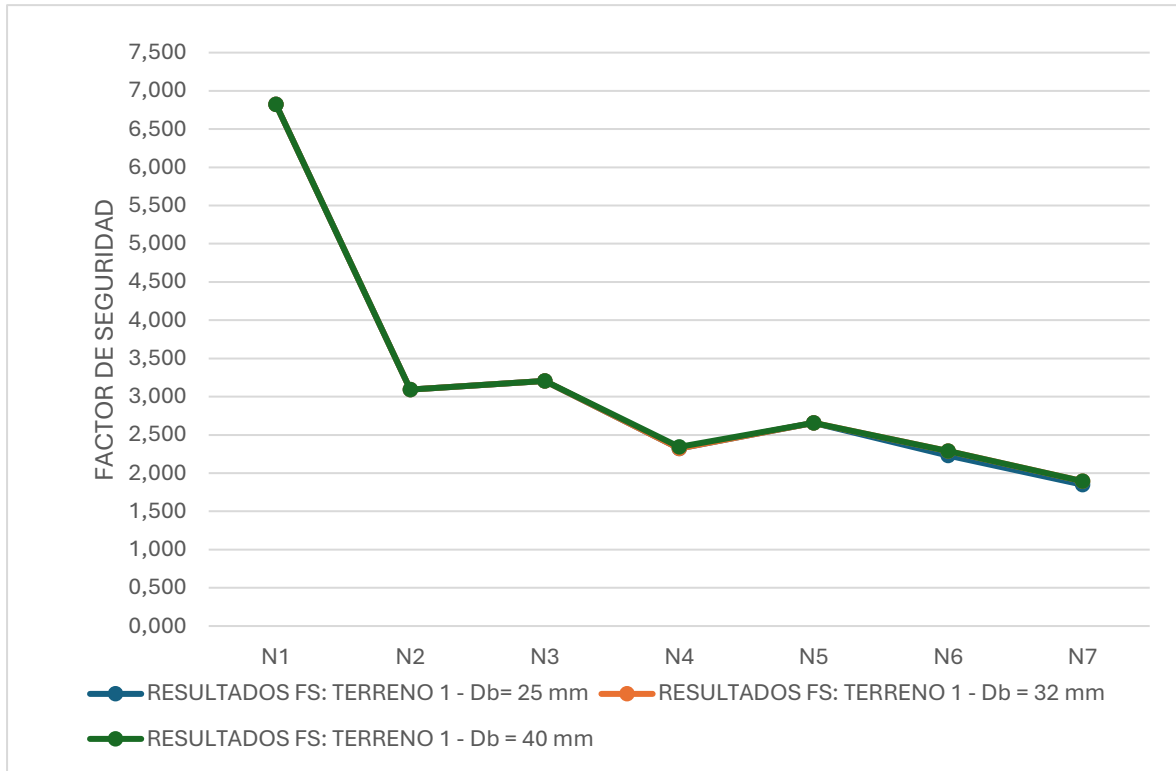


Figura 153: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

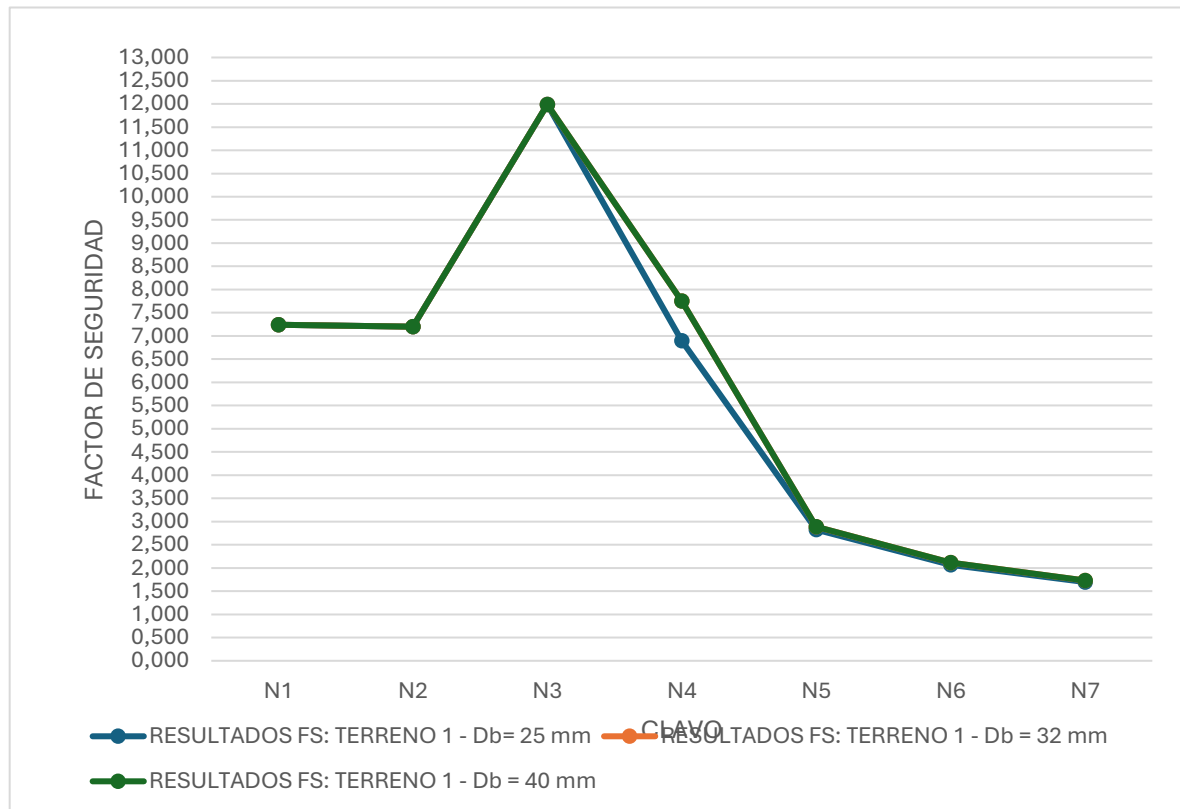


Figura 154: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

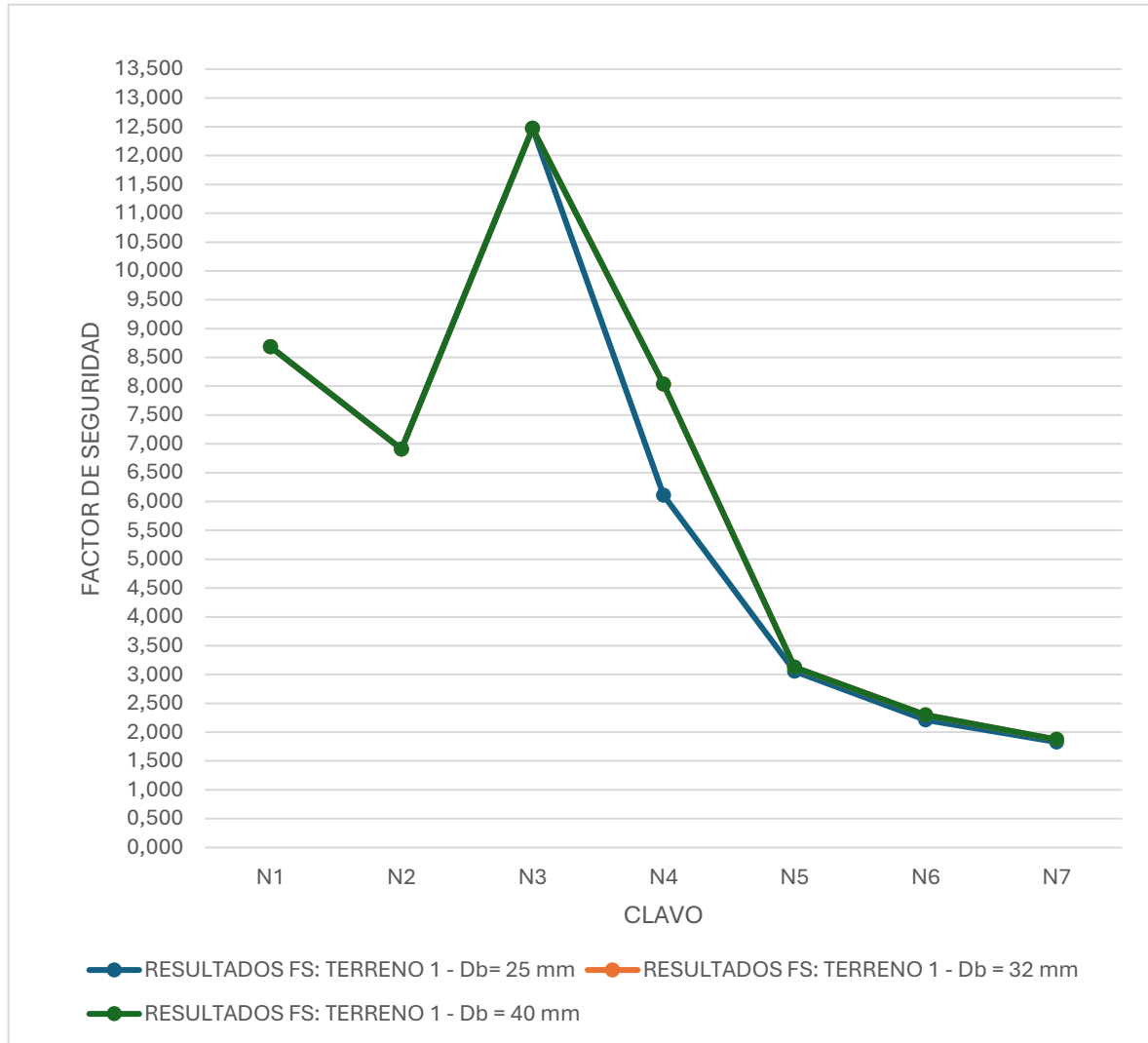


Figura 155: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 2 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

Si se atiende a los resultados obtenidos en el presente caso de estudio, se observa que el FS apenas varía aunque se cambie de diámetro. En consecuencia, en los suelos margosos-calcáreos representativos de un terreno de características geotécnicas regulares, se puede decir que la influencia del diámetro no es trascendental desde el punto de vista de la estabilidad global aunque no puede descartarse su repercusión en la estabilidad local y las condiciones resistentes a cumplir por el bulón.

En lo que se refiere al prediseño, tras observar que todos los valores superan el valor límite de FS de 1,5, se considera que el diámetro de partida oportuno sería de 32 mm con la opción de optimizar a 25 mm en caso de que se den las condiciones necesarias.

### 5.3 CASO 3: ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DEL TIPO DE INYECCIÓN UTILIZADA

En el tercer y último caso de estudio se pretende observar la repercusión que tiene el tipo de inyección empleada a la hora de ejecutar el clavo con el fin de valorar la propuesta de un tipo de inyección más conservadora como la inyección repetitiva y selectiva (IRS) según las condiciones del terreno en lugar de tirar hacia una solución más habitual como la inyección global única (IU).

Se ha considerado comparar dos tipos de inyección: la inyección global única (IU) y la inyección repetitiva y selectiva (IRS). La longitud del bulón se ha mantenido en los 7 m y el diámetro del bulón se fija en 32 mm al igual que se ha hecho en el primer caso.

Para la simulación se han fijado los valores de la capacidad de resistencia al punzonamiento del paramento de hormigón proyectado *-plate capacity-* y la resistencia a la tracción *-tensile capacity-*, mientras que la capacidad de adherencia *-bond strength-* varía en función del terreno y el tipo de inyección empleada según los ábacos propuestos en la *Guía para diseño y ejecución de anclajes en obra de carretera* (DGC, 2001) y que se reflejan en las figuras 69, 70 y 71 del presente documento:

- Resistencia a la tracción:  $P_N = \min(P_{N,1}, P_{N,2}) = 227 \text{ kN}$
- Resistencia al punzonamiento:  $V_R = \min(V_{Rd,1}, V_{Rd,2}) = 91 \text{ kN}$
- Fuerza de adherencia (Terreno 1 - Malo, IU):  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 20 \text{ kN/m}$
- Fuerza de adherencia (Terreno 1 - Malo, IRS):  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 59,1 \text{ kN/m}$
- Fuerza de adherencia (Terreno 2 - Bueno, IU):  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 46,6 \text{ kN/m}$
- Fuerza de adherencia (Terreno 2 - Bueno, IRS):  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 103 \text{ kN/m}$
- Fuerza de adherencia (Terreno 3 - Regular, IU):  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 36 \text{ kN/m}$
- Fuerza de adherencia (Terreno 3 - Regular, IRS):  $\frac{P_{N,3}}{L_b} = 81 \text{ kN/m}$

En consecuencia, se ajusta la capacidad de adherencia en función del caso mientras se lanzan las simulaciones pertinentes.

#### 5.3.1 CASO 3 - TERRENO 1

En el presente caso se ha realizado el estudio de sensibilidad del tipo de inyección fijando un suelo limoso cuyas características han sido descritas en el apartado 4.1 de *definición de las hipótesis de partida*, que son representativos de un suelo con

En el croquis que se muestra a continuación se muestra la situación del presente caso de estudio.

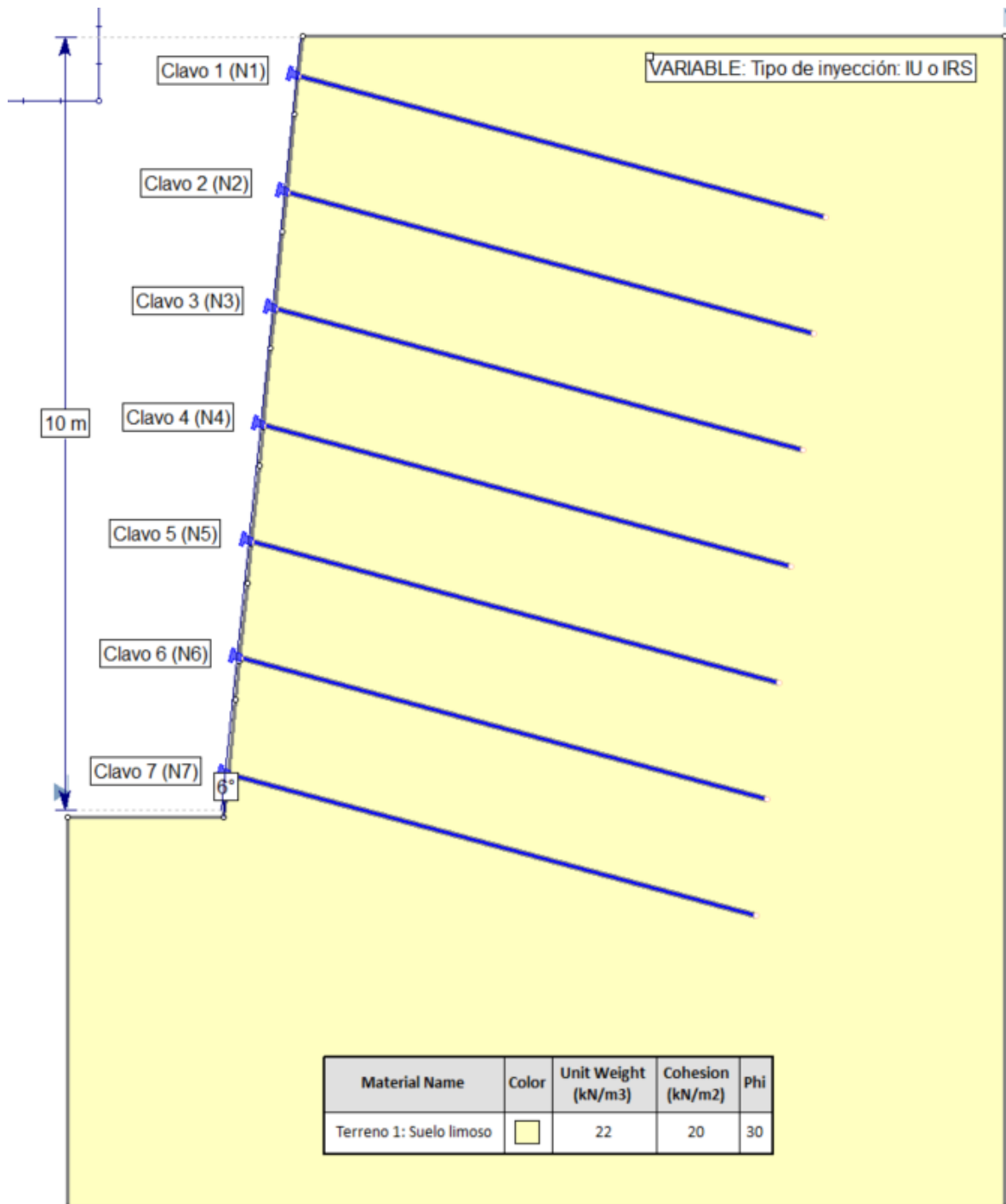


Figura 156: Croquis del caso de estudio 3 en un terreno 1 representativo de un suelo con bajas prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia)

### 5.3.1.1 CASO 3 – TERRENO 1 – IU

Se estudia el caso en el que los clavos están inyectados con inyección única (IU) sobre un terreno limoso considerado como Terreno 1. Se introducen el valor de 20 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 51: Resultados FS Caso 3- Terreno 1 – Inyección Única (IU) (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - IU |                  |                  |                   |
|-------------------------------|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº                      | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1                            | 8,162            | 8,657            | 9,125             |
| N2                            | 3,253            | 8,597            | 8,282             |
| N3                            | 3,316            | 7,076            | 5,851             |
| N4                            | 2,567            | 3,334            | 3,191             |
| N5                            | 2,156            | 2,257            | 2,316             |
| N6                            | 1,784            | 1,798            | 1,854             |
| N7                            | 1,557            | 1,553            | 1,581             |

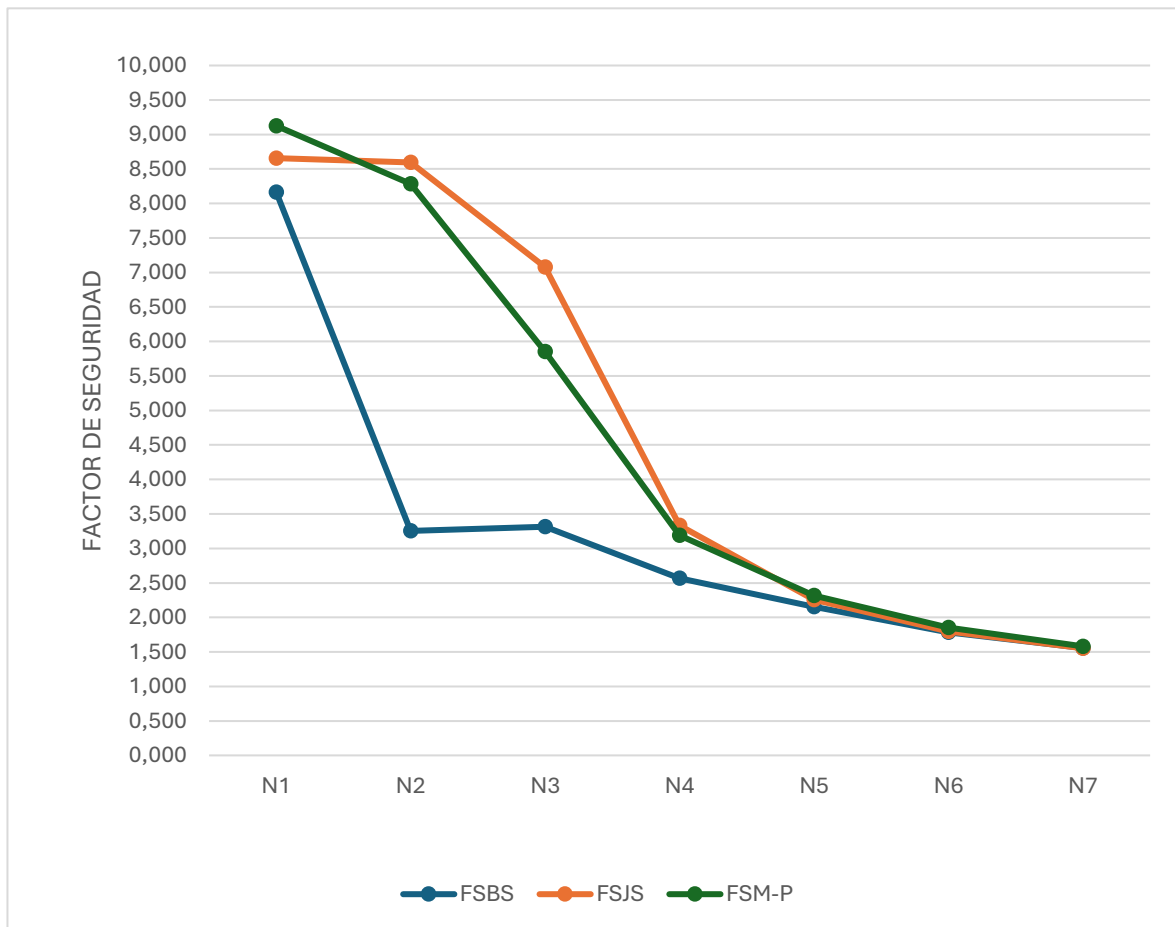


Figura 157: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 1 – Inyección Única (Fuente: Elaboración propia)

### 5.3.1.2 CASO 3 – TERRENO 1 – IRS

Se estudia el caso en el que los clavos están inyectados con inyección repetitiva y selectiva (IRS) sobre un terreno limoso considerado como Terreno 1. Se introducen el valor de 59,1 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 52: Resultados FS en Caso 3 – Terreno 1 – Inyección Repetitiva y Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 1 - IRS |                  |                  |                   |
|--------------------------------|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº                       | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1                             | 8,162            | 8,657            | 9,128             |
| N2                             | 3,418            | 8,597            | 8,282             |
| N3                             | 3,541            | 14,405           | 14,974            |
| N4                             | 2,622            | 11,248           | 11,713            |
| N5                             | 2,935            | 4,136            | 4,67              |
| N6                             | 2,564            | 2,685            | 3,003             |
| N7                             | 2,255            | 2,1              | 2,305             |



Figura 158: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 1 – Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia)

5.3.1.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 3 – TERRENO 1

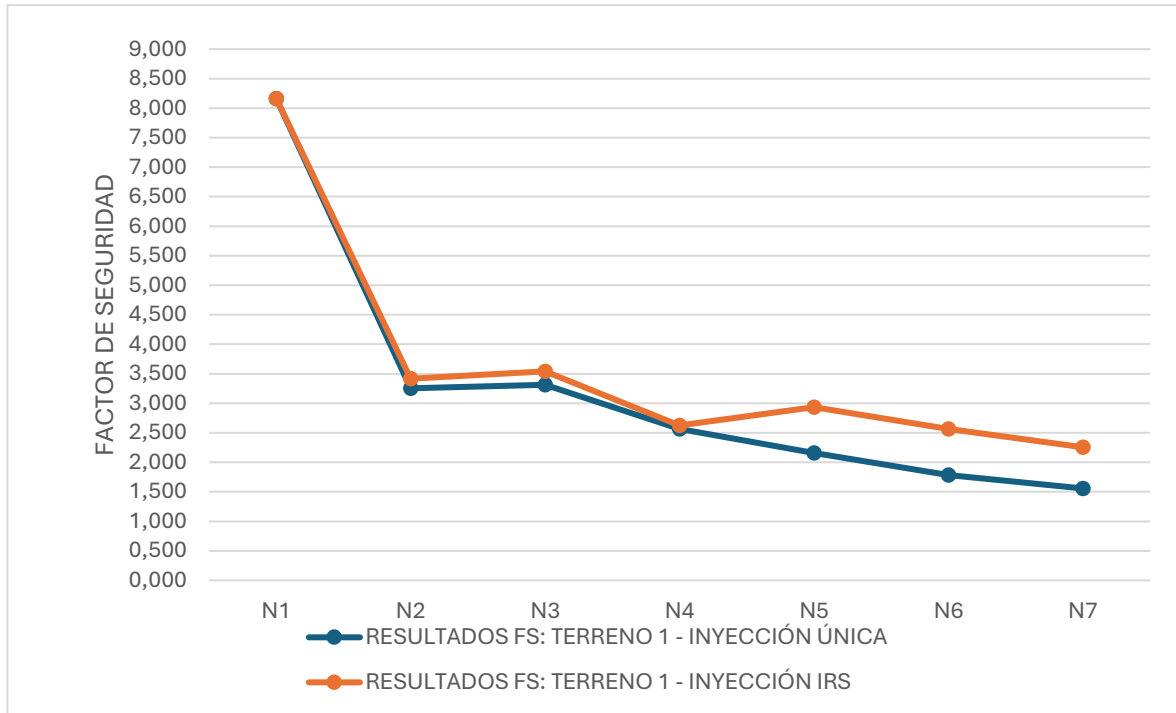


Figura 159: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 3 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)

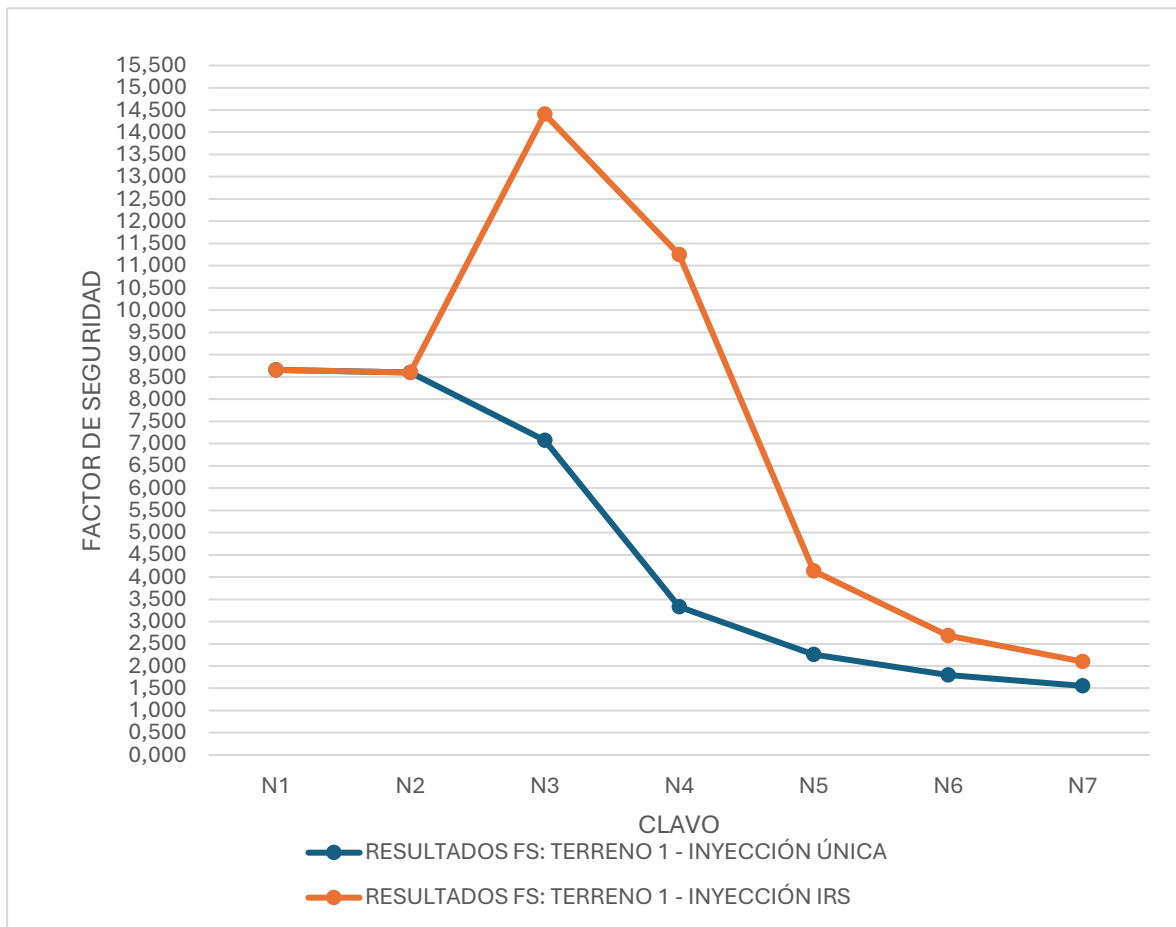


Figura 160: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 3 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)

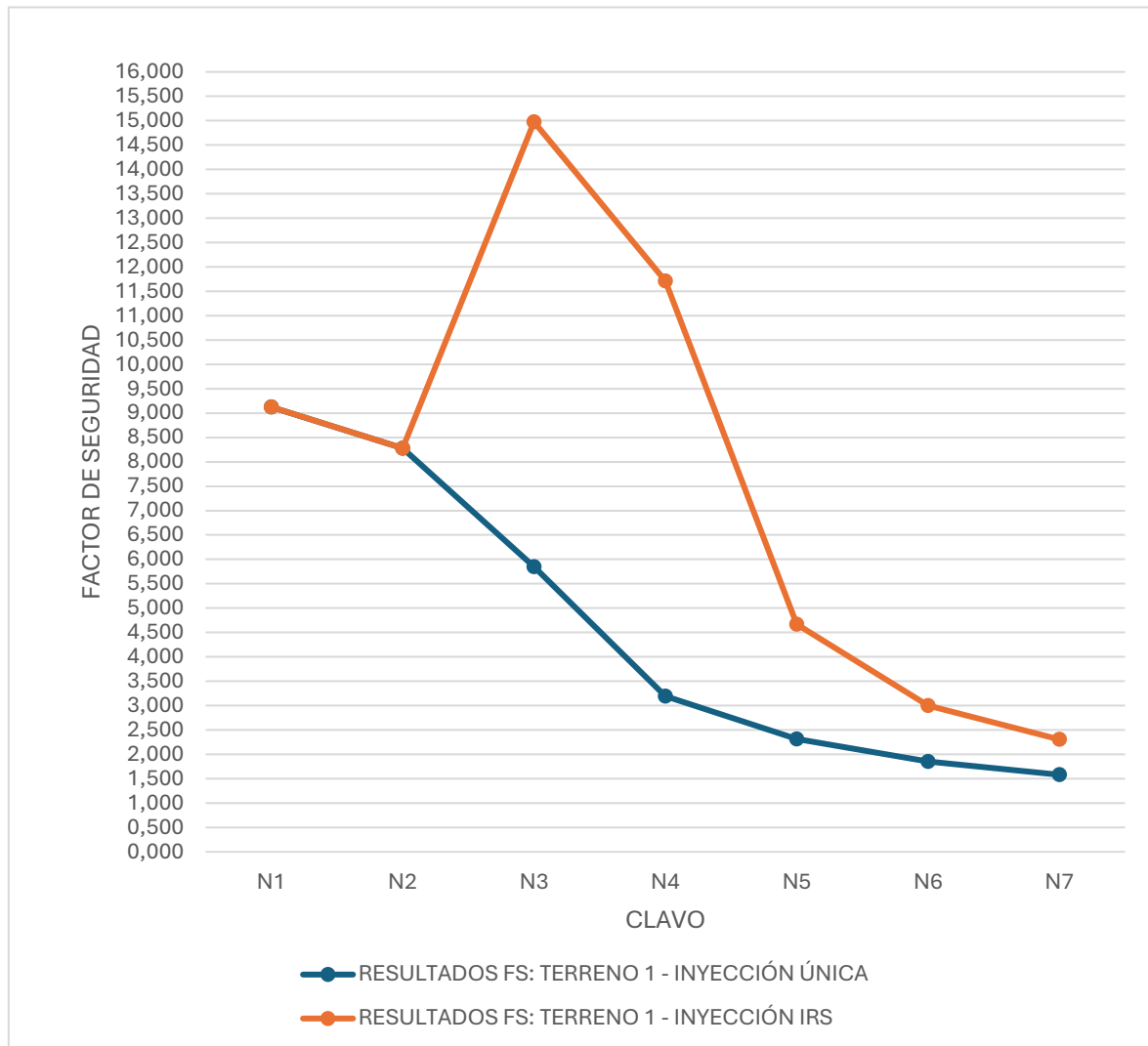


Figura 161: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 3 – Terreno 1 (Fuente: Elaboración propia)

Analizando los resultados obtenidos en el estudio del caso en suelos limosos, se observa una relación de aumento del factor de seguridad en caso de utilizar un tipo de inyección repetitiva y selectiva IRS en lugar de una inyección global única (IU). Esta conclusión cumple con la lógica del sistema de funcionamiento, ya que en caso de IRS se aumenta la adherencia de los clavos.

Atendiendo a los valores números, la IU se mantiene por encima del valor límite del factor de seguridad de 1,5. En consecuencia, se considera oportuno partir de una IU para el prediseño y tener la opción de mejorar el factor de seguridad en caso de que la situación lo requiera pasando a una IRS.

### 5.3.2 CASO 3 - TERRENO 2

En el presente caso se ha realizado el estudio de sensibilidad del tipo de inyección fijando un suelo arenoso-cementoso cuyas características han sido descritas en el apartado 4.1 de *definición de las hipótesis de partida*, que viene a representar un suelo con buenas prestaciones geomecánicas.

El croquis que se muestra a continuación refleja la situación del presente caso de estudio.

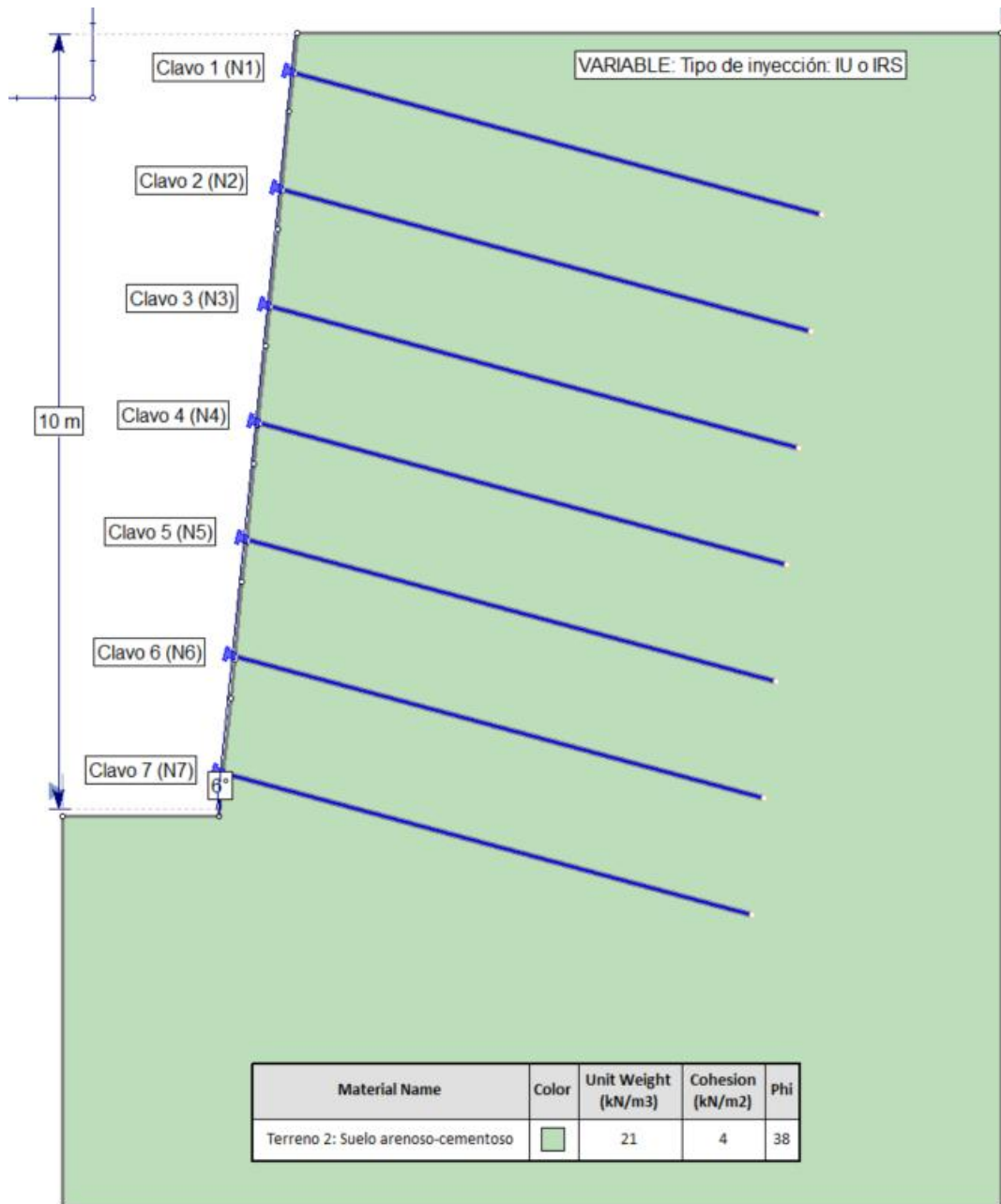


Figura 162: Croquis del caso de estudio 3 en un terreno tipo 2 representativo de un suelo con buenas prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia)

### 5.3.2.1 CASO 3 – TERRENO 2 – IU

Se estudia el caso en el que los clavos están inyectados con inyección única (IU) sobre un terreno arenoso-cementoso considerado como Terreno 2. Se introducen el valor de 46,6 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 53: Resultados FS Caso 3 – Terreno 2 – Inyección Única (IU) (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - IU |                  |                  |                   |
|-------------------------------|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº                      | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1                            | 2,273            | 2,438            | 2,374             |
| N2                            | 2,305            | 2,39             | 2,352             |
| N3                            | 2,351            | 2,405            | 2,384             |
| N4                            | 1,567            | 2,79             | 2,728             |
| N5                            | 4,023            | 3,503            | 3,976             |
| N6                            | 3,464            | 2,774            | 3,387             |
| N7                            | 2,166            | 1,991            | 2,295             |

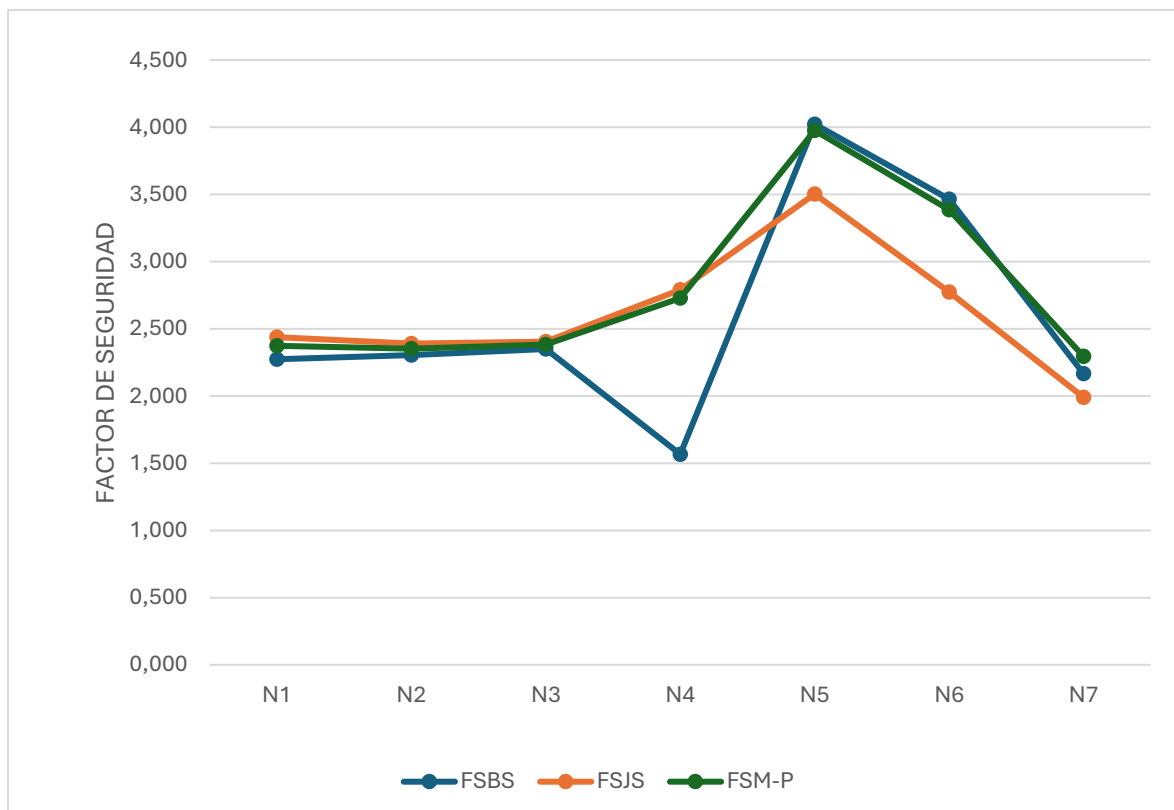


Figura 163: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 2 – Inyección Única (IU) (Fuente: Elaboración propia)

5.3.2.2 CASO 3 – TERRENO 2 – IRS

Se estudia el caso en el que los clavos están inyectados con inyección repetitiva y selectiva (IRS) sobre un terreno arenoso-cementoso considerado como Terreno 2. Se introducen el valor de 103 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 54: Resultados FS Caso 2 – Terreno 2 – Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 2 - IRS |                  |                  |                   |
|--------------------------------|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº                       | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1                             | 2,273            | 2,438            | 2,374             |
| N2                             | 2,305            | 2,39             | 2,352             |
| N3                             | 2,375            | 2,405            | 2,382             |
| N4                             | 1,568            | 2,79             | 2,728             |
| N5                             | 14,533           | 22,619           | 2,452             |
| N6                             | 5,947            | 4,236            | 5,768             |
| N7                             | 3,116            | 2,56             | 3,03              |

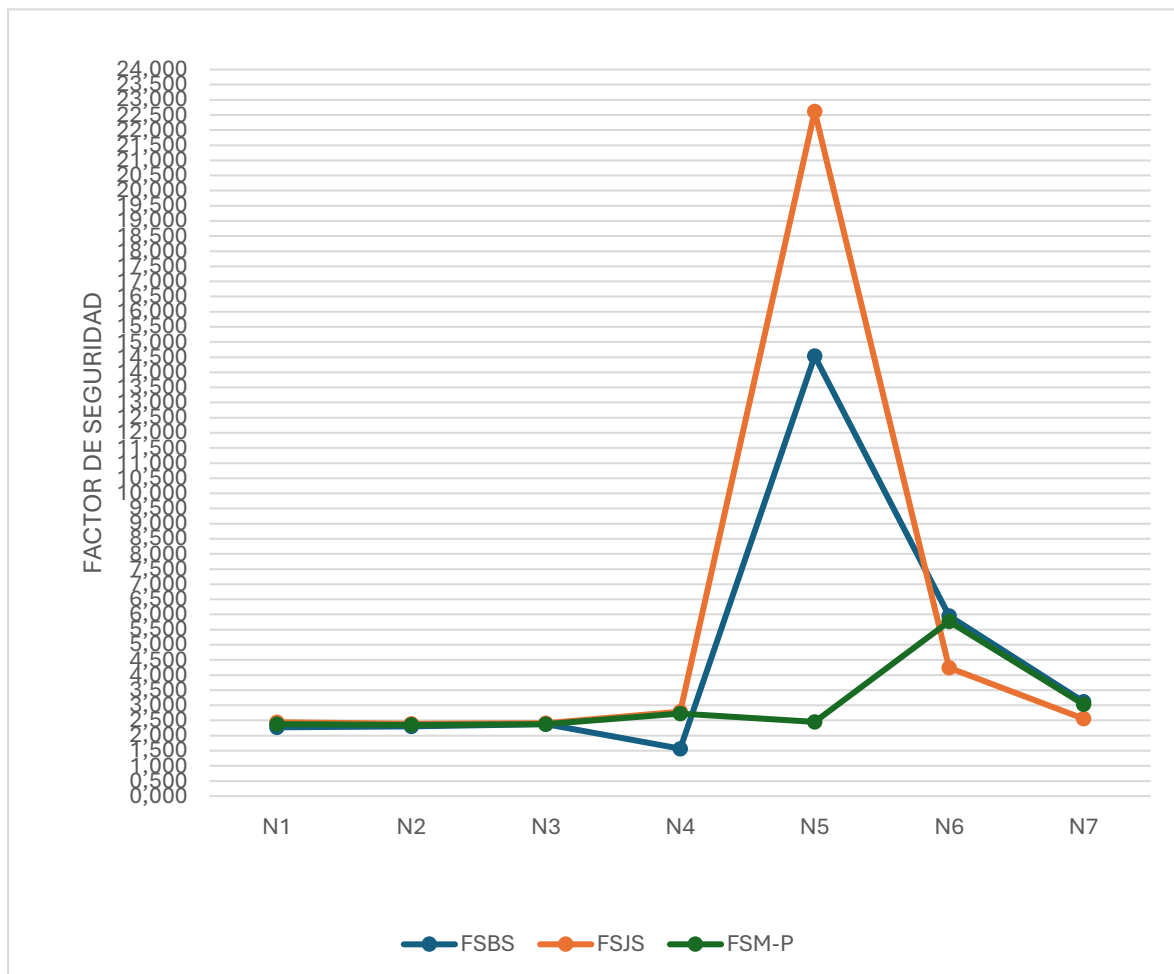


Figura 164: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 2 – Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia)

5.3.2.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 3 – TERRENO 2

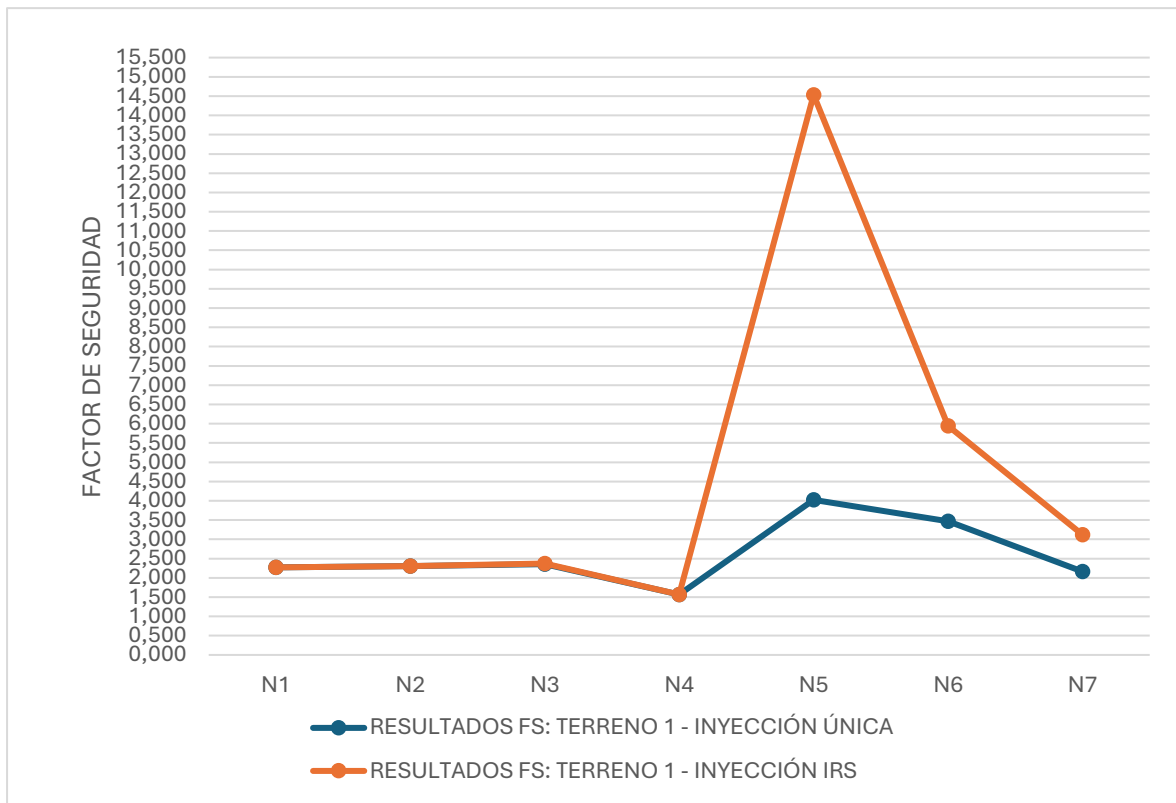


Figura 165: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 3 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

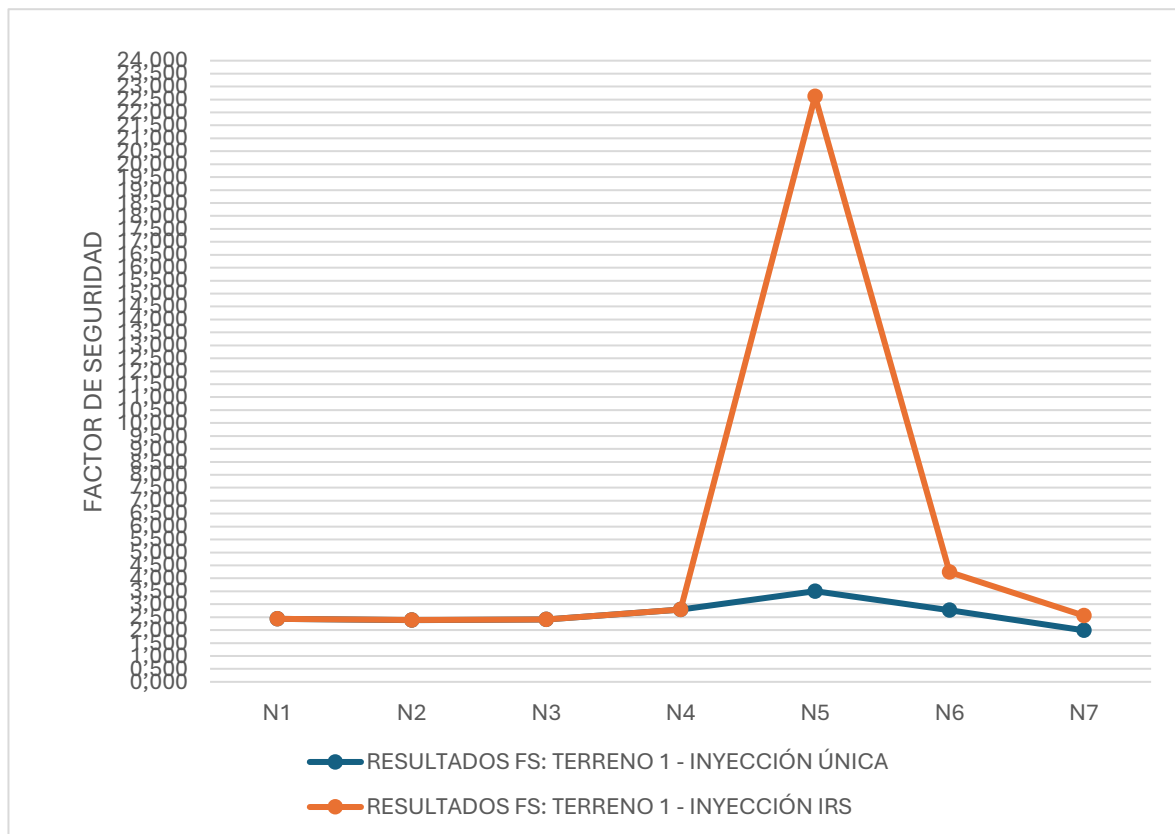


Figura 166: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 3 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

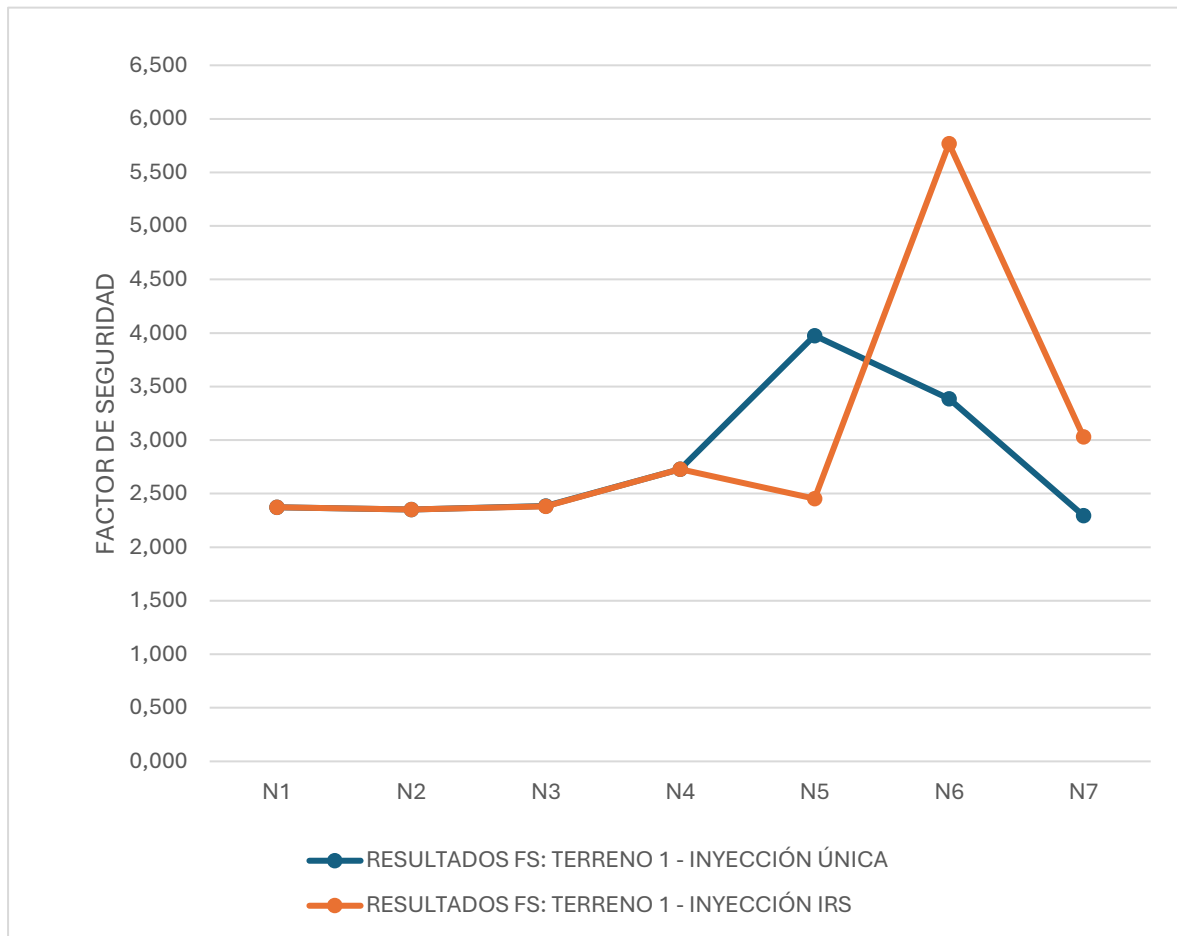


Figura 167: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 3 – Terreno 2 (Fuente: Elaboración propia)

Observando os resultados de los gráficos, se puede relacionar la mejora en el factor de seguridad a medida que se pasa de una inyección global única (IU) a una inyección repetitiva y selectiva (IRS), relación lógica atendiendo al funcionamiento del sistema de los muros de soil nailing.

En conclusión, para el prediseño, se considera adecuado partir de una inyección única (IU) en suelos de tipo arenoso-cementoso similares al Terreno 2 con buenas características geomecánicas, con la opción de mejorar las prestaciones del FS en caso de que la situación así lo requiera.

### 5.3.3 CASO 3 - TERRENO 3

En el presente caso se ha realizado el estudio de sensibilidad del tipo de inyección fijando un suelo margoso-calcareo cuyas características han sido descritas en el apartado 4.1 de *definición de las hipótesis de partida*, que tiene por objeto representar un suelo con unas características geomecánicas regulares.

A continuación, se muestra un croquis de la situación del presente caso de estudio.

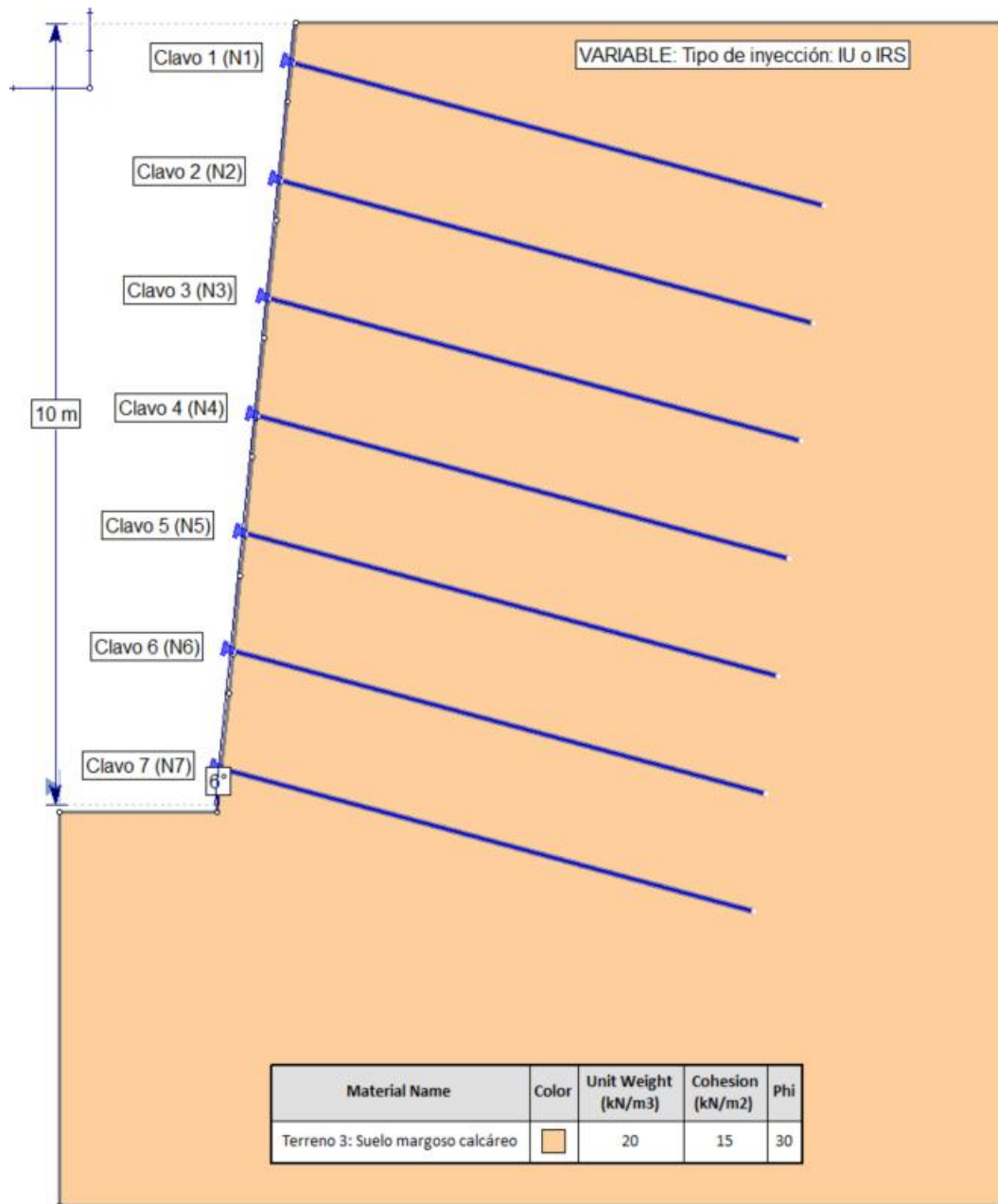


Figura 168: Croquis del caso de estudio 3 en un terreno tipo 3 representativo de un suelo con prestaciones geomecánicas regulares (Fuente: Elaboración propia)

### 5.3.3.1 CASO 3 – TERRENO 3 – IU

Se estudia el caso en el que los clavos están inyectados con inyección única (IU) sobre un terreno margoso-calcáreo considerado como Terreno 3. Se introducen el valor de 36 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 55: Resultados FS Caso 3 – Terreno 3 – Inyección Única (IU) (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - IU |                  |                  |                   |
|-------------------------------|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº                      | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1                            | 6,824            | 7,242            | 8,682             |
| N2                            | 3,092            | 7,197            | 6,908             |
| N3                            | 3,205            | 11,987           | 12,472            |
| N4                            | 2,323            | 7,75             | 8,036             |
| N5                            | 2,658            | 2,887            | 3,127             |
| N6                            | 2,287            | 2,113            | 2,297             |
| N7                            | 1,895            | 1,73             | 1,874             |

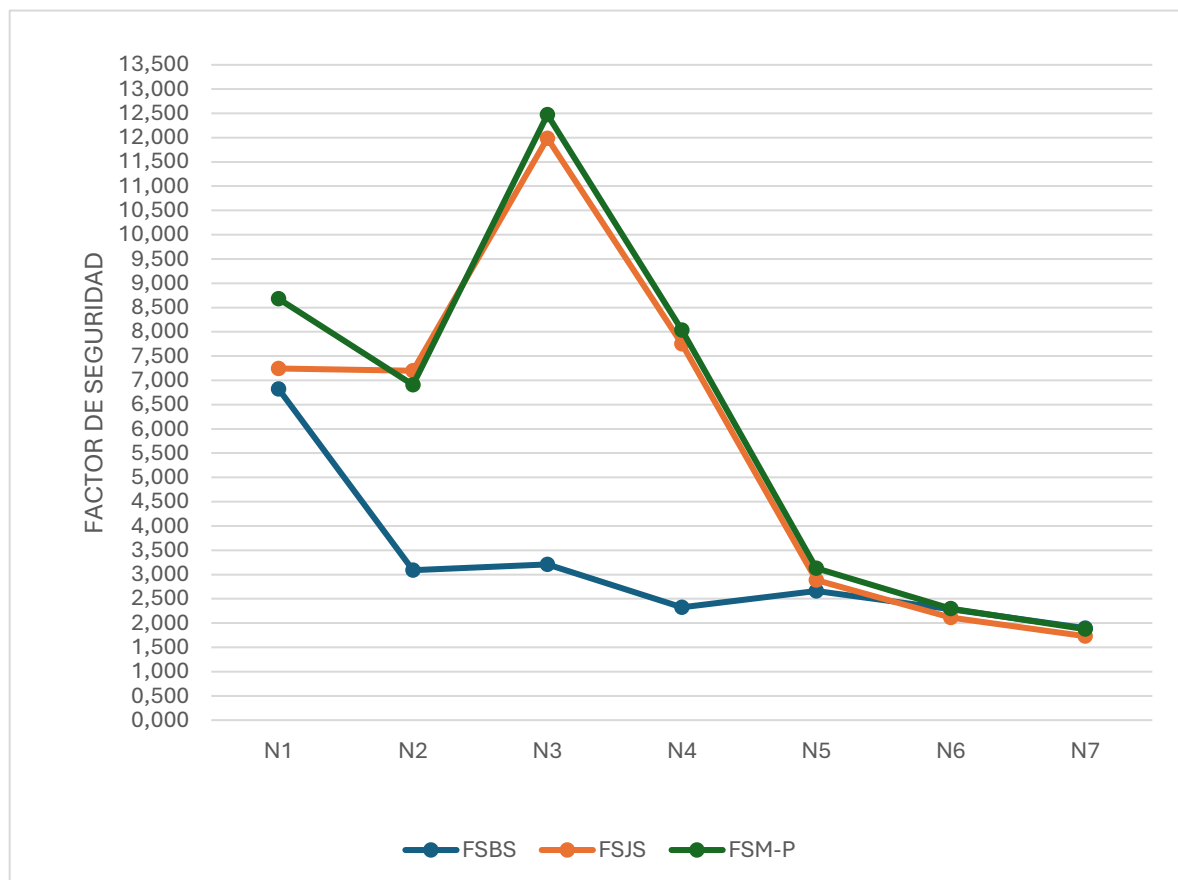


Figura 169: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 3 – Inyección Única (IU) (Fuente: Elaboración propia)

### 5.3.3.2 CASO 3 – TERRENO 3 – IRS

Se estudia el caso en el que los clavos están inyectados con inyección repetitiva y selectiva (IRS) sobre un terreno margoso-calcáreo considerado como Terreno 3. Se introducen el valor de 81 kN/m de fuerza de adherencia para ajustar el modelo a la situación correspondiente.

Tabla 56: Resultados FS Caso 3 – Terreno 3 – Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia)

| RESULTADOS FS: TERRENO 3 - IRS |                  |                  |                   |
|--------------------------------|------------------|------------------|-------------------|
| CLAVO Nº                       | FS <sub>BS</sub> | FS <sub>JS</sub> | FS <sub>M-P</sub> |
| N1                             | 6,824            | 7,242            | 8,682             |
| N2                             | 3,292            | 7,197            | 6,908             |
| N3                             | 3,392            | 11,987           | 12,472            |
| N4                             | 2,376            | 9,382            | 9,782             |
| N5                             | 2,837            | 5,433            | 6,514             |
| N6                             | 2,406            | 3,048            | 3,538             |
| N7                             | 2,57             | 2,31             | 2,616             |

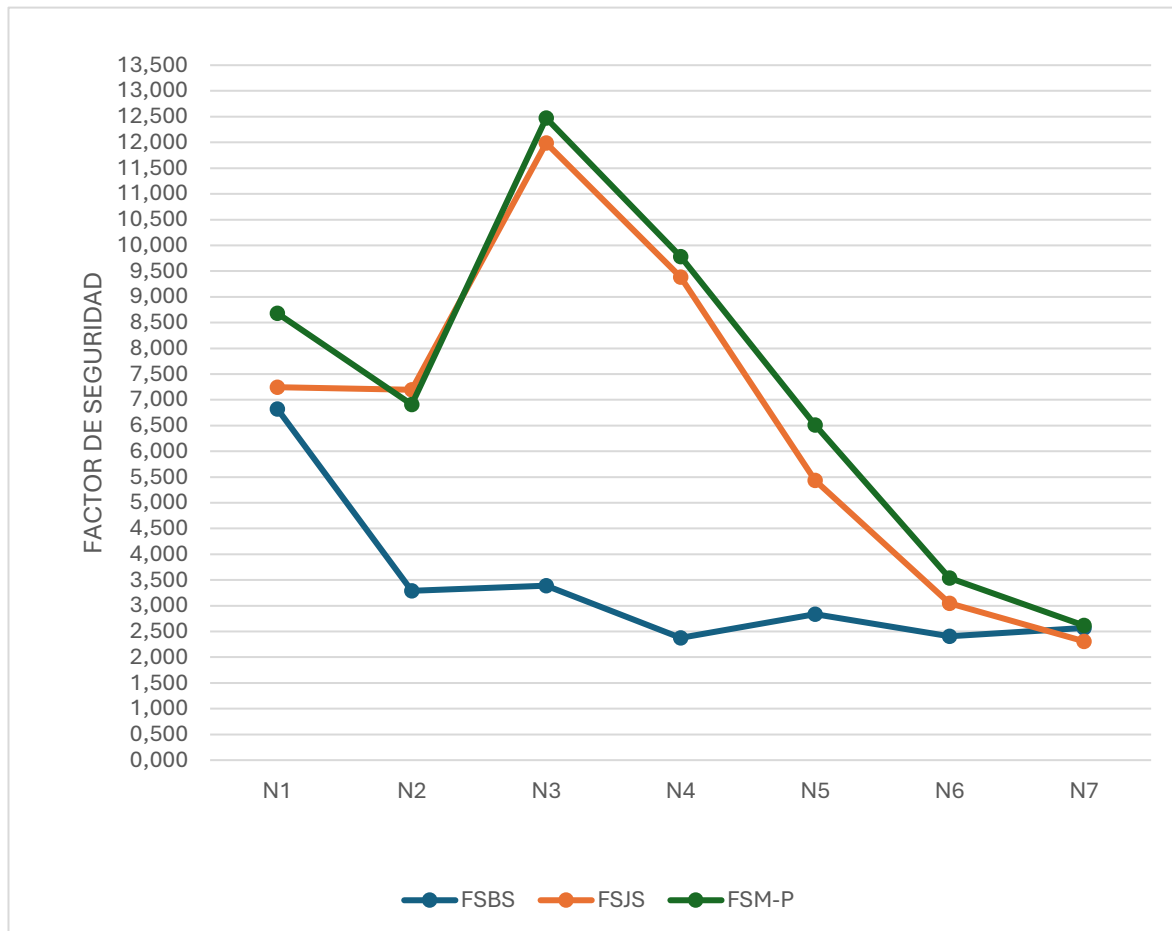


Figura 170: Gráfico de evolución del FS en el Caso 3 – Terreno 3 – Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) (Fuente: Elaboración propia)

### 5.3.3.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS CASO 3 – TERRENO 3

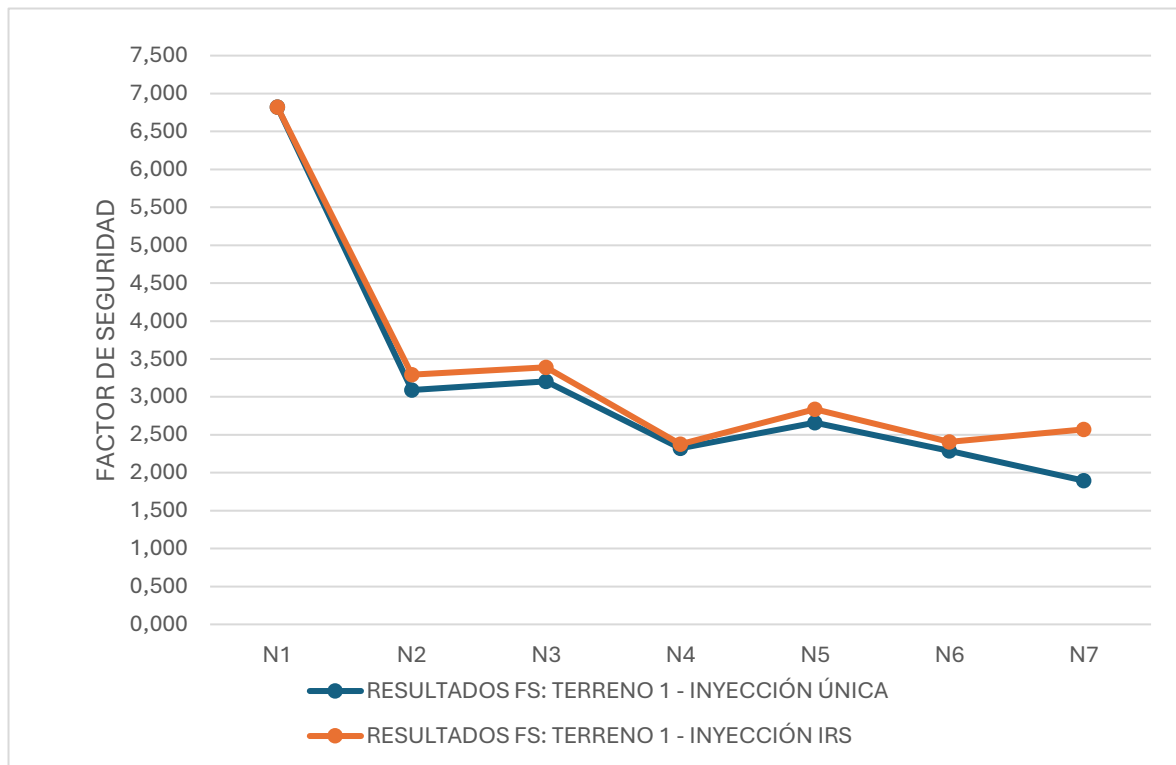


Figura 171: Resultados  $FS_{BS}$  por nail según el método de Bishop Simplificado Caso 3 – Terreno 3 (Fuente: Elaboración propia)

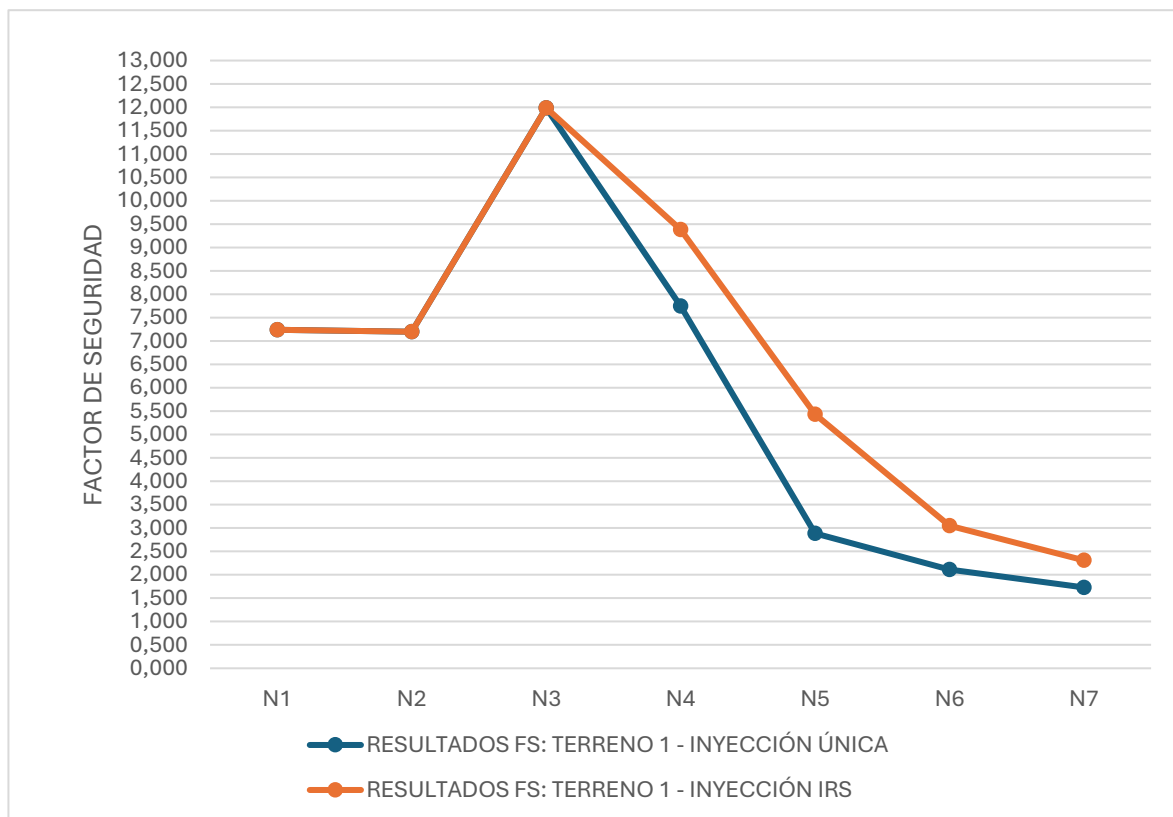


Figura 172: Resultados  $FS_{JS}$  por nail según el método de Janbu Simplificado Caso 3 – Terreno 3 (Fuente: Elaboración propia)

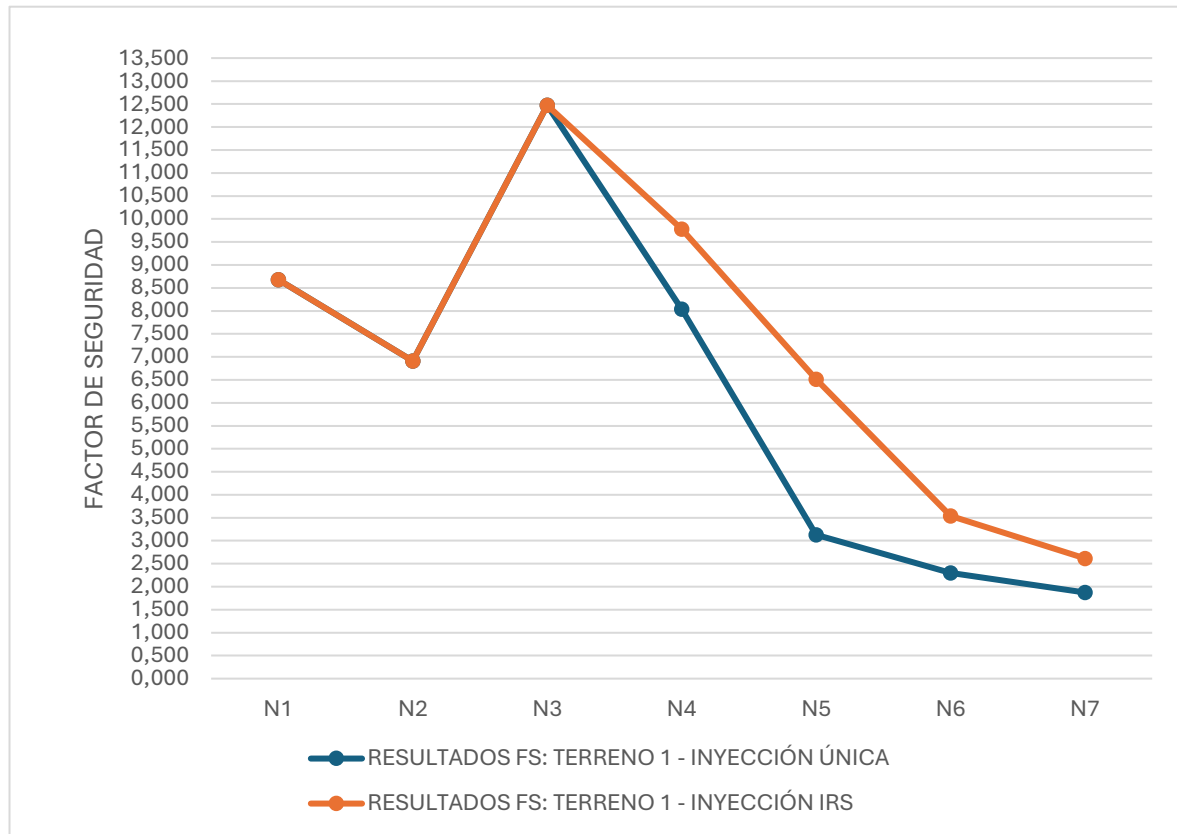


Figura 173: Resultados  $FS_{MP}$  por nail según el método de Morgenstern-Price Caso 3 – Terreno 3 (Fuente: Elaboración propia)

Atendiendo a los resultados obtenidos en el presente caso de suelo de tipo margoso-calcareo que viene a representar un terreno regular, se observa una relación de mejoría del factor de seguridad en caso de pasar de una inyección global única (IU) a una inyección repetitiva y selectiva (IRS).

Para el prediseño, se propone partir de una IU ya que se supera el umbral mínimo de factor de seguridad establecido y, en caso de que se requiera mejorar el factor de seguridad, siempre cabe la posibilidad de optar por una IRS que mejora las prestaciones de adherencia de los clavos.

## **CAPÍTULO 6. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS**

En el presente capítulo se discuten los resultados obtenidos de los estudios de los casos propuestos en el capítulo 5, donde se ha analizado la influencia en el factor de seguridad de la estabilidad global del sistema de ciertas variables como la longitud de los bulones, su diámetro y el tipo de inyección.

El objetivo de analizar estas variables es establecer unos valores de partida en el prediseño de los muros de suelo claveteado para la longitud, el diámetro y el tipo de inyección que dependerán, a su vez, del tipo de terreno en el que se encuentren.

### **6.1 DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

Atendiendo a los resultados obtenidos en el estudio de los casos ya mostrado en el capítulo anterior, independientemente de los resultados numéricos obtenidos en cada método de estabilidad global utilizados, se pueden extraer las siguientes conclusiones válidas para cualquiera de los casos:

- El factor de seguridad de un muro de suelo claveteado aumenta a medida que aumentan las longitudes de los bulones. Partiendo del funcionamiento de este tipo de muros, los cuales entran en carga cuando el terreno en contacto con el clavo se moviliza transfiriendo las solicitaciones al sistema de sostenimiento a través de la superficie de contacto entre el clavo y el terreno, es lógico que cuanto mayor sea la longitud del clavo, mayor sea la superficie de contacto, lo que aumenta la capacidad de soporte del sistema. En consecuencia, el factor de seguridad de la estabilidad global aumenta.
- El factor de seguridad de estabilidad global no está directamente relacionado con el diámetro del bulón que conforma el clavo. Esta conclusión también tiene lógica, puesto que el factor de seguridad global atiende la transmisión de cargas, momentos o ambos -según el método empleado-, sin entrar en el detalle de cuánto aguanta un clavo en sí. El aumento o disminución del diámetro del bulón en las medidas de 25, 32 y 40 mm no plantea ningún cambio en el diámetro de perforación el clavo, que es lo que realmente determina la superficie de contacto entre la lechada y el terreno. En consecuencia, el diámetro del bulón no repercute directamente en la estabilidad global del sistema. No obstante, sí que es importante remarcar que, a nivel de estabilidad local, la capacidad resistente de un bulón frente a los esfuerzos de tracción sí que está directamente relacionado con la sección de acero, teniendo mayor capacidad resistente a medida que aumenta el diámetro del bulón.

- El factor de seguridad depende del tipo de inyección empleado para llevar a cabo los clavos. En caso de tender hacia una inyección única, los diámetros de perforación resultan menores en comparación con los diámetros necesarios en caso de tener una inyección de tipo IRS. Al aumentar el diámetro de la perforación, también aumenta la superficie de lechada en contacto con el terreno, de manera que la capacidad de adherencia de los clavos también se incrementa y, en consonancia, también el factor de seguridad de estabilidad global.

Enfocando las conclusiones desde un prisma más numérico, fijando el umbral del factor de seguridad de la estabilidad global en 1,5, se extraen las siguientes conclusiones:

- En suelos limosos semejantes al Terreno 1 que representa un suelo con bajas prestaciones geomecánicas, resulta adecuado partir el proceso de diseño a partir de un valor de longitud de bulón del orden del 70% de la altura del muro. En suelos margosos-calcáreos similares al Terreno 3 representativo de un suelo regular o en los suelos arenoso-cementosos que vienen a representar un suelo con buenas características geomecánicas, esta longitud de partida puede reducirse al 60% de la altura total del muro.
- Si bien es cierto que el diámetro no repercute directamente en la estabilidad global del sistema, sí que se ha observado que el diámetro de partida que mayor juego permite corresponde al diámetro 32 mm. Se trata de un diámetro comercial muy extendido que siempre puede optimizarse a 25 mm en caso de que las condiciones de contorno y las solicitaciones a las que se verá sometidas así lo permitan. Esta condición es aplicable para los 3 casos de terrenos estudiados.
- Las inyecciones repetitivas y selectivas, aunque ha quedado demostrado que mejoran la capacidad de adherencia entre el terreno y lechada de manera considerable independientemente de cuál sea el terreno que compone el talud, son métodos que económicamente no son competitivos en comparación con la inyección única en la tónica habitual de los muros de soil nailing. Con lo cual, viendo que la inyección única ofrece garantías de un correcto funcionamiento y un factor de seguridad frente a la estabilidad global aceptable, se considera oportuno partir de las IU para el prediseño y, dejar, las IRS para aquellos casos en los que haya que mejorar el FS sin tocar el resto de las variables o sea imprescindible su uso.

## 6.2 VALIDACIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO Y LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA EMPLEADA

Se considera que los casos de estudio son válidos debido a que los resultados obtenidos están alineados con el comportamiento esperable según la teoría analizada y descrita en el Estado del Arte. Las conclusiones extraídas también tienen la misma tendencia, lo que refuerza la validez de la metodología empleada en el estudio de los casos.

No obstante, también hay que destacar las limitaciones que se han identificado o padecido en la metodología utilizada: se han definido ya de partida una elevada cantidad de variables que, si bien se ajustan a soluciones empleadas en la realidad, realmente deberían investigarse tal y como se ha hecho con las longitudes de los bulones, el diámetro o el tipo de inyección. Por citar algunos, estarían los relativos a la geometría del talud -ángulo de inclinación, ángulo de montera, altura-, sus condiciones de contorno -sobrecargas, presencia de agua, ...-, composición del terreno, características del paramento exterior del hormigón proyectado o de los propios clavos, por ejemplo.

Para terminar con las limitaciones, estaría la condición de no haber realizado ningún ensayo físico, sino que un estudio puramente virtual de las situaciones analizadas.

## CAPÍTULO 7. PROPUESTA DE CRITERIOS DE PREDISEÑO PARA MUROS DE SUELO CLAVETEADO O SOIL NAILING

Una vez analizado el estado del arte, identificado los gaps en el conocimiento, establecido una metodología para analizar varios casos de estudio de las que extraer conclusiones de cara a poder optimizar el proceso de diseño de muros de suelo claveteado, a continuación, se muestra una tabla en la que se han establecido los puntos de partida del prediseño de los elementos principales que conforman un muro de soil nailing.

A su vez, se ha aprovechado para indicar cuáles deberían de ser las futuras líneas de investigación para seguir en el proceso de obtención de una guía específica e integral para para el diseño, ejecución, control de la ejecución, mantenimiento e inspección de muros de suelo claveteado o soil nailing:

*Tabla 57: Tabla de prediseño con las variables fijadas en azul, susceptibles según cálculos a realizar en morado y propuestas de variables para futuras investigaciones en granate (Fuente: Elaboración propia)*

| ELEMENTO            | CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES |           |     | PROPUESTA PREDISEÑO                    |                 |                 |
|---------------------|-----------------------------|-----------|-----|--|-----------------|-----------------|
|                     |                             |           |     | TERRENO 1                              | TERRENO 2       | TERRENO 3       |
|                     |                             |           |     | MALO                                   | BUENO           | REGULAR         |
| BULÓN               | Tipo                        | ---       | --- | Propuesta variable de estudio a futuro |                 |                 |
|                     | Diámetro                    | $D_b$     | mm  | 32 mm                                  | 32 mm           | 32 mm           |
|                     | Longitud                    | $L_b$     | m   | 70% Altura Muro                        | 60% Altura Muro | 60% Altura Muro |
|                     | Inclinación                 | $\theta$  | °   | 15                                     | 15              | 15              |
|                     | Calidad del acero           | ---       | --- | Propuesta variable de estudio a futuro |                 |                 |
| LECHADA             | Diámetro perforación        | $D_{DH}$  | mm  | 105 mm                                 | 105 mm          | 105 mm          |
|                     | Resist. característica      | $f_{ck}$  | Mpa | Propuesta variable de estudio a futuro |                 |                 |
|                     | Tipo de inyección           | ---       | --- | IU                                     | IU              | IU              |
| HORMIGÓN PROYECTADO | Espesor                     | e         | cm  | A completar según solicitudes          |                 |                 |
|                     | Resist. característica      | $f_{ckp}$ | MPa | A completar según solicitudes          |                 |                 |
| ARMADURA            | Tipo de armado              | ---       | --- | Propuesta variable de estudio a futuro |                 |                 |

Tener esta tabla de prediseño completa -y ampliada a más casos de terrenos y taludes- supondría un avance importante en el propio diseño de los muros de suelo claveteado.

En línea con la tabla propuesta, se lanzan los siguientes gráficos en los que se han relacionado la profundidad del muro y el factor de seguridad, ejes sobre los cuales se han representado los casos de prediseño definidos en la tabla de arriba y sus variantes en caso de utilizar un tipo de inyección repetitiva y selectiva. La confrontación de los tipos de inyección demuestra la posibilidad de aumentar el factor de seguridad únicamente cambiando una variable estudiada, argumentando que las hipótesis de partida se ajustan a una situación óptima.

Resulta importante recalcar que el factor de seguridad frente a la estabilidad global siempre queda por encima de 1,5, valor establecido como límite para considerarse estable y representado en rojo en los gráficos. Este hecho se ha contrastado para los tres métodos de cálculo de estabilidad global utilizados: el método de Bishop Simplificado, el método de Janbu Simplificado y el método de Morgenstern-Price.

### MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

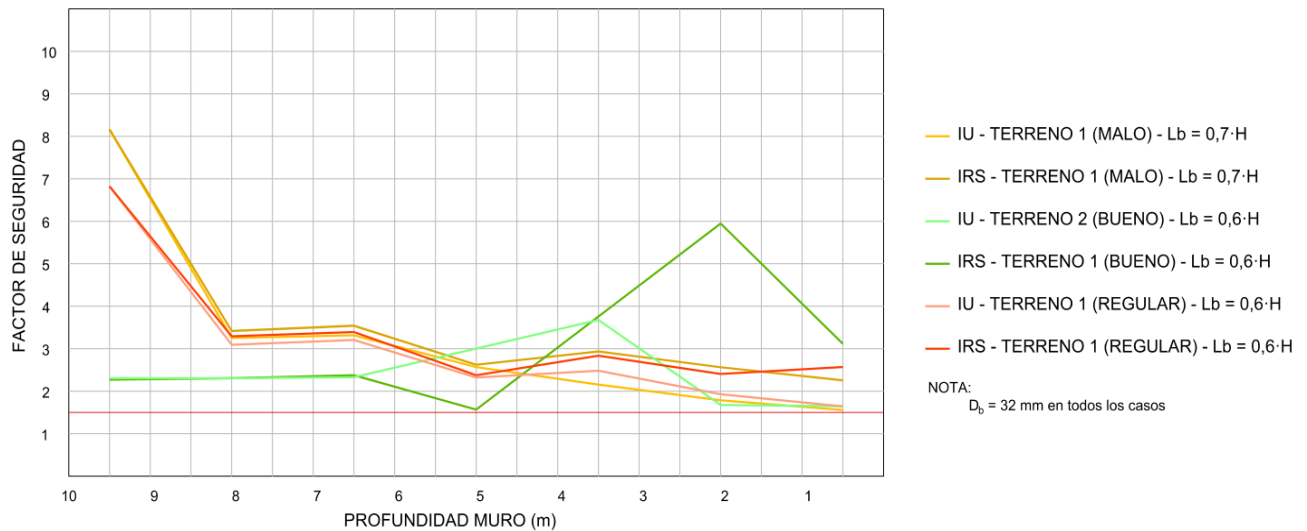


Figura 174: Gráfico confrontando los factores de seguridad según la profundidad del muro atendiendo los valores de prediseño para cada tipo de terreno en diferentes casos de tipo de inyección, según el método de Bishop Simplificado (Fuente: Elaboración propia)

### MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

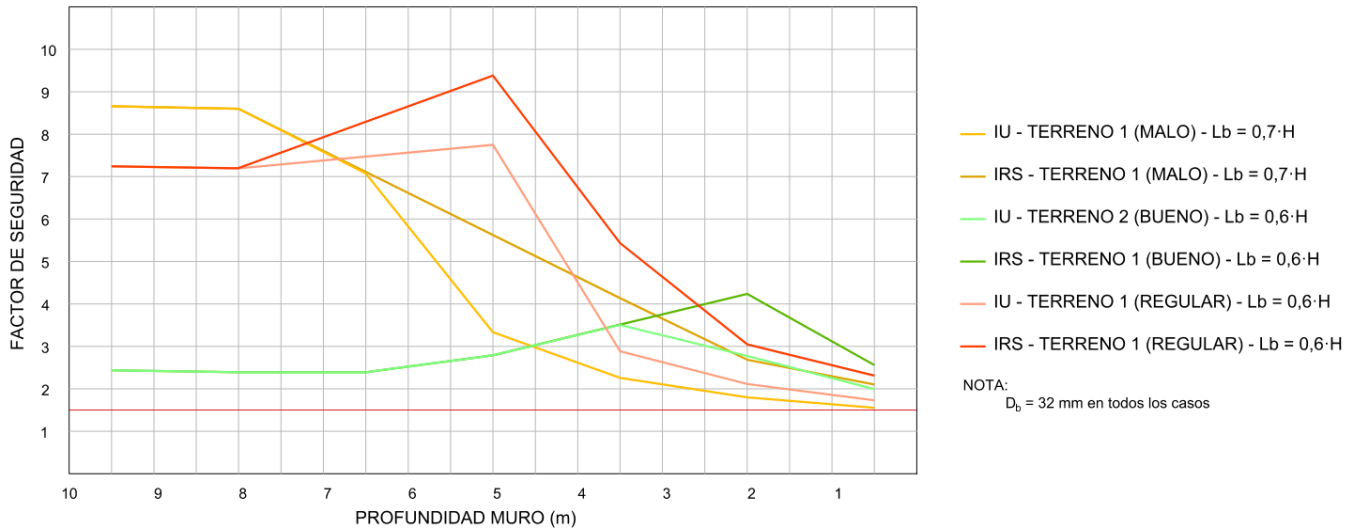


Figura 175: Gráfico confrontando los factores de seguridad según la profundidad del muro atendiendo los valores de prediseño para cada tipo de terreno en diferentes casos de tipo de inyección, según el método de Janbu Simplificado (Fuente: Elaboración propia)

### MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

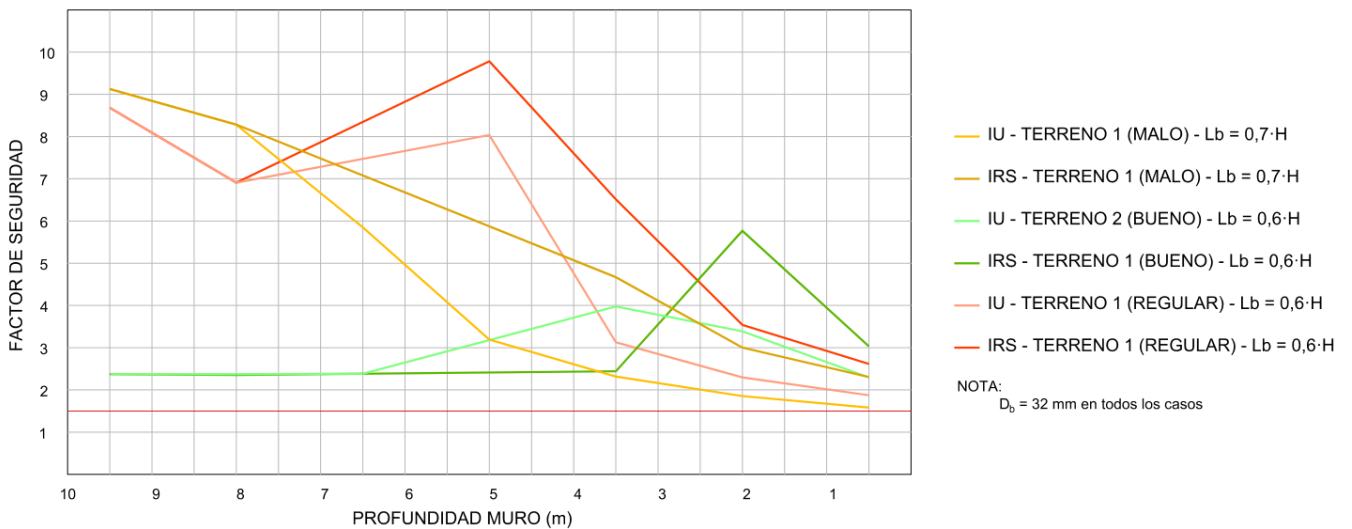


Figura 176: Gráfico confrontando los factores de seguridad según la profundidad del muro atendiendo los valores de prediseño para cada tipo de terreno en diferentes casos de tipo de inyección, según el método de Morgenstern-Price (Fuente: Elaboración propia)

Para terminar con el presente capítulo, se han elaborado los siguientes croquis de las propuestas de prediseño con las condiciones establecidas para cada tipo de terreno analizado. En ellos, se expresan cuáles han sido las hipótesis de partida fijadas en cada caso, entre las que se encuentran los parámetros que han supuesto el objeto de estudio del presente trabajo: la longitud de los bulones, su diámetro y el tipo de inyección.

Con esto, se propone dar una salida gráfica los criterios establecidos en la tabla 57 de prediseño mostrada al inicio del presente capítulo.

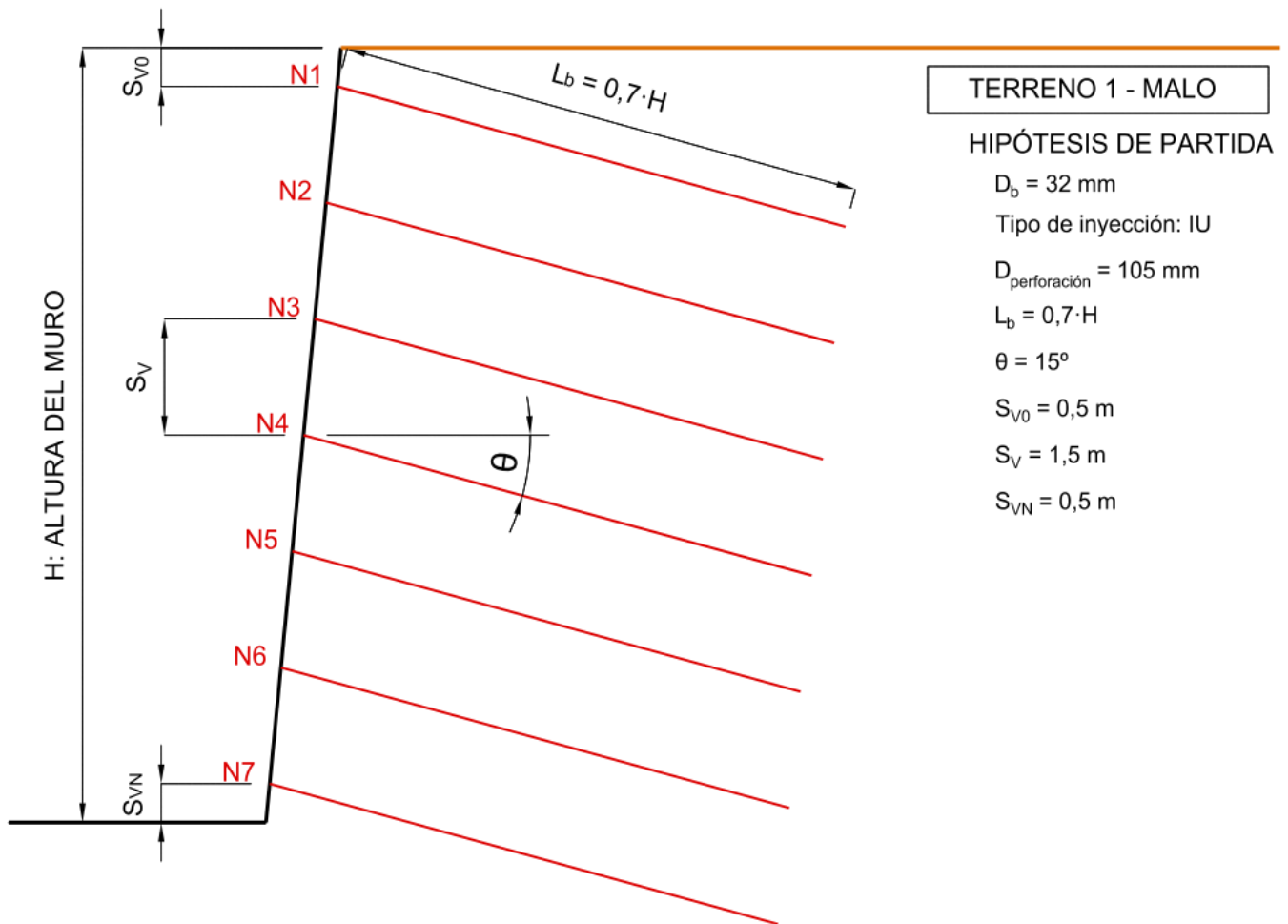


Figura 177: Croquis de la propuesta de prediseño en caso de Terreno 1 representativo de bajas prestaciones geomecánicas  
(Fuente: Elaboración propia)

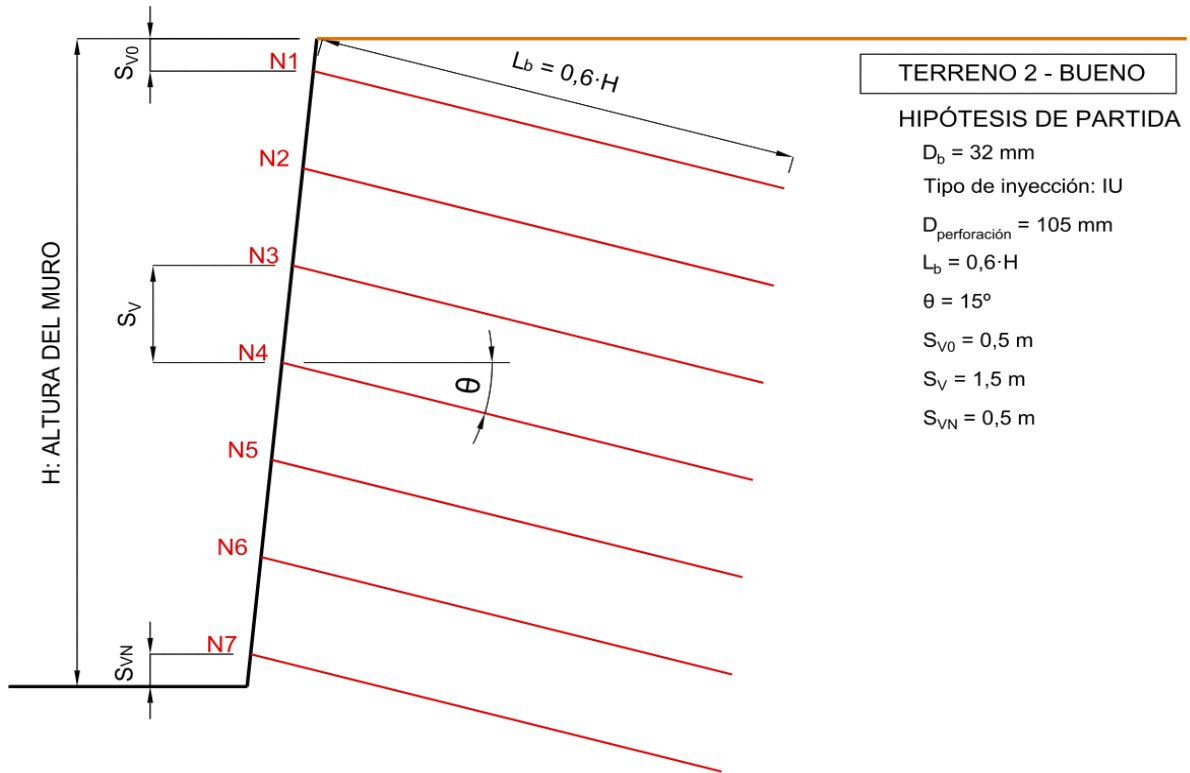


Figura 178: Croquis de la propuesta de prediseño en caso de Terreno 2 representativo de buenas prestaciones geomecánicas (Fuente: Elaboración propia)

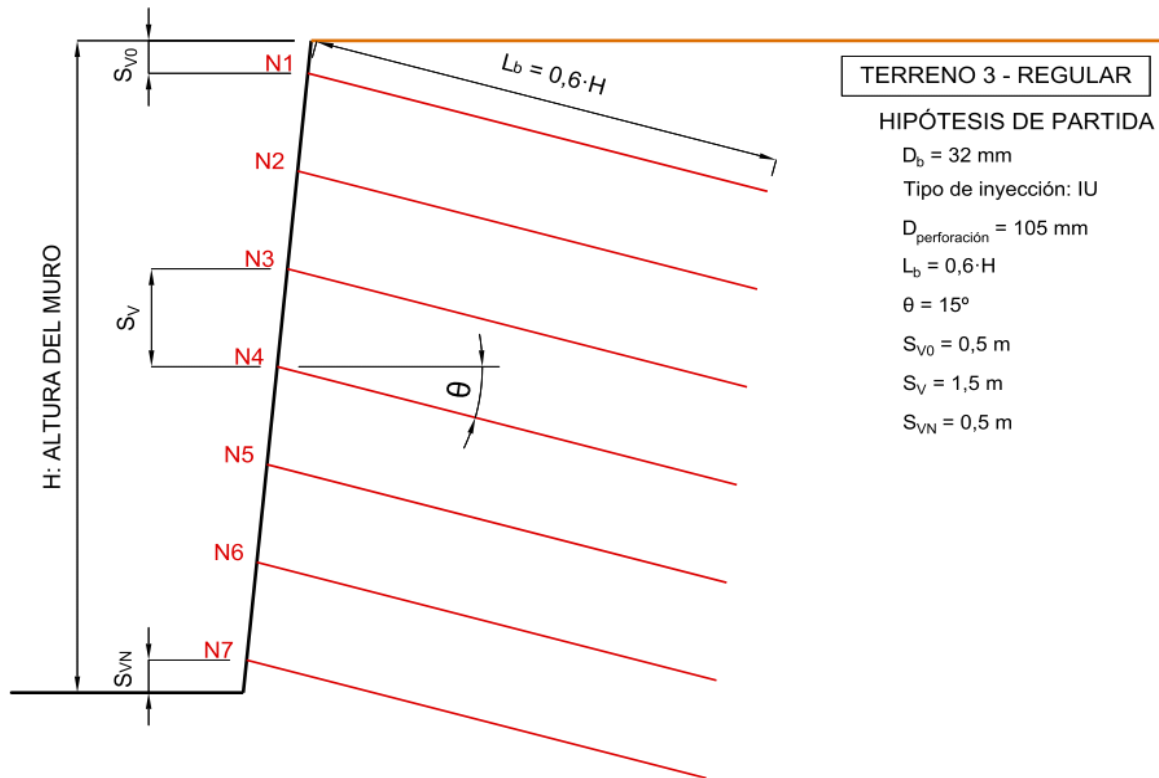


Figura 179: Croquis de la propuesta de prediseño en caso de Terreno 3 representativo de un suelo con prestaciones geomecánicas regulares (Fuente: Elaboración propia)

## **CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES**

En presente capítulo se desarrollan las 5 principales conclusiones extraídas por parte del autor tras la elaboración del presente trabajo de fin de máster:

1.- La técnica de sostenimiento de muros de suelo claveteado es una técnica que se adapta a infinidad de situaciones del mundo de la construcción: sirve para la estabilización de un talud con tendencia a la inestabilidad, sirve para verticalizar una ladera y ganar espacio en pie de talud para incluir la infraestructura o construcción que se quiera, sirve para el sostenimiento de excavaciones verticales cuando el espacio es limitante como ocurre en la construcción de sótanos de varios niveles en ambientes urbanos y sirve para la rehabilitación o refuerzo de infraestructuras que presentan muestras de fallo. No obstante, a pesar de su versatilidad, el proceso de diseño y dimensionamiento es farragoso por la dispersión de la normativa que afecta a los parámetros de cálculo y por la propia identidad iterativa del proceso de diseño.

2.- El proceso de ejecución marca la diferencia respecto del resto de soluciones de sostenimiento que puedan suponer competencia para los muros de soil nailing. La investigación sobre el uso de resinas epoxídicas en lugar de la lechada de cemento tradicional para las inyecciones y el armado del muro de hormigón proyectado con macrofibras de polipropileno en lugar del empleo de las mallas electrosoldadas convencionales -o en combinación, reduciendo el diámetro a emplear del mallazo para ganar manejabilidad- podrían suponer mejoras significantes en los tiempos de ejecución, tanto a la hora de construir como a la hora de transportar el material al pie de tajo.

3.- El estudio de los casos deja patente la importancia de la adherencia en el funcionamiento del sistema: cuando mejoran las condiciones de adherencia, aumentan el factor de seguridad de la estabilidad global. Las relaciones del factor de seguridad con la longitud del clavo o con el tipo de inyección argumentan esta conclusión. Con lo cual, el aumento de la longitud del clavo o el uso de una IRS suponen medidas efectivas para el aumento del FS en caso de que sea preciso.

4.- En el caso de la influencia del diámetro de los bulones en el factor de seguridad, sin embargo, no se ha podido establecer ninguna relación directa. En ese sentido hubiera resultado interesante someter el muro a diferentes situaciones de altura de muro, a presencia de talud de montera y/o a situaciones de sobrecarga, aumentando las sollicitaciones del terreno sobre los clavos y pudiendo ver la influencia del diámetro en el factor de seguridad, que seguramente dejarían constancia de su relevancia ya que se ha visto en el cálculo de la resistencia a tracción del bulón, que el factor determinante es el diámetro.

5.- Cabe destacar la importancia de la cohesión en el factor de seguridad frente a la estabilidad global en los primeros compases del proceso constructivo, preponderando por encima de la capacidad portante del terreno o la adherencia. Tal y como se aprecia en los gráficos resultantes de la propuesta de criterios de prediseño, los terrenos 1 y 3, representativos de un suelo de prestaciones geomecánicas bajas y regulares, presentan mejores condiciones de estabilidad al comienzo de la ejecución del muro en comparación con el terreno 2 que representa un suelo de buenas prestaciones pero con una cohesión menor en comparación con los otros dos materiales. A medida que avanza el muro, el factor de seguridad decrece en mayor medida en el caso de los terrenos malos o regulares, pudiendo entenderse que, a medida que el muro avanza en su ejecución, las condiciones de estabilidad dependientes de la cohesión del material se reducen por la puesta en funcionamiento del sistema de soil nailing ya ejecutado anteriormente. Este hecho le proporciona relevancia a la adherencia, motivo por el cual el terreno 2 -el material con mayor valor de los 3- termina con factores de seguridad superiores que los otros dos terrenos, independientemente de la longitud o del tipo de inyección empleado.

## CAPÍTULO 9. FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO

Las futuras líneas de trabajo en lo que respecta a la optimización de los procesos de diseño y ejecución de los muros de suelo claveteado pasan por desarrollar las principales 3 ausencias detectadas en el desarrollo del capítulo 3:

- El uso de resinas epoxídicas en lugar de lechada de cemento como parte de la composición de los clavos, sustituyendo las lechadas de cemento habitualmente empleada.
- El uso de macrofibras estructurales para sustituir las mallas electrosoldadas de acero para la ejecución de los muros exteriores de hormigón proyectado.
- El desarrollo de una guía específica e integral para el diseño, ejecución, control de la ejecución, mantenimiento e inspección de muros de suelo claveteado o soil nailing.

En el caso de la tercera ausencia, la que ha representado el eje principal del presente trabajo de fin de máster, las futuras líneas de investigación para determinar las hipótesis de partida con las que arrancar la fase de prediseño precisan del desarrollo de las variables que se han quedado sin estudiar en el presente trabajo o que necesitan de darle otro enfoque para sacar conclusiones claras. Un claro ejemplo de una futura línea de investigación corresponde a encontrar la relación entre el factor de seguridad de estabilidad global y el diámetro del bulón, relación que podría hallarse estudiando los resultados tras someter el talud de estudio a diferentes situaciones de sollicitación. También estaría la evolución del propio mercado en el caso de los bulones, con patentes que evolucionan y mejoran las prestaciones mecánicas de las barras.

En cualquier caso, para seguir con la tarea de redactar una guía específica e integral, además del estudio de las variables, cabría el ampliar los casos de estudio a través de probar otros suelos y combinaciones de cargas, acompañarlos de ensayos físicos instrumentados y que la validación de todos los procesos pasase por un comité de expertos. Solamente así se podría ofrecer un resultado con crédito suficiente capaz de garantizar un correcto funcionamiento en todas las fases integradas en el documento.

El desarrollo técnico de todos estos temas ampliaría el ya prolífico abanico de potenciales actuaciones a resolver mediante la técnica de soil nailing, aumentando las prestaciones del propio sistema y convirtiéndolo en una solución todavía más versátil y eficiente, a la vez que seguro y rentable.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- A. W. Bishop. (1954). *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*.
- AENOR. (2013). *UNE-EN 14490:2010 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales: Claveteado de suelo (soil nailing)*.
- AFNOR. (2020). *Calculs géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué*.
- Bruce&Jewell. (1987). *Soil Nailing: The Second Decade*.
- BS. (2010). *Execution of special geotechnical works - Soil Nailing*.
- Bustamante, M., & Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*.
- Coonse, J. (2023). *Permanent Soil Nail Walls Face Options*.
- D.M. Cruden, D.J. Varnes. (1996). *Landslide Types and Processes*.
- Deutsches Institut für Normung. (2010). *DIN EN 14490: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bodenvernagelung*.
- DGC. (2001). *Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera*.
- DGC. (2002). *Tipología de muros de carreteras*.
- DGC. (2006). *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera*.
- DGC. (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carreteras*.
- Ente Nazionale Italiano di Unificazione. (2010). *UNI EN 14490:2010*.
- FHWA. (1998). *Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls*.
- FHWA. (1999). *Demonstration Project 103: Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls*.
- FHWA. (2003). *Geotechnical Engineering Circular No.7 - Soil Nail Walls*.
- FHWA. (2015). *Soil Nail Walls - Reference Manual*.
- Fishman&Withiam. (2011). *Metal Loss and Service-Life Strength Reduction Factors for Metal-Reinforced Systems*.
- French National Research Project. (2002). *Additif 2002 aux recommandations Clouterre 1991*.

- French National Research Project, C., & FHWA, W. D. (1993). *Recommendations CLOUTERRE 1991. Soil Nailing Recommendations-1991 for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing.*
- Holman&Tuozzolo. (2009). Load Development in Soil Nails from a Strain-Gauge Instrumented Wall.
- Instituto Português da Qualidade. (2023). *NP EN 14490 (v.2023).*
- Jewell, R. (1980). *Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soils.*
- Milligan. (1994). *Mechanics of Soil Reinforcement. Action and Interaction.*
- Ministerio de Fomento. (2008). *Instrucción de Hormigón Estructural.*
- Ministerio de Fomento. (2011). *Instrucción de Acero Estructural.*
- MITMA. (2021). *Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural.*
- N. Janbu. (1954). *Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis.*
- N.R. Morgenstern & V.E. Price. (1965). *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces.*
- ÖNORM. (2010). *ÖNORM EN 14490:2010-07-15.*
- Ortuño, L. (2010). *Auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras y ferrocarriles. CLAVETEADO DEL TERRENO.*
- Pun, W. (2008). *Geoguide 7 - Guide to Soil Nail Design and Construction.*
- SVN. (2010). *SN EN 14490:2010.*
- Wietek, B. (2022). *Slopes and Excavations, Design and Calculation.*

## ANEXOS A & B: SALIDAS DE RESULTADOS EN EXCEL Y EN SLIDE

## ÍNDICE

|  |    |   |    |
|--|----|---|----|
| ANEXO A – TABLAS DE EXCEL .....  | 18 | B1.1.1.1 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 6$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 24 |
| A1. CASO DE ESTUDIO 1 - VARIABLE: LONGITUD DE LOS BULONES – HIPÓTESIS DE PARTIDA ..... | 18 | NAIL 1.....   | 24 |
| RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) .....                                     | 18 | NAIL 2.....   | 24 |
| A1.1 CASO 1 – TERRENO 1 .....  | 18 | NAIL 3.....   | 24 |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH).....  | 18 | NAIL 4.....   | 25 |
| A1.2 CASO 1 – TERRENO 2 .....  | 19 | NAIL 5.....   | 25 |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH).....  | 19 | NAIL 6.....   | 25 |
| A1.3 CASO 1 – TERRENO 3 .....  | 19 | NAIL 7.....   | 25 |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH).....  | 19 | B1.1.1.2 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 6$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO .....  | 26 |
| A2. CASO DE ESTUDIO 2 - VARIABLE: DIÁMETRO DE LOS BULONES – HIPÓTESIS DE PARTIDA ..... | 20 | NAIL 1.....   | 26 |
| RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) – $D_b = 25$ mm .....                     | 20 | NAIL 2.....   | 26 |
| RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) – $D_b = 32$ mm .....                     | 20 | NAIL 3.....   | 26 |
| RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) – $D_b = 40$ mm .....                     | 20 | NAIL 4.....   | 26 |
| A3. CASO DE ESTUDIO 3 - VARIABLE: TIPO DE INYECCIÓN – HIPÓTESIS DE PARTIDA.....        | 21 | NAIL 5.....   | 27 |
| A3.1 CASO 3 – TERRENO 1 .....  | 21 | NAIL 7.....   | 27 |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN ÚNICA (IU).....                       | 21 | B1.1.1.3 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 6$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 28 |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN REPETITIVA Y SELECTIVA (IRS).....     | 21 | NAIL 1.....   | 28 |
| A3.2 CASO 3 – TERRENO 2 .....  | 22 | NAIL 2.....   | 28 |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN ÚNICA (IU).....                       | 22 | NAIL 3.....   | 28 |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN REPETITIVA Y SELECTIVA (IRS).....     | 22 | NAIL 4.....   | 28 |
| A3.3 CASO 3 – TERRENO 3 .....  | 23 | NAIL 5.....   | 29 |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN ÚNICA (IU).....                       | 23 | NAIL 6.....   | 29 |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN REPETITIVA Y SELECTIVA (IRS).....     | 23 | NAIL 7.....   | 29 |
| ANEXO B – SALIDAS DE SLIDE .....   | 24 | B1.1.2.1 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 7$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 30 |
| B1. CASO DE ESTUDIO 1 - VARIABLE: LONGITUD DE LOS BULONES .....                        | 24 | NAIL 1.....   | 30 |
| B1.1 CASO 1 – TERRENO 1 .....  | 24 | NAIL 2.....   | 30 |
|  |    | NAIL 3.....   | 30 |

|   |    |   |    |
|---|----|---|----|
| NAIL 4.....   | 30 | NAIL 7.....   | 37 |
| NAIL 5.....   | 31 | B1.1.3.2 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 8$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 38 |
| NAIL 6.....   | 31 | NAIL 1.....   | 38 |
| NAIL 7.....   | 31 | NAIL 2.....   | 38 |
| B1.1.2.2 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 7$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 32 | NAIL 3.....   | 38 |
| NAIL 1.....   | 32 | NAIL 4.....   | 38 |
| NAIL 2.....   | 32 | NAIL 5.....   | 39 |
| NAIL 3.....   | 32 | NAIL 6.....   | 39 |
| NAIL 4.....   | 32 | NAIL 7.....   | 39 |
| NAIL 5.....   | 33 | B1.1.3.3 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 8$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 40 |
| NAIL 6.....   | 33 | NAIL 1.....   | 40 |
| NAIL 7.....   | 33 | NAIL 2.....   | 40 |
| B1.1.2.3 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 7$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 34 | NAIL 3.....   | 40 |
| NAIL 1.....   | 34 | NAIL 4.....   | 40 |
| NAIL 2.....   | 34 | NAIL 5.....   | 41 |
| NAIL 3.....   | 34 | NAIL 6.....   | 41 |
| NAIL 4.....   | 34 | NAIL 7.....   | 41 |
| NAIL 5.....   | 35 | B1.1.4.1 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 9$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 42 |
| NAIL 6.....   | 35 | NAIL 1.....   | 42 |
| NAIL 7.....   | 35 | NAIL 2.....   | 42 |
| B1.1.3.1 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 8$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 36 | NAIL 3.....   | 42 |
| NAIL 1.....   | 36 | NAIL 4.....   | 42 |
| NAIL 2.....   | 36 | NAIL 5.....   | 43 |
| NAIL 3.....   | 36 | NAIL 6.....   | 43 |
| NAIL 4.....   | 36 | NAIL 7.....   | 43 |
| NAIL 5.....   | 37 | B1.1.4.2 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 9$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 44 |
| NAIL 6.....   | 37 | NAIL 1.....   | 44 |

|  |    |  |    |
|--|----|--|----|
| NAIL 2.....  | 44 | NAIL 5.....  | 51 |
| NAIL 3.....  | 44 | NAIL 6.....  | 51 |
| NAIL 4.....  | 44 | NAIL 7.....  | 51 |
| NAIL 5.....  | 45 | B1.1.5.3 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 10$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 52 |
| NAIL 6.....  | 45 | NAIL 1.....  | 52 |
| NAIL 7.....  | 45 | NAIL 2.....  | 52 |
| B1.1.4.3 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 9$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....     | 46 | NAIL 3.....  | 52 |
| NAIL 1.....  | 46 | NAIL 4.....  | 52 |
| NAIL 2.....  | 46 | NAIL 5.....  | 53 |
| NAIL 3.....  | 46 | NAIL 6.....  | 53 |
| NAIL 4.....  | 46 | NAIL 7.....  | 53 |
| NAIL 5.....  | 47 | B1.1.6.1 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 11$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 54 |
| NAIL 6.....  | 47 | NAIL 1.....  | 54 |
| NAIL 7.....  | 47 | NAIL 2.....  | 54 |
| B1.1.5.1 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 10$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 48 | NAIL 3.....  | 54 |
| NAIL 1.....  | 48 | NAIL 4.....  | 54 |
| NAIL 2.....  | 48 | NAIL 5.....  | 55 |
| NAIL 3.....  | 48 | NAIL 6.....  | 55 |
| NAIL 4.....  | 48 | NAIL 7.....  | 55 |
| NAIL 5.....  | 49 | B1.1.6.2 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 11$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 56 |
| NAIL 6.....  | 49 | NAIL 1.....  | 56 |
| NAIL 7.....  | 49 | NAIL 2.....  | 56 |
| B1.1.5.2 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 10$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 50 | NAIL 3.....  | 56 |
| NAIL 1.....  | 50 | NAIL 4.....  | 56 |
| NAIL 2.....  | 50 | NAIL 5.....  | 57 |
| NAIL 3.....  | 50 | NAIL 6.....  | 57 |
| NAIL 4.....  | 50 | NAIL 7.....  | 57 |

|  |    |   |    |
|--|----|---|----|
| B1.1.6.3 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 11$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 58 | NAIL 3.....   | 64 |
| NAIL 1.....  | 58 | NAIL 4.....   | 64 |
| NAIL 2.....  | 58 | NAIL 5.....   | 65 |
| NAIL 3.....  | 58 | NAIL 6.....   | 65 |
| NAIL 4.....  | 58 | NAIL 7.....   | 65 |
| NAIL 5.....  | 59 | B1.2 CASO 1 – TERRENO 2 .....   | 66 |
| NAIL 6.....  | 59 | B1.2.1.1 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 6$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 66 |
| NAIL 7.....  | 59 | NAIL 1.....   | 66 |
| B1.1.7.1 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 12$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 60 | NAIL 2.....   | 66 |
| NAIL 1.....  | 60 | NAIL 3.....   | 66 |
| NAIL 2.....  | 60 | NAIL 4.....   | 66 |
| NAIL 3.....  | 60 | NAIL 5.....   | 67 |
| NAIL 4.....  | 60 | NAIL 6.....   | 67 |
| NAIL 5.....  | 61 | NAIL 7.....   | 67 |
| NAIL 6.....  | 61 | B1.2.1.2 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 6$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 68 |
| NAIL 7.....  | 61 | NAIL 1.....   | 68 |
| B1.1.1.7.2 CASO 1 – TERRENO 1 - $L_b = 12$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO..... | 62 | NAIL 2.....   | 68 |
| NAIL 1.....  | 62 | NAIL 3.....   | 68 |
| NAIL 2.....  | 62 | NAIL 4.....   | 68 |
| NAIL 3.....  | 62 | NAIL 5.....   | 69 |
| NAIL 4.....  | 62 | NAIL 6.....   | 69 |
| NAIL 5.....  | 63 | NAIL 7.....   | 69 |
| NAIL 6.....  | 63 | B1.2.1.3 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 6$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 70 |
| NAIL 7.....  | 63 | NAIL 1.....   | 70 |
| B1.1.1.7.3 CASO 1 – TERRENO 1 – $L_b = 12$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....  | 64 | NAIL 2.....   | 70 |
| NAIL 1.....  | 64 | NAIL 3.....   | 70 |
| NAIL 2.....  | 64 | NAIL 4.....   | 70 |

|   |    |   |    |
|---|----|---|----|
| NAIL 5.....   | 71 | B1.2.3.1 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 8$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 78 |
| NAIL 6.....   | 71 | NAIL 1.....   | 78 |
| NAIL 7.....   | 71 | NAIL 2.....   | 78 |
| B1.2.2.1 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 7$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 72 | NAIL 3.....   | 78 |
| NAIL 1.....   | 72 | NAIL 4.....   | 78 |
| NAIL 2.....   | 72 | NAIL 5.....   | 79 |
| NAIL 3.....   | 72 | NAIL 6.....   | 79 |
| NAIL 4.....   | 72 | NAIL 7.....   | 79 |
| NAIL 5.....   | 73 | B1.2.3.2 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 8$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 80 |
| NAIL 6.....   | 73 | NAIL 1.....   | 80 |
| NAIL 7.....   | 73 | NAIL 2.....   | 80 |
| B1.2.2.2 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 7$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 74 | NAIL 3.....   | 80 |
| NAIL 1.....   | 74 | NAIL 4.....   | 80 |
| NAIL 2.....   | 74 | NAIL 5.....   | 81 |
| NAIL 3.....   | 74 | NAIL 6.....   | 81 |
| NAIL 4.....   | 74 | NAIL 7.....   | 81 |
| NAIL 5.....   | 75 | B1.2.3.3 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 8$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 82 |
| NAIL 6.....   | 75 | NAIL 1.....   | 82 |
| NAIL 7.....   | 75 | NAIL 2.....   | 82 |
| B1.2.2.3 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 7$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 76 | NAIL 3.....   | 82 |
| NAIL 1.....   | 76 | NAIL 4.....   | 82 |
| NAIL 2.....   | 76 | NAIL 5.....   | 83 |
| NAIL 3.....   | 76 | NAIL 6.....   | 83 |
| NAIL 4.....   | 76 | NAIL 7.....   | 83 |
| NAIL 5.....   | 77 | B1.2.4.1 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 9$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 84 |
| NAIL 6.....   | 77 | NAIL 1.....   | 84 |
| NAIL 7.....   | 77 | NAIL 2.....   | 84 |

|   |    |   |    |
|---|----|---|----|
| NAIL 3.....   | 84 | NAIL 6.....   | 91 |
| NAIL 4.....   | 84 | NAIL 7.....   | 91 |
| NAIL 5.....   | 85 | B1.2.5.2 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 10$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....  | 92 |
| NAIL 6.....   | 85 | NAIL 1.....   | 92 |
| NAIL 7.....   | 85 | NAIL 2.....   | 92 |
| B1.2.4.2 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 9$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 86 | NAIL 3.....   | 92 |
| NAIL 1.....   | 86 | NAIL 4.....   | 92 |
| NAIL 2.....   | 86 | NAIL 5.....   | 93 |
| NAIL 3.....   | 86 | NAIL 6.....   | 93 |
| NAIL 4.....   | 86 | NAIL 7.....   | 93 |
| NAIL 5.....   | 87 | B1.2.5.3 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 10$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....   | 94 |
| NAIL 6.....   | 87 | NAIL 1.....   | 94 |
| NAIL 7.....   | 87 | NAIL 2.....   | 94 |
| B1.2.4.3 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 9$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 88 | NAIL 3.....   | 94 |
| NAIL 1.....   | 88 | NAIL 4.....   | 94 |
| NAIL 2.....   | 88 | NAIL 5.....   | 95 |
| NAIL 3.....   | 88 | NAIL 6.....   | 95 |
| NAIL 4.....   | 88 | NAIL 7.....   | 95 |
| NAIL 5.....   | 89 | B1.2.6.1 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 11$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO..... | 96 |
| NAIL 6.....   | 89 | NAIL 1.....   | 96 |
| NAIL 7.....   | 89 | NAIL 2.....   | 96 |
| B1.2.5.1 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 10$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO..... | 90 | NAIL 3.....   | 96 |
| NAIL 1.....   | 90 | NAIL 4.....   | 96 |
| NAIL 2.....   | 90 | NAIL 5.....   | 97 |
| NAIL 3.....   | 90 | NAIL 6.....   | 97 |
| NAIL 4.....   | 90 | NAIL 7.....   | 97 |
| NAIL 5.....   | 91 | B1.2.6.2 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 11$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....  | 98 |

|  |     |   |     |
|--|-----|---|-----|
| NAIL 1.....  | 98  | NAIL 4.....   | 104 |
| NAIL 2.....  | 98  | NAIL 5.....   | 105 |
| NAIL 3.....  | 98  | NAIL 6.....   | 105 |
| NAIL 4.....  | 98  | NAIL 7.....   | 105 |
| NAIL 5.....  | 99  | B1.2.7.3 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 12$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....   | 106 |
| NAIL 6.....  | 99  | NAIL 1.....   | 106 |
| NAIL 7.....  | 99  | NAIL 2.....   | 106 |
| B1.2.6.3 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 11$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 100 | NAIL 3.....   | 106 |
| NAIL 1.....  | 100 | NAIL 4.....   | 106 |
| NAIL 2.....  | 100 | NAIL 5.....   | 107 |
| NAIL 3.....  | 100 | NAIL 6.....   | 107 |
| NAIL 4.....  | 100 | NAIL 7.....   | 107 |
| NAIL 5.....  | 101 | B1.3 CASO 1 – TERRENO 3 .....   | 108 |
| NAIL 6.....  | 101 | B1.3.1.1 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 6$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 108 |
| NAIL 7.....  | 101 | NAIL 1.....   | 108 |
| B1.2.7.1 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 12$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 102 | NAIL 2.....   | 108 |
| NAIL 1.....  | 102 | NAIL 3.....   | 108 |
| NAIL 2.....  | 102 | NAIL 4.....   | 108 |
| NAIL 3.....  | 102 | NAIL 5.....   | 109 |
| NAIL 4.....  | 102 | NAIL 6.....   | 109 |
| NAIL 5.....  | 103 | NAIL 7.....   | 109 |
| NAIL 6.....  | 103 | B1.3.1.2 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 6$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 110 |
| NAIL 7.....  | 103 | NAIL 1.....   | 110 |
| B1.2.7.2 CASO 1 – TERRENO 2 – $L_b = 12$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 104 | NAIL 2.....   | 110 |
| NAIL 1.....  | 104 | NAIL 3.....   | 110 |
| NAIL 2.....  | 104 | NAIL 4.....   | 110 |
| NAIL 3.....  | 104 | NAIL 5.....   | 111 |

|   |     |   |     |
|---|-----|---|-----|
| NAIL 6.....   | 111 | NAIL 1.....   | 118 |
| NAIL 7.....   | 111 | NAIL 2.....   | 118 |
| B1.3.1.3 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 6$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 112 | NAIL 3.....   | 118 |
| NAIL 1.....   | 112 | NAIL 4.....   | 118 |
| NAIL 2.....   | 112 | NAIL 5.....   | 119 |
| NAIL 3.....   | 112 | NAIL 6.....   | 119 |
| NAIL 4.....   | 112 | NAIL 7.....   | 119 |
| NAIL 5.....   | 113 | B1.3.3.1 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 8$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 120 |
| NAIL 6.....   | 113 | NAIL 1.....   | 120 |
| NAIL 7.....   | 113 | NAIL 2.....   | 120 |
| B1.3.2.1 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 7$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 114 | NAIL 3.....   | 120 |
| NAIL 1.....   | 114 | NAIL 4.....   | 120 |
| NAIL 2.....   | 114 | NAIL 5.....   | 121 |
| NAIL 3.....   | 114 | NAIL 6.....   | 121 |
| NAIL 4.....   | 114 | NAIL 7.....   | 121 |
| NAIL 5.....   | 115 | B1.3.3.2 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 8$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO .....  | 122 |
| NAIL 6.....   | 115 | NAIL 1.....   | 122 |
| NAIL 7.....   | 115 | NAIL 2.....   | 122 |
| B1.3.2.2 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 7$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO .....  | 116 | NAIL 3.....   | 122 |
| NAIL 1.....   | 116 | NAIL 4.....   | 122 |
| NAIL 2.....   | 116 | NAIL 5.....   | 123 |
| NAIL 3.....   | 116 | NAIL 6.....   | 123 |
| NAIL 4.....   | 116 | NAIL 7.....   | 123 |
| NAIL 5.....   | 117 | B1.3.3.3 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 8$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 124 |
| NAIL 6.....   | 117 | NAIL 1.....   | 124 |
| NAIL 7.....   | 117 | NAIL 2.....   | 124 |
| B1.3.2.3 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 7$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 118 | NAIL 3.....   | 124 |

|   |     |  |     |
|---|-----|--|-----|
| NAIL 4.....   | 124 | NAIL 7.....  | 131 |
| NAIL 5.....   | 125 | B1.3.5.1 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 10$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 132 |
| NAIL 6.....   | 125 | NAIL 1.....  | 132 |
| NAIL 7.....   | 125 | NAIL 2.....  | 132 |
| B1.3.4.1 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 9$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 126 | NAIL 3.....  | 132 |
| NAIL 1.....   | 126 | NAIL 4.....  | 132 |
| NAIL 2.....   | 126 | NAIL 5.....  | 133 |
| NAIL 3.....   | 126 | NAIL 6.....  | 133 |
| NAIL 4.....   | 126 | NAIL 7.....  | 133 |
| NAIL 5.....   | 127 | B1.3.5.2 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 10$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO .....  | 134 |
| NAIL 6.....   | 127 | NAIL 1.....  | 134 |
| NAIL 7.....   | 127 | NAIL 2.....  | 134 |
| B1.3.4.2 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 9$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO .....  | 128 | NAIL 3.....  | 134 |
| NAIL 1.....   | 128 | NAIL 4.....  | 134 |
| NAIL 2.....   | 128 | NAIL 5.....  | 135 |
| NAIL 3.....   | 128 | NAIL 6.....  | 135 |
| NAIL 4.....   | 128 | NAIL 7.....  | 135 |
| NAIL 5.....   | 129 | B1.3.5.3 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 10$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 136 |
| NAIL 6.....   | 129 | NAIL 1.....  | 136 |
| NAIL 7.....   | 129 | NAIL 2.....  | 136 |
| B1.3.4.3 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 9$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 130 | NAIL 3.....  | 136 |
| NAIL 1.....   | 130 | NAIL 4.....  | 136 |
| NAIL 2.....   | 130 | NAIL 5.....  | 137 |
| NAIL 3.....   | 130 | NAIL 6.....  | 137 |
| NAIL 4.....   | 130 | NAIL 7.....  | 137 |
| NAIL 5.....   | 131 | B1.3.6.1 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 11$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 138 |
| NAIL 6.....   | 131 | NAIL 1.....  | 138 |

|   |     |  |     |
|---|-----|--|-----|
| NAIL 2.....   | 138 | NAIL 5.....  | 145 |
| NAIL 3.....   | 138 | NAIL 6.....  | 145 |
| NAIL 4.....   | 138 | NAIL 7.....  | 145 |
| NAIL 5.....   | 139 | B1.3.7.2 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 12$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 146 |
| NAIL 6.....   | 139 | NAIL 1.....  | 146 |
| NAIL 7.....   | 139 | NAIL 2.....  | 146 |
| B1.3.6.2 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 11$ m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....  | 140 | NAIL 3.....  | 146 |
| NAIL 1.....   | 140 | NAIL 4.....  | 146 |
| NAIL 2.....   | 140 | NAIL 5.....  | 147 |
| NAIL 3.....   | 140 | NAIL 6.....  | 147 |
| NAIL 4.....   | 140 | NAIL 7.....  | 147 |
| NAIL 5.....   | 141 | B1.3.7.3 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 12$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 148 |
| NAIL 6.....   | 141 | NAIL 1.....  | 148 |
| NAIL 7.....   | 141 | NAIL 2.....  | 148 |
| B1.3.6.3 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 11$ m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....   | 142 | NAIL 3.....  | 148 |
| NAIL 1.....   | 142 | NAIL 4.....  | 148 |
| NAIL 2.....   | 142 | NAIL 5.....  | 149 |
| NAIL 3.....   | 142 | NAIL 6.....  | 149 |
| NAIL 4.....   | 142 | NAIL 7.....  | 149 |
| NAIL 5.....   | 143 | B2. CASO DE ESTUDIO 2 - VARIABLE: DIÁMETRO DE LOS BULONES.....                   | 150 |
| NAIL 6.....   | 143 | B2.1 CASO 2 – TERRENO 1.....   | 150 |
| NAIL 7.....   | 143 | B2.1.1.1 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 25$ mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO..... | 150 |
| B1.3.7.1 CASO 1 – TERRENO 3 – $L_b = 12$ m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO..... | 144 | NAIL 1.....  | 150 |
| NAIL 1.....   | 144 | NAIL 2.....  | 150 |
| NAIL 2.....   | 144 | NAIL 3.....  | 150 |
| NAIL 3.....   | 144 | NAIL 4.....  | 150 |
| NAIL 4.....   | 144 | NAIL 5.....  | 151 |

|  |     |  |     |
|--|-----|--|-----|
| NAIL 6.....  | 151 | NAIL 1.....  | 158 |
| NAIL 7.....  | 151 | NAIL 2.....  | 158 |
| B2.1.1.2 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 25$ mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....  | 152 | NAIL 3.....  | 158 |
| NAIL 1.....  | 152 | NAIL 4.....  | 158 |
| NAIL 2.....  | 152 | NAIL 5.....  | 159 |
| NAIL 3.....  | 152 | NAIL 6.....  | 159 |
| NAIL 4.....  | 152 | NAIL 7.....  | 159 |
| NAIL 5.....  | 153 | B2.1.2.3 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 32$ mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....   | 160 |
| NAIL 6.....  | 153 | NAIL 1.....  | 160 |
| NAIL 7.....  | 153 | NAIL 2.....  | 160 |
| B2.1.1.3 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 25$ mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....   | 154 | NAIL 3.....  | 160 |
| NAIL 1.....  | 154 | NAIL 4.....  | 160 |
| NAIL 2.....  | 154 | NAIL 5.....  | 161 |
| NAIL 3.....  | 154 | NAIL 6.....  | 161 |
| NAIL 4.....  | 154 | NAIL 7.....  | 161 |
| NAIL 5.....  | 155 | B2.1.3.1 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 40$ mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO..... | 162 |
| NAIL 6.....  | 155 | NAIL 1.....  | 162 |
| NAIL 7.....  | 155 | NAIL 2.....  | 162 |
| B2.1.2.1 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 32$ mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO..... | 156 | NAIL 3.....  | 162 |
| NAIL 1.....  | 156 | NAIL 4.....  | 162 |
| NAIL 2.....  | 156 | NAIL 5.....  | 163 |
| NAIL 3.....  | 156 | NAIL 6.....  | 163 |
| NAIL 4.....  | 156 | NAIL 7.....  | 163 |
| NAIL 5.....  | 157 | B2.1.3.2 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 40$ mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....  | 164 |
| NAIL 6.....  | 157 | NAIL 1.....  | 164 |
| NAIL 7.....  | 157 | NAIL 2.....  | 164 |
| B2.1.2.2 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 32$ mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....  | 158 | NAIL 3.....  | 164 |

|   |     |   |     |
|---|-----|---|-----|
| NAIL 4.....   | 164 | NAIL 6.....   | 171 |
| NAIL 5.....   | 165 | NAIL 7.....   | 171 |
| NAIL 6.....   | 165 | B2.2.1.3 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 25$ mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 172 |
| NAIL 7.....   | 165 | NAIL 1.....   | 172 |
| B2.1.3.3 CASO 2 – TERRENO 1 – $D_b = 40$ mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 166 | NAIL 2.....   | 172 |
| NAIL 1.....   | 166 | NAIL 3.....   | 172 |
| NAIL 2.....   | 166 | NAIL 4.....   | 172 |
| NAIL 3.....   | 166 | NAIL 5.....   | 173 |
| NAIL 4.....   | 166 | NAIL 6.....   | 173 |
| NAIL 5.....   | 167 | NAIL 7.....   | 173 |
| NAIL 6.....   | 167 | B2.2.2.1 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 32$ mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 174 |
| NAIL 7.....   | 167 | NAIL 1.....   | 174 |
| B2.2 CASO 2 – TERRENO 2 .....   | 168 | NAIL 2.....   | 174 |
| B2.2.1.1 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 25$ mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 168 | NAIL 3.....   | 174 |
| NAIL 1.....   | 168 | NAIL 4.....   | 174 |
| NAIL 2.....   | 168 | NAIL 5.....   | 175 |
| NAIL 3.....   | 168 | NAIL 6.....   | 175 |
| NAIL 4.....   | 168 | NAIL 7.....   | 175 |
| NAIL 5.....   | 169 | B2.2.2.2 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 32$ mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 176 |
| NAIL 6.....   | 169 | NAIL 1.....   | 176 |
| NAIL 7.....   | 169 | NAIL 2.....   | 176 |
| B2.2.1.2 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 25$ mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 170 | NAIL 3.....   | 176 |
| NAIL 1.....   | 170 | NAIL 4.....   | 176 |
| NAIL 2.....   | 170 | NAIL 5.....   | 177 |
| NAIL 3.....   | 170 | NAIL 6.....   | 177 |
| NAIL 4.....   | 170 | NAIL 7.....   | 177 |
| NAIL 5.....   | 171 | B2.2.2.3 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 32$ mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 178 |

|   |     |   |     |
|---|-----|---|-----|
| NAIL 1.....   | 178 | NAIL 4.....   | 184 |
| NAIL 2.....   | 178 | NAIL 5.....   | 185 |
| NAIL 3.....   | 178 | NAIL 6.....   | 185 |
| NAIL 4.....   | 178 | NAIL 7.....   | 185 |
| NAIL 5.....   | 179 | B2.3 CASO 2 – TERRENO 3 .....   | 186 |
| NAIL 6.....   | 179 | B2.3.1.1 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 25$ mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 186 |
| NAIL 7.....   | 179 | NAIL 1.....   | 186 |
| B2.2.3.1 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 40$ mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 180 | NAIL 2.....   | 186 |
| NAIL 1.....   | 180 | NAIL 3.....   | 186 |
| NAIL 2.....   | 180 | NAIL 4.....   | 186 |
| NAIL 3.....   | 180 | NAIL 5.....   | 187 |
| NAIL 4.....   | 180 | NAIL 6.....   | 187 |
| NAIL 5.....   | 181 | NAIL 7.....   | 187 |
| NAIL 6.....   | 181 | B2.3.1.2 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 25$ mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO .....  | 188 |
| NAIL 7.....   | 181 | NAIL 1.....   | 188 |
| B2.2.3.2 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 40$ mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO .....  | 182 | NAIL 2.....   | 188 |
| NAIL 1.....   | 182 | NAIL 3.....   | 188 |
| NAIL 2.....   | 182 | NAIL 4.....   | 188 |
| NAIL 3.....   | 182 | NAIL 5.....   | 189 |
| NAIL 4.....   | 182 | NAIL 6.....   | 189 |
| NAIL 5.....   | 183 | NAIL 7.....   | 189 |
| NAIL 6.....   | 183 | B2.3.1.3 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 25$ mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE .....   | 190 |
| NAIL 7.....   | 183 | NAIL 1.....   | 190 |
| B2.2.3.3 CASO 2 – TERRENO 2 – $D_b = 40$ mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE .....   | 184 | NAIL 2.....   | 190 |
| NAIL 1.....   | 184 | NAIL 3.....   | 190 |
| NAIL 2.....   | 184 | NAIL 4.....   | 190 |
| NAIL 3.....   | 184 | NAIL 5.....   | 191 |

|   |     |   |     |
|---|-----|---|-----|
| NAIL 6.....   | 191 | NAIL 1.....   | 198 |
| NAIL 7.....   | 191 | NAIL 2.....   | 198 |
| B2.3.2.1 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 32$ mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 192 | NAIL 3.....   | 198 |
| NAIL 1.....   | 192 | NAIL 4.....   | 198 |
| NAIL 2.....   | 192 | NAIL 5.....   | 199 |
| NAIL 3.....   | 192 | NAIL 6.....   | 199 |
| NAIL 4.....   | 192 | NAIL 7.....   | 199 |
| NAIL 5.....   | 193 | B2.3.3.2 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 40$ mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO..... | 200 |
| NAIL 6.....   | 193 | NAIL 1.....   | 200 |
| NAIL 7.....   | 193 | NAIL 2.....   | 200 |
| B2.3.2.2 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 32$ mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 194 | NAIL 3.....   | 200 |
| NAIL 1.....   | 194 | NAIL 4.....   | 200 |
| NAIL 2.....   | 194 | NAIL 5.....   | 201 |
| NAIL 3.....   | 194 | NAIL 6.....   | 201 |
| NAIL 4.....   | 194 | NAIL 7.....   | 201 |
| NAIL 5.....   | 195 | B2.3.3.3 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 40$ mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....  | 202 |
| NAIL 6.....   | 195 | NAIL 1.....   | 202 |
| NAIL 7.....   | 195 | NAIL 2.....   | 202 |
| B2.3.2.3 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 32$ mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 196 | NAIL 3.....   | 202 |
| NAIL 1.....   | 196 | NAIL 4.....   | 202 |
| NAIL 2.....   | 196 | NAIL 5.....   | 203 |
| NAIL 3.....   | 196 | NAIL 6.....   | 203 |
| NAIL 4.....   | 196 | NAIL 7.....   | 203 |
| NAIL 5.....   | 197 | B3. CASO DE ESTUDIO 3 - VARIABLE: EL TIPO DE INYECCIÓN.....                     | 204 |
| NAIL 6.....   | 197 | B3.1 CASO 3 – TERRENO 1 .....   | 204 |
| NAIL 7.....   | 197 | B3.1.1.1 CASO 3 – TERRENO 1 – IU – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO .....          | 204 |
| B2.3.3.1 CASO 2 – TERRENO 3 – $D_b = 40$ mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 198 | NAIL 1.....   | 204 |

|  |     |  |     |
|--|-----|--|-----|
| NAIL 2.....  | 204 | NAIL 5.....  | 212 |
| NAIL 3.....  | 204 | NAIL 6.....  | 212 |
| NAIL 4.....  | 205 | NAIL 7.....  | 212 |
| NAIL 5.....  | 205 | B3.1.2.2 CASO 3 – TERRENO 1 – IRS – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO ..... | 213 |
| NAIL 6.....  | 205 | NAIL 1.....  | 213 |
| NAIL 7.....  | 206 | NAIL 2.....  | 213 |
| B3.1.1.2 CASO 3 – TERRENO 1 – IU – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 207 | NAIL 3.....  | 213 |
| NAIL 1.....  | 207 | NAIL 4.....  | 213 |
| NAIL 2.....  | 207 | NAIL 5.....  | 214 |
| NAIL 3.....  | 207 | NAIL 6.....  | 214 |
| NAIL 4.....  | 207 | NAIL 7.....  | 214 |
| NAIL 5.....  | 208 | B3.1.2.3 CASO 3 – TERRENO 1 – IRS – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE .....  | 215 |
| NAIL 6.....  | 208 | NAIL 1.....  | 215 |
| NAIL 7.....  | 208 | NAIL 2.....  | 215 |
| B3.1.1.3 CASO 3 – TERRENO 1 – IU – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....    | 209 | NAIL 3.....  | 215 |
| NAIL 1.....  | 209 | NAIL 4.....  | 215 |
| NAIL 2.....  | 209 | NAIL 5.....  | 216 |
| NAIL 3.....  | 209 | NAIL 6.....  | 216 |
| NAIL 4.....  | 209 | NAIL 7.....  | 216 |
| NAIL 5.....  | 210 | B3.2 CASO 3 – TERRENO 2 .....  | 217 |
| NAIL 6.....  | 210 | B3.2.1.1 CASO 3 – TERRENO 2 – IU – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 217 |
| NAIL 7.....  | 210 | NAIL 1.....  | 217 |
| B3.1.2.1 CASO 3 – TERRENO 1 – IRS – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO..... | 211 | NAIL 2.....  | 217 |
| NAIL 1.....  | 211 | NAIL 3.....  | 217 |
| NAIL 2.....  | 211 | NAIL 4.....  | 217 |
| NAIL 3.....  | 211 | NAIL 5.....  | 218 |
| NAIL 4.....  | 211 | NAIL 6.....  | 218 |

|   |     |  |     |
|---|-----|--|-----|
| NAIL 7.....   | 218 | NAIL 2.....  | 225 |
| B3.2.1.2 CASO 3 – TERRENO 2 – IU – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....    | 219 | NAIL 3.....  | 225 |
| NAIL 1.....   | 219 | NAIL 4.....  | 225 |
| NAIL 2.....   | 219 | NAIL 5.....  | 226 |
| NAIL 3.....   | 219 | NAIL 6.....  | 226 |
| NAIL 4.....   | 219 | NAIL 7.....  | 226 |
| NAIL 5.....   | 220 | B3.2.2.3 CASO 3 – TERRENO 2 – IRS – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE .....  | 227 |
| NAIL 6.....   | 220 | NAIL 1.....  | 227 |
| NAIL 7.....   | 220 | NAIL 2.....  | 227 |
| B3.2.1.3 CASO 3 – TERRENO 2 – IU – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....     | 221 | NAIL 3.....  | 227 |
| NAIL 1.....   | 221 | NAIL 4.....  | 227 |
| NAIL 2.....   | 221 | NAIL 5.....  | 228 |
| NAIL 3.....   | 221 | NAIL 6.....  | 228 |
| NAIL 4.....   | 221 | NAIL 7.....  | 228 |
| NAIL 5.....   | 222 | B3.3 CASO 3 – TERRENO 3 .....  | 229 |
| NAIL 6.....   | 222 | B3.3.1.1 CASO 3 – TERRENO 3 – IU – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 229 |
| NAIL 7.....   | 222 | NAIL 1.....  | 229 |
| B3.2.2.1 CASO 3 – TERRENO 2 – IRS – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 223 | NAIL 2.....  | 229 |
| NAIL 1.....   | 223 | NAIL 3.....  | 229 |
| NAIL 2.....   | 223 | NAIL 4.....  | 230 |
| NAIL 3.....   | 223 | NAIL 5.....  | 230 |
| NAIL 4.....   | 223 | NAIL 6.....  | 230 |
| NAIL 5.....   | 224 | NAIL 7.....  | 231 |
| NAIL 6.....   | 224 | B3.3.1.2 CASO 3 – TERRENO 3 – IU – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO.....   | 232 |
| NAIL 7.....   | 224 | NAIL 1.....  | 232 |
| B3.2.2.2 CASO 3 – TERRENO 2 – IRS – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO .....  | 225 | NAIL 2.....  | 232 |
| NAIL 1.....   | 225 | NAIL 3.....  | 232 |

|   |     |  |     |
|---|-----|--|-----|
| NAIL 4.....   | 232 | NAIL 7.....  | 237 |
| NAIL 5.....   | 233 | B3.3.2.2 CASO 3 – TERRENO 3 – IRS – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO ..... | 238 |
| NAIL 6.....   | 233 | NAIL 1.....  | 238 |
| NAIL 7.....   | 233 | NAIL 2.....  | 238 |
| B3.3.1.3 CASO 3 – TERRENO 3 – IU – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.....     | 234 | NAIL 3.....  | 238 |
| NAIL 1.....   | 234 | NAIL 4.....  | 238 |
| NAIL 2.....   | 234 | NAIL 5.....  | 239 |
| NAIL 3.....   | 234 | NAIL 6.....  | 239 |
| NAIL 4.....   | 234 | NAIL 7.....  | 239 |
| NAIL 5.....   | 235 | B3.3.2.3 CASO 3 – TERRENO 3 – IRS – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE .....  | 240 |
| NAIL 6.....   | 235 | NAIL 1.....  | 240 |
| NAIL 7.....   | 235 | NAIL 2.....  | 240 |
| B3.3.2.1 CASO 3 – TERRENO 3 – IRS – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO ..... | 236 | NAIL 3.....  | 240 |
| NAIL 1.....   | 236 | NAIL 4.....  | 240 |
| NAIL 2.....   | 236 | NAIL 5.....  | 241 |
| NAIL 3.....   | 236 | NAIL 6.....  | 241 |
| NAIL 4.....   | 236 | NAIL 7.....  | 241 |
| NAIL 5.....   | 237 |  |     |
| NAIL 6.....   | 237 |  |     |

**ANEXO A – TABLAS DE EXCEL**

En el presente anexo se muestran las tablas Excel utilizadas para definir los parámetros de la resistencia a la tracción de los bulones *-tensile capacity-*, la resistencia a punzonamiento del muro de hormigón proyectado *-plate capacity-* y la fuerza de adherencia *-bond strength-* en cada caso y para cada tipo de terreno.

El dimensionamiento de estos parámetros se ha realizado basándose en la documentación nacional actual, es decir: basándose en el método propuesto por la *Guía para el diseño y ejecución de anclajes en obras carreteras* (DGC, 2001) para la definición de la resistencia a tracción y la fuerza de adherencia, mientras que la resistencia al punzonamiento se ha calculado siguiendo las indicaciones del *Código Estructural* (MITMA, 2021). Este último valor, sin embargo, se mantendrá constante como una

**A1. CASO DE ESTUDIO 1 - VARIABLE: LONGITUD DE LOS BULONES – HIPÓTESIS DE PARTIDA**

| VARIABLE: LONGITUD DE LOS BULONES |  |     |
|-----------------------------------|--|-----|
| H (m)                             | Altura total muro  | 10  |
| S <sub>vo</sub> (m)               | Separación vertical desde coronación                         | 0,5 |
| S <sub>vn</sub> (m)               | Separación vertical hasta fondo de excavación                | 0,5 |
| S <sub>v</sub> (m)                | Separación vertical entre clavos                             | 1,5 |
| S <sub>h</sub> (m)                | Separación horizontal entre clavos                           | 1,5 |
| V <sub>RD</sub> (kN)              | Resistencia al punzonamiento del muro de hormigón proyectado | 92  |
| n                                 | Número de clavos   | 7   |
| D <sub>b</sub> (mm)               | Diámetro de los bulones                                      | 32  |
| Tipo de inyección                 | Inyección única (IU)   | IU  |

**RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY)**

| DATOS DE PARTIDA                             |                 |        |     |
|--|-----------------|--------|-----|
| Calidad del acero                            | B500S           |        |     |
| Diámetro bulón                               | D <sub>b</sub>  | 32     | mm  |
| Límite elástico                              | f <sub>yk</sub> | 500000 | MPa |
| Límite rotura                                | f <sub>pk</sub> | 550000 | MPa |
| Coef. Seguridad F1                           | F <sub>1</sub>  | 1,5    | -   |
| Coef. Seguridad F3                           | F <sub>3</sub>  | 1,65   | -   |
| Coef. Acero (elástico)                       | γ <sub>s</sub>  | 1,15   | -   |
| Coef. Acero (rotura)                         | γ <sub>p</sub>  | 1,3    | -   |
| RESULTADOS                                   |                 |        |     |
| P <sub>N,1</sub>                             | 233             | kN     |     |
| P <sub>N,2</sub>                             | 227             | kN     |     |
| RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) |                 |        |     |
| MIN(P <sub>N,1</sub> ,P <sub>N,2</sub> )     | 227             | kN     |     |

**A1.1 CASO 1 – TERRENO 1**

| TERRENO 1: SUELO LIMOSO (TERRENO MALO) |                              |     |                   |
|--|------------------------------|-----|-------------------|
| φ'                                     | Ángulo de rozamiento interno | 30  | °                 |
| γ                                      | Densidad                     | 22  | kN/m <sup>3</sup> |
| c'                                     | Cohesión                     | 20  | kPa               |
| a <sub>lim</sub>                       | Adherencia límite IU         | 150 | kPa               |
| a <sub>lim</sub>                       | Adherencia límite IRS        | 350 | kPa               |
| α                                      | Ángulo de talud              | 10  | V:H               |
| β                                      | Ángulo de talud de montera   | 0   | V:H               |

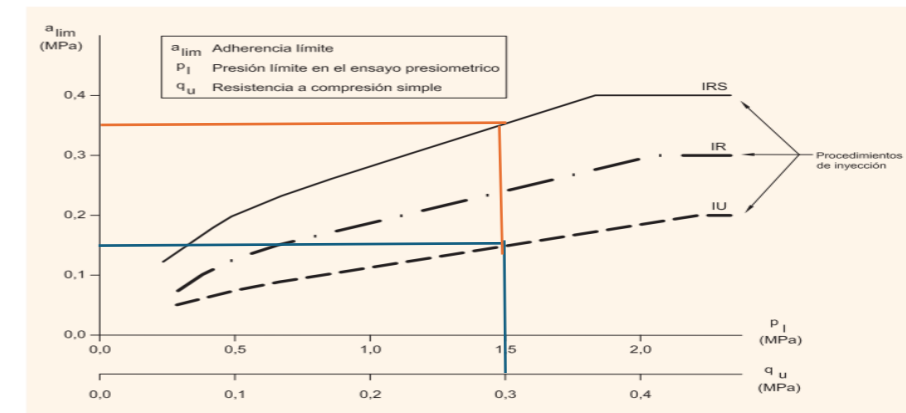


Figura 70: Adherencia límite en arcillas y limos (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

**FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH)**

| DATOS DE PARTIDA                     |                      |      |     |
|--------------------------------------|----------------------|------|-----|
| Tipo de inyección                    | Inyección única (IU) |      |     |
| Diámetro de la perforación           | D <sub>p</sub>       | 105  | mm  |
| Adherencia límite                    | a <sub>lim</sub>     | 150  | kPa |
| Coef. Seguridad F1                   | F <sub>1</sub>       | 1,5  | -   |
| Coef. Seguridad F3                   | F <sub>3</sub>       | 1,65 | -   |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) |                      |      |     |
| P <sub>N,3</sub> /L <sub>b</sub>     | 20                   | kN/m |     |

A1.2 CASO 1 – TERRENO 2

| TERRENO 2: SUELO ARENOSO-CEMENTOSO (TERRENO BUENO) |                              |     |                   |
|--|------------------------------|-----|-------------------|
| $\phi_i'$  | Ángulo de rozamiento interno | 38  | °                 |
| $\gamma$   | Peso específico              | 21  | kN/m <sup>3</sup> |
| $c'$   | Cohesión                     | 4   | kPa               |
| $a_{lim}$  | Adherencia límite IU         | 350 | kPa               |
| $a_{lim}$  | Adherencia límite IRS        | 610 | kPa               |
| $\alpha$   | Ángulo de talud              | 10  | V:H               |
| $\beta$  | Ángulo de talud de montera   | 0   | V:H               |

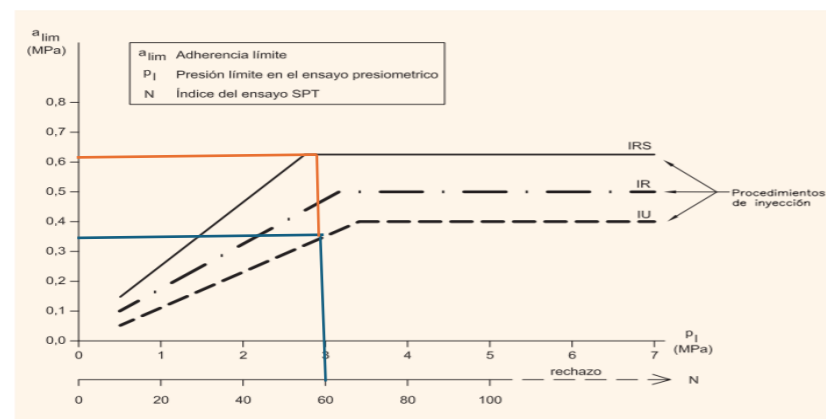


Figura 69: Adherencia límite en arenas y gravas (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH)

| DATOS DE PARTIDA                     |                      |      |     |
|--------------------------------------|----------------------|------|-----|
| Tipo de inyección                    | Inyección única (IU) |      |     |
| Díámetro de la perforación           | $D_p$                | 105  | mm  |
| Adherencia límite                    | $a_{lim}$            | 350  | kPa |
| Coef. Seguridad F1                   | $F_1$                | 1,5  | -   |
| Coef. Seguridad F3                   | $F_3$                | 1,65 | -   |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) |                      |      |     |
| $P_{N,3}/L_b$                        | 46,6                 | kN/m |     |

A1.3 CASO 1 – TERRENO 3

| TERRENO 3: SUELO MARGAS CALCÁREAS (TERRENO REGULAR) |                              |     |                   |
|---|------------------------------|-----|-------------------|
| $\phi_i'$   | Ángulo de rozamiento interno | 30  | °                 |
| $\gamma$  | Peso específico              | 20  | kN/m <sup>3</sup> |
| $c'$  | Cohesión                     | 15  | kPa               |
| $a_{lim}$   | Adherencia límite IU         | 270 | kPa               |
| $a_{lim}$   | Adherencia límite IRS        | 480 | kPa               |
| $\alpha$  | Ángulo de talud              | 10  | V:H               |
| $\beta$   | Ángulo de talud de montera   | 0   | V:H               |

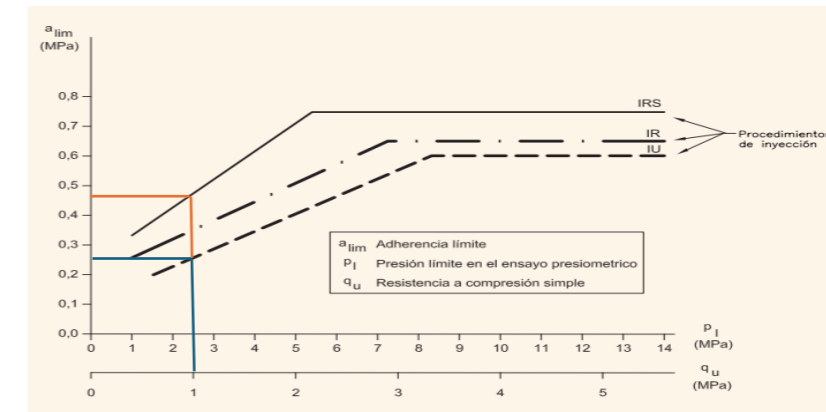


Figura 71: Adherencia límite en margas, margas yesíferas y margas calcáreas (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH)

| DATOS DE PARTIDA                     |                      |      |     |
|--------------------------------------|----------------------|------|-----|
| Tipo de inyección                    | Inyección única (IU) |      |     |
| Díámetro de la perforación           | $D_p$                | 105  | mm  |
| Adherencia límite                    | $a_{lim}$            | 270  | kPa |
| Coef. Seguridad F1                   | $F_1$                | 1,5  | -   |
| Coef. Seguridad F3                   | $F_3$                | 1,65 | -   |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) |                      |      |     |
| $P_{N,3}/L_b$                        | 36                   | kN/m |     |

**A2. CASO DE ESTUDIO 2 - VARIABLE: DIÁMETRO DE LOS BULONES – HIPÓTESIS DE PARTIDA**

| VARIABLE: DIÁMETRO DE LOS BULONES         |  |      |
|---|--|------|
| H (m)                                     | Altura total muro  | 10   |
| S <sub>V0</sub> (m)                       | Separación vertical desde coronación                         | 0,5  |
| S <sub>VN</sub> (m)                       | Separación vertical hasta fondo de excavación                | 0,5  |
| S <sub>V</sub> (m)                        | Separación vertical entre clavos                             | 1,5  |
| S <sub>H</sub> (m)                        | Separación horizontal entre clavos                           | 1,5  |
| V <sub>RD</sub> (kN)                      | Resistencia al punzonamiento del muro de hormigón proyectado | 92   |
| n   | Número de clavos   | 7    |
| L <sub>b</sub> (m)                        | Longitud de los bulones                                      | 7    |
| Tipo de inyección                         | Inyección única (IU)   | IU   |
| P <sub>N,3/L<sub>b</sub></sub> (1) (kN/m) | Fuerza de adherencia Terreno 1 (Malo)                        | 20   |
| P <sub>N,3/L<sub>b</sub></sub> (2) (kN/m) | Fuerza de adherencia Terreno 2 (Bueno)                       | 46,6 |
| P <sub>N,3/L<sub>b</sub></sub> (3) (kN/m) | Fuerza de adherencia Terreno 3 (Regular)                     | 36   |

**RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) – D<sub>b</sub> = 25 mm**

| DATOS DE PARTIDA                             |                 |        |     |
|--|-----------------|--------|-----|
| Calidad del acero                            | B500S           |        |     |
| Díametro bulón                               | D <sub>b</sub>  | 25     | mm  |
| Límite elástico                              | f <sub>yk</sub> | 500000 | MPa |
| Límite rotura                                | f <sub>pk</sub> | 550000 | MPa |
| Coef. Seguridad F1                           | F <sub>1</sub>  | 1,5    | -   |
| Coef. Seguridad F3                           | F <sub>3</sub>  | 1,65   | -   |
| Coef. Acero (elástico)                       | γ <sub>s</sub>  | 1,15   | -   |
| Coef. Acero (rotura)                         | γ <sub>p</sub>  | 1,3    | -   |
| RESULTADOS                                   |                 |        |     |
| P <sub>N,1</sub>                             | 142             | kN     |     |
| P <sub>N,2</sub>                             | 138             | kN     |     |
| RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) |                 |        |     |
| MIN(P <sub>N,1</sub> ,P <sub>N,2</sub> )     | 138             | kN     |     |

**RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) – D<sub>b</sub> = 32 mm**

| DATOS DE PARTIDA                             |                 |        |     |
|--|-----------------|--------|-----|
| Calidad del acero                            | B500S           |        |     |
| Díametro bulón                               | D <sub>b</sub>  | 32     | mm  |
| Límite elástico                              | f <sub>yk</sub> | 500000 | MPa |
| Límite rotura                                | f <sub>pk</sub> | 550000 | MPa |
| Coef. Seguridad F1                           | F <sub>1</sub>  | 1,5    | -   |
| Coef. Seguridad F3                           | F <sub>3</sub>  | 1,65   | -   |
| Coef. Acero (elástico)                       | γ <sub>s</sub>  | 1,15   | -   |
| Coef. Acero (rotura)                         | γ <sub>p</sub>  | 1,3    | -   |
| RESULTADOS                                   |                 |        |     |
| P <sub>N,1</sub>                             | 233             | kN     |     |
| P <sub>N,2</sub>                             | 227             | kN     |     |
| RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) |                 |        |     |
| MIN(P <sub>N,1</sub> ,P <sub>N,2</sub> )     | 227             | kN     |     |

**RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) – D<sub>b</sub> = 40 mm**

| DATOS DE PARTIDA                             |                 |        |     |
|--|-----------------|--------|-----|
| Calidad del acero                            | B500S           |        |     |
| Díametro bulón                               | D <sub>b</sub>  | 40     | mm  |
| Límite elástico                              | f <sub>yk</sub> | 500000 | MPa |
| Límite rotura                                | f <sub>pk</sub> | 550000 | MPa |
| Coef. Seguridad F1                           | F <sub>1</sub>  | 1,5    | -   |
| Coef. Seguridad F3                           | F <sub>3</sub>  | 1,65   | -   |
| Coef. Acero (elástico)                       | γ <sub>s</sub>  | 1,15   | -   |
| Coef. Acero (rotura)                         | γ <sub>p</sub>  | 1,3    | -   |
| RESULTADOS                                   |                 |        |     |
| P <sub>N,1</sub>                             | 364             | kN     |     |
| P <sub>N,2</sub>                             | 354             | kN     |     |
| RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (TENSILE CAPACITY) |                 |        |     |
| MIN(P <sub>N,1</sub> ,P <sub>N,2</sub> )     | 354             | kN     |     |

**A3. CASO DE ESTUDIO 3 - VARIABLE: TIPO DE INYECCIÓN – HIPÓTESIS DE PARTIDA**

| VARIABLE: TIPO DE INYECCIÓN                    |  |     |
|--|--|-----|
| H (m)  | Altura total muro  | 10  |
| S <sub>v0</sub> (m)                            | Separación vertical desde coronación                         | 0,5 |
| S <sub>vN</sub> (m)                            | Separación vertical hasta fondo de excavación                | 0,5 |
| S <sub>v</sub> (m)                             | Separación vertical entre clavos                             | 1,5 |
| S <sub>H</sub> (m)                             | Separación horizontal entre clavos                           | 1,5 |
| V <sub>RD</sub> (kN)                           | Resistencia al punzonamiento del muro de hormigón proyectado | 92  |
| n  | Número de clavos   | 7   |
| L <sub>b</sub> (m)                             | Longitud de los bulones                                      | 7   |
| D <sub>b</sub> (mm)                            | Diámetro de los bulones                                      | 32  |
| MIN(P <sub>N,1</sub> , P <sub>N,2</sub> ) (kN) | Resistencia a la tracción                                    | 227 |

**A3.1 CASO 3 – TERRENO 1**

| TERRENO 1: SUELO LIMOSO (TERRENO MALO) |                              |     |                   |
|--|------------------------------|-----|-------------------|
| fi'                                    | Ángulo de rozamiento interno | 30  | °                 |
| γ                                      | Densidad                     | 22  | kN/m <sup>3</sup> |
| c'                                     | Cohesión                     | 20  | kPa               |
| a <sub>lim</sub>                       | Adherencia límite IU         | 150 | kPa               |
| a <sub>lim</sub>                       | Adherencia límite IRS        | 350 | kPa               |
| α                                      | Ángulo de talud              | 10  | V:H               |
| β                                      | Ángulo de talud de montera   | 0   | V:H               |

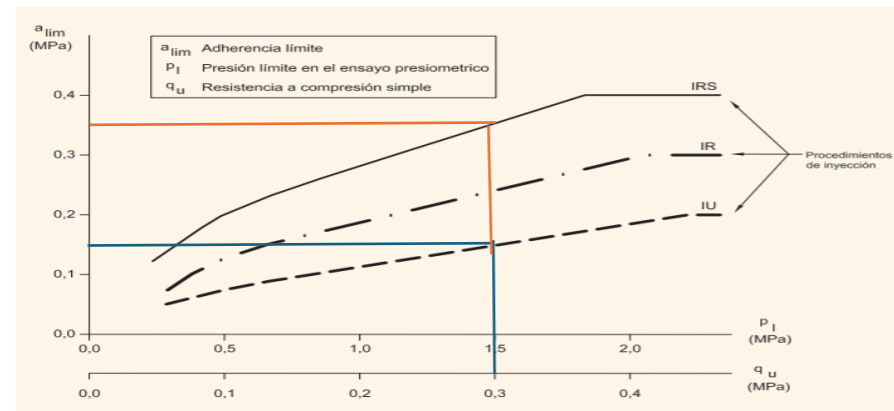


Figura 70: Adherencia límite en arcillas y limos (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

Tabla 12: Diámetros mínimos de perforación para anclajes de barra según la Dirección General de Carreteras (Fuente: Tabla 4.2 de la Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

| DIÁMETRO DE LA BARRA (mm)   | DIÁMETRO MÍNIMO EXTERIOR DE LA ENTUBACIÓN (mm) (**) | DIÁMETRO MÍNIMO DE LA PERFORACIÓN NO ENTUBADA (mm) |
|---|---|--|
| <b>TIPO 5. ANCLAJES PROVISIONALES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)</b> |   |  |
| φ ≤ 25  | 90  | 68   |
| 25 < φ ≤ 40   | 101   | 85   |
| <b>TIPO 7. ANCLAJES PERMANENTES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)</b>   |   |  |
| φ ≤ 25  | 114   | 85   |
| 25 < φ ≤ 40   | 133   | 105  |
| <b>TIPOS 6 A, 6 B, 8 A Y 8 B. ANCLAJES CON REINYECCIÓN (IR, IRS)</b>  |   |  |
| φ ≤ 20  | 133   | 105  |
| 20 < φ ≤ 25   | 152   | 114  |
| 25 < φ ≤ 40   | 178   | 133  |

(\*\*) Siempre que no existan empalmes en la barra

**FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN ÚNICA (IU)**

| DATOS DE PARTIDA                            |                      |             |     |
|---|----------------------|-------------|-----|
| Tipo de inyección                           | Inyección única (IU) |             |     |
| Diámetro de la perforación                  | D <sub>p</sub>       | 105         | mm  |
| Adherencia límite                           | a <sub>lim</sub>     | 150         | kPa |
| Coef. Seguridad F1                          | F <sub>1</sub>       | 1,5         | -   |
| Coef. Seguridad F3                          | F <sub>3</sub>       | 1,65        | -   |
| <b>FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH)</b> |                      |             |     |
| <b>P<sub>N,3</sub>/L<sub>b</sub></b>        | <b>20</b>            | <b>kN/m</b> |     |

**FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN REPETITIVA Y SELECTIVA (IRS)**

| DATOS DE PARTIDA                            |  |             |     |
|---|--|-------------|-----|
| Tipo de inyección                           | Inyección repetitiva y selectiva (IRS) |             |     |
| Diámetro de la perforación                  | D <sub>p</sub>                         | 133         | mm  |
| Adherencia límite                           | a <sub>lim</sub>                       | 350         | kPa |
| Coef. Seguridad F1                          | F <sub>1</sub>                         | 1,5         | -   |
| Coef. Seguridad F3                          | F <sub>3</sub>                         | 1,65        | -   |
| <b>FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH)</b> |  |             |     |
| <b>P<sub>N,3</sub>/L<sub>b</sub></b>        | <b>59,1</b>                            | <b>kN/m</b> |     |

A3.2 CASO 3 – TERRENO 2

| TERRENO 2: SUELO ARENOSO-CEMENTOSO (TERRENO BUENO) |                              |     |                   |
|--|------------------------------|-----|-------------------|
| fi'  | Ángulo de rozamiento interno | 38  | °                 |
| γ  | Peso específico              | 21  | kN/m <sup>3</sup> |
| c'   | Cohesión                     | 4   | kPa               |
| a <sub>lim</sub>                                   | Adherencia límite IU         | 350 | kPa               |
| a <sub>lim</sub>                                   | Adherencia límite IRS        | 610 | kPa               |
| α  | Ángulo de talud              | 10  | V:H               |
| β  | Ángulo de talud de montera   | 0   | V:H               |

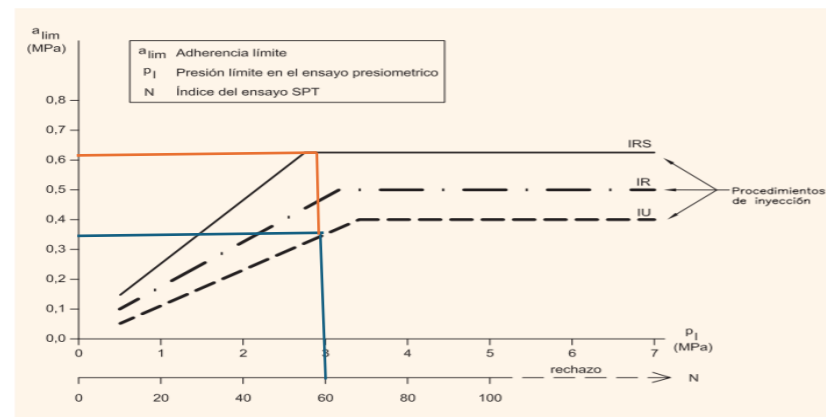


Figura 69: Adherencia límite en arenas y gravas (Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

Tabla 12: Diámetros mínimos de perforación para anclajes de barra según la Dirección General de Carreteras (Fuente: Tabla 4.2 de la Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

| DIÁMETRO DE LA BARRA (mm)   | DIÁMETRO MÍNIMO EXTERIOR DE LA ENTUBACIÓN (mm) (**) | DIÁMETRO MÍNIMO DE LA PERFORACIÓN NO ENTUBADA (mm) |
|---|---|--|
| <b>TIPO 5. ANCLAJES PROVISIONALES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)</b> |   |  |
| φ ≤ 25  | 90  | 68   |
| 25 < φ ≤ 40   | 101   | 85   |
| <b>TIPO 7. ANCLAJES PERMANENTES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)</b>   |   |  |
| φ ≤ 25  | 114   | 85   |
| 25 < φ ≤ 40   | 133   | 105  |
| <b>TIPOS 6 A, 6 B, 8 A Y 8 B. ANCLAJES CON REINYECCIÓN (IR, IRS)</b>  |   |  |
| φ ≤ 20  | 133   | 105  |
| 20 < φ ≤ 25   | 152   | 114  |
| 25 < φ ≤ 40   | 178   | 133  |

(\*\*) Siempre que no existan empalmes en la barra

FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN ÚNICA (IU)

| DATOS DE PARTIDA                     |                      |             |     |
|--------------------------------------|----------------------|-------------|-----|
| Tipo de inyección                    | Inyección única (IU) |             |     |
| Díámetro de la perforación           | D <sub>p</sub>       | 105         | mm  |
| Adherencia límite                    | a <sub>lim</sub>     | 350         | kPa |
| Coef. Seguridad F1                   | F <sub>1</sub>       | 1,5         | -   |
| Coef. Seguridad F3                   | F <sub>3</sub>       | 1,65        | -   |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) |                      |             |     |
| P <sub>N,3</sub> /L <sub>b</sub>     | <b>46,6</b>          | <b>kN/m</b> |     |

FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN REPETITIVA Y SELECTIVA (IRS)

| DATOS DE PARTIDA                     |  |             |     |
|--------------------------------------|--|-------------|-----|
| Tipo de inyección                    | Inyección repetitiva y selectiva (IRS) |             |     |
| Díámetro de la perforación           | D <sub>p</sub>                         | 133         | mm  |
| Adherencia límite                    | a <sub>lim</sub>                       | 610         | kPa |
| Coef. Seguridad F1                   | F <sub>1</sub>                         | 1,5         | -   |
| Coef. Seguridad F3                   | F <sub>3</sub>                         | 1,65        | -   |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) |  |             |     |
| P <sub>N,3</sub> /L <sub>b</sub>     | <b>103</b>                             | <b>kN/m</b> |     |

A3.3 CASO 3 – TERRENO 3

| TERRENO 3: SUELO MARGAS CALCÁREAS (TERRENO REGULAR) |                              |     |                   |
|---|------------------------------|-----|-------------------|
| fi'   | Ángulo de rozamiento interno | 30  | °                 |
| γ   | Peso específico              | 20  | kN/m <sup>3</sup> |
| c'  | Cohesión                     | 15  | kPa               |
| a <sub>lim</sub>                                    | Adherencia límite IU         | 270 | kPa               |
| a <sub>lim</sub>                                    | Adherencia límite IRS        | 480 | kPa               |
| α   | Ángulo de talud              | 10  | V:H               |
| β   | Ángulo de talud de montera   | 0   | V:H               |

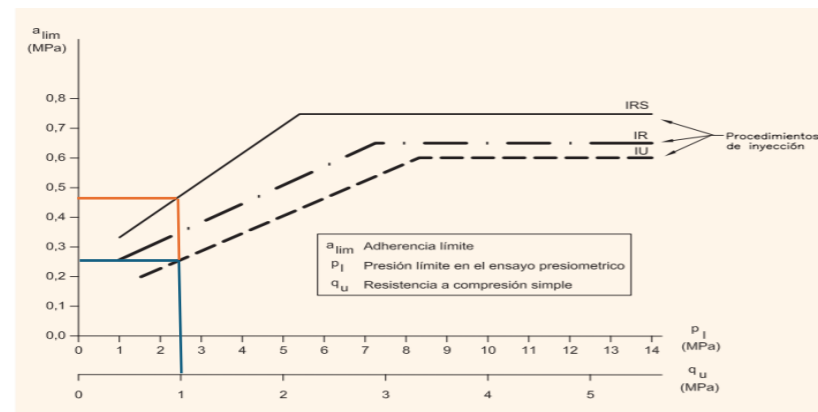


Figura 71: Adherencia límite en margas, margas yesíferas y margas calcáreas  
(Fuente: Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

Tabla 12: Diámetros mínimos de perforación para anclajes de barra según la Dirección General de Carreteras (Fuente: Tabla 4.2 de la Guía de diseño y ejecución de anclajes en obras de carretera (DGC, 2001))

| DIÁMETRO DE LA BARRA (mm)   | DIÁMETRO MÍNIMO EXTERIOR DE LA ENTUBACIÓN (mm) (**) | DIÁMETRO MÍNIMO DE LA PERFORACIÓN NO ENTUBADA (mm) |
|---|---|--|
| <b>TIPO 5. ANCLAJES PROVISIONALES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)</b> |   |  |
| φ ≤ 25  | 90  | 68   |
| 25 < φ ≤ 40   | 101   | 85   |
| <b>TIPO 7. ANCLAJES PERMANENTES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)</b>   |   |  |
| φ ≤ 25  | 114   | 85   |
| 25 < φ ≤ 40   | 133   | 105  |
| <b>TIPOS 6 A, 6 B, 8 A Y 8 B. ANCLAJES CON REINYECCIÓN (IR, IRS)</b>  |   |  |
| φ ≤ 20  | 133   | 105  |
| 20 < φ ≤ 25   | 152   | 114  |
| 25 < φ ≤ 40   | 178   | 133  |

(\*\*) Siempre que no existan empalmes en la barra

FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN ÚNICA (IU)

| DATOS DE PARTIDA                     |                      |      |     |
|--------------------------------------|----------------------|------|-----|
| Tipo de inyección                    | Inyección única (IU) |      |     |
| Díámetro de la perforación           | D <sub>p</sub>       | 105  | mm  |
| Adherencia límite                    | a <sub>lim</sub>     | 270  | kPa |
| Coef. Seguridad F1                   | F <sub>1</sub>       | 1,5  | -   |
| Coef. Seguridad F3                   | F <sub>3</sub>       | 1,65 | -   |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) |                      |      |     |
| P <sub>N,3</sub> /L <sub>b</sub>     | 36                   | kN/m |     |

FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) – INYECCIÓN REPETITIVA Y SELECTIVA (IRS)

| DATOS DE PARTIDA                     |  |      |     |
|--------------------------------------|--|------|-----|
| Tipo de inyección                    | Inyección repetitiva y selectiva (IRS) |      |     |
| Díámetro de la perforación           | D <sub>p</sub>                         | 133  | mm  |
| Adherencia límite                    | a <sub>lim</sub>                       | 480  | kPa |
| Coef. Seguridad F1                   | F <sub>1</sub>                         | 1,5  | -   |
| Coef. Seguridad F3                   | F <sub>3</sub>                         | 1,65 | -   |
| FUERZA DE ADHERENCIA (BOND STRENGTH) |  |      |     |
| P <sub>N,3</sub> /L <sub>b</sub>     | 81                                     | kN/m |     |

**ANEXO B – SALIDAS DE SLIDE**

En el presente anexo se presentan todas las salidas del software Slide utilizado para el desarrollo de los casos de estudio del capítulo 5 siguiendo el mismo orden que se ha llevado en el documento principal.

La exposición de resultados se realizará llevando un orden en cuanto al método de estabilidad global aplicado para que todo quede más curioso. En consecuencia, primero se mostrarán las salidas correspondientes al método de Bishop Simplificado, después las del método de Janbu Simplificado y, por último, las del método de Morgenstern-Price. A su vez, en cada caso se irán mostrando los resultados siguiendo el proceso natural de ejecución de un muro de soil nailing, es decir, empezando por el Nail 1 y terminando por el Nail 7.

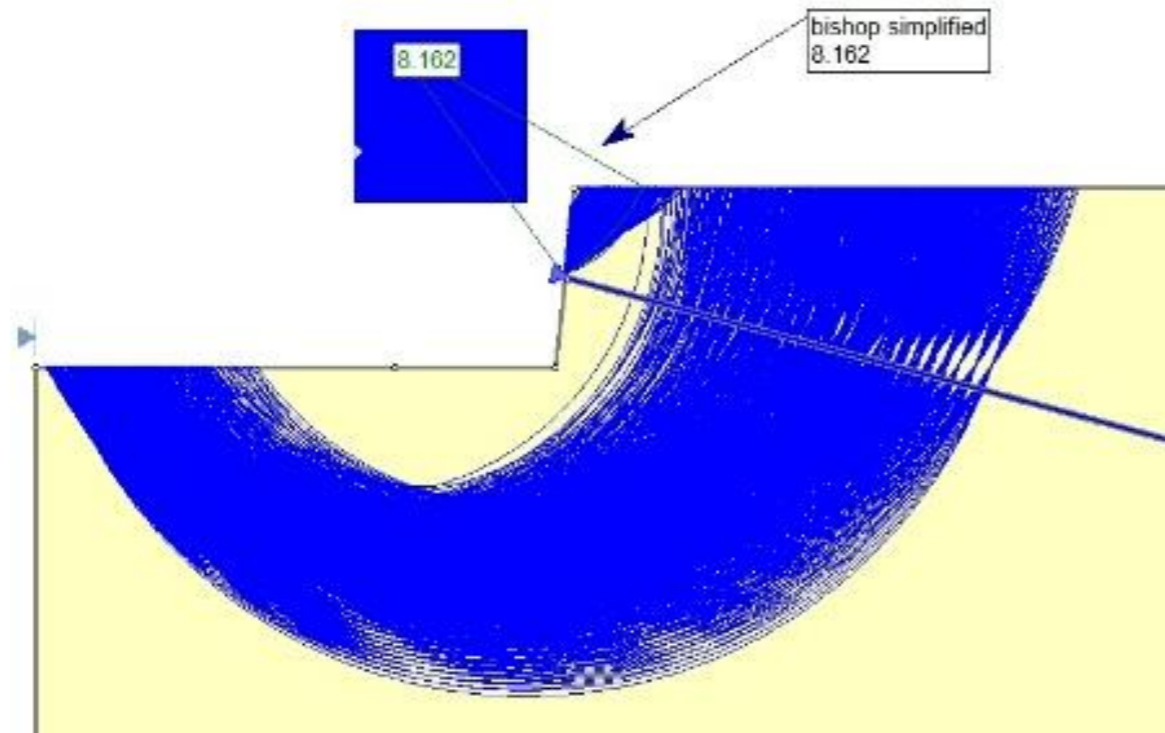
Esta condición de ordenación será aplicada a todos los resultados de todos los casos estudiados.

**B1. CASO DE ESTUDIO 1 - VARIABLE: LONGITUD DE LOS BULONES**

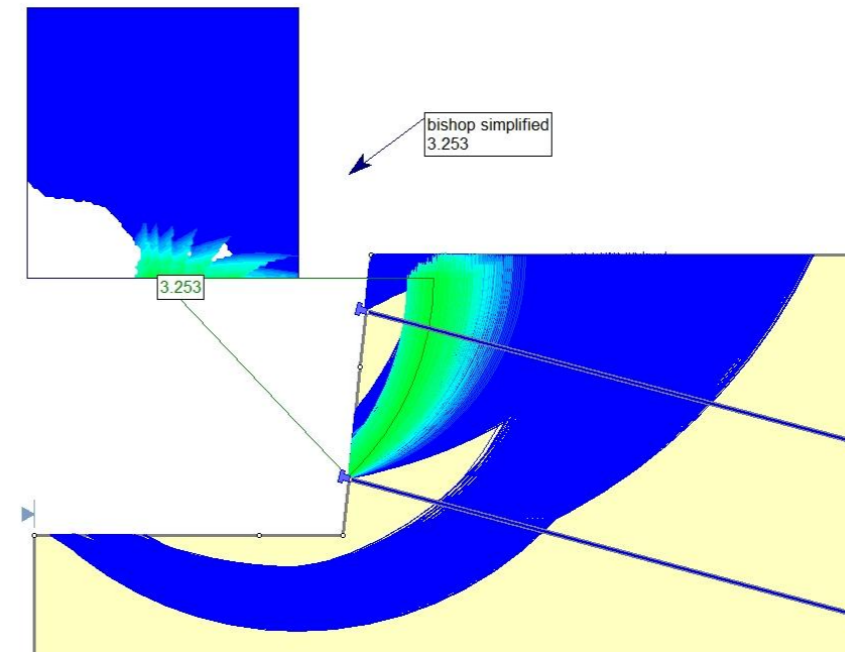
**B1.1 CASO 1 – TERRENO 1**

**B1.1.1.1 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 6$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO**

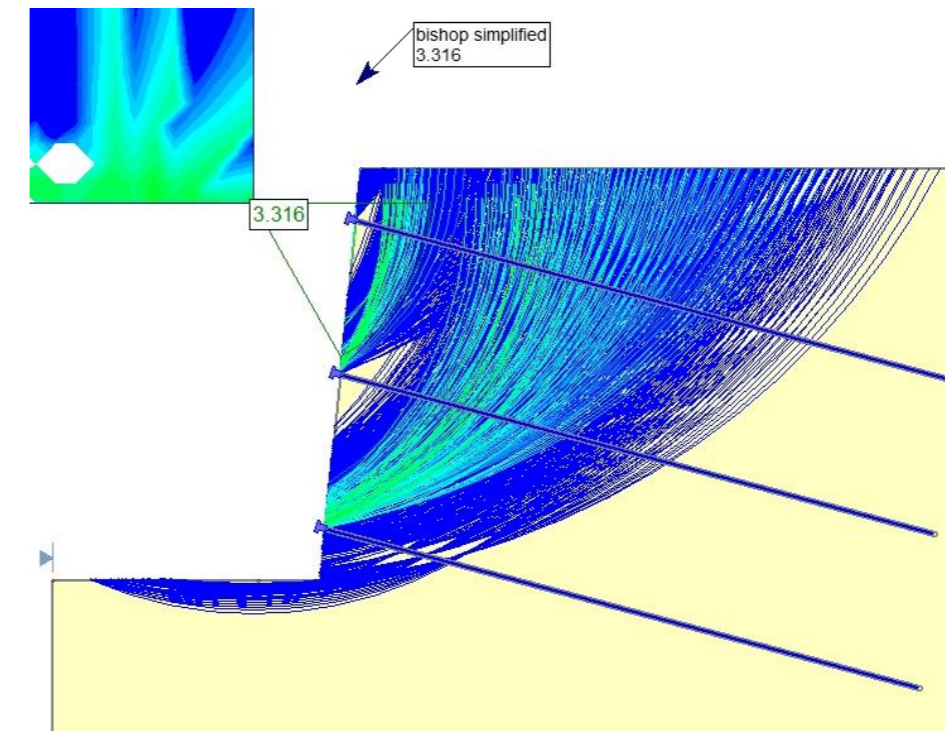
*NAIL 1*



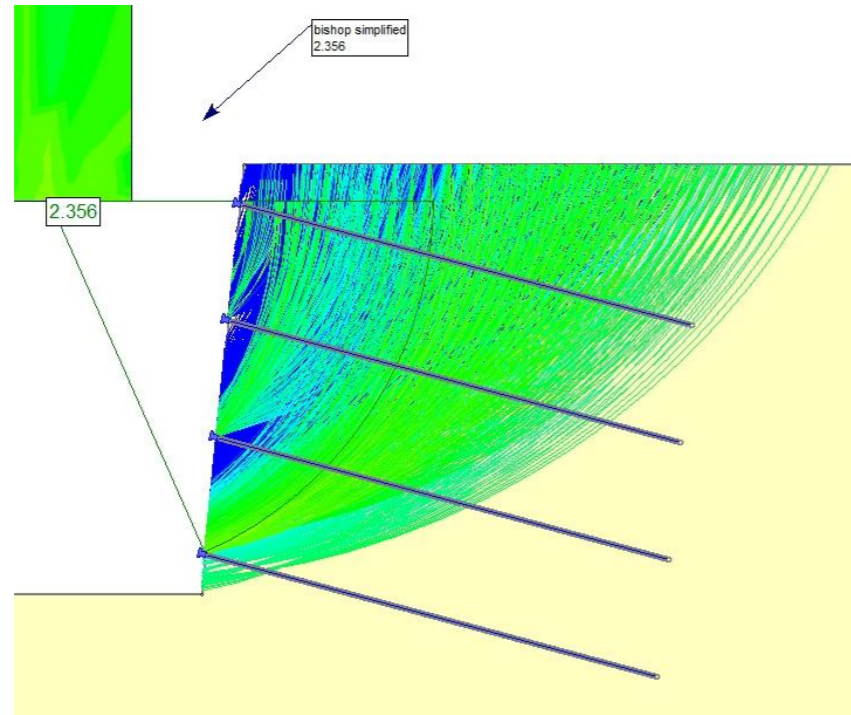
*NAIL 2*



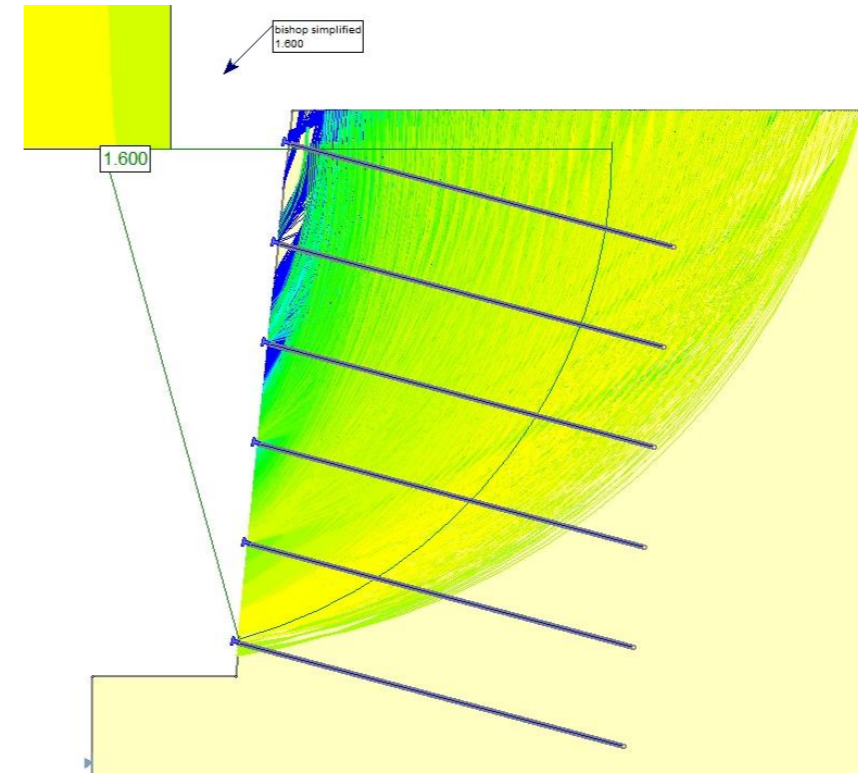
*NAIL 3*



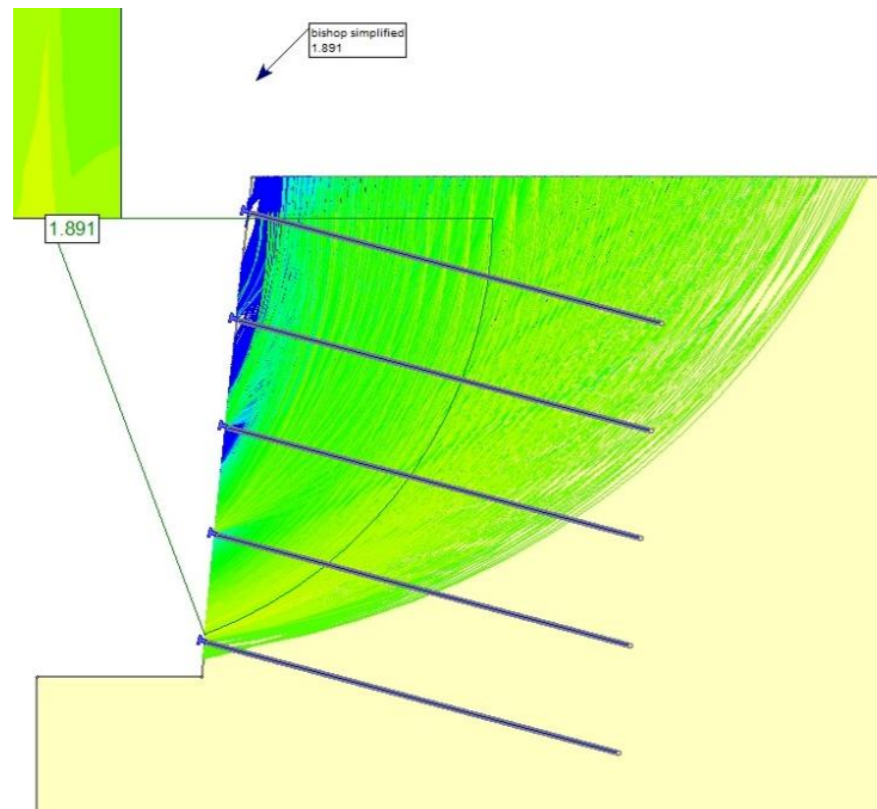
NAIL 4



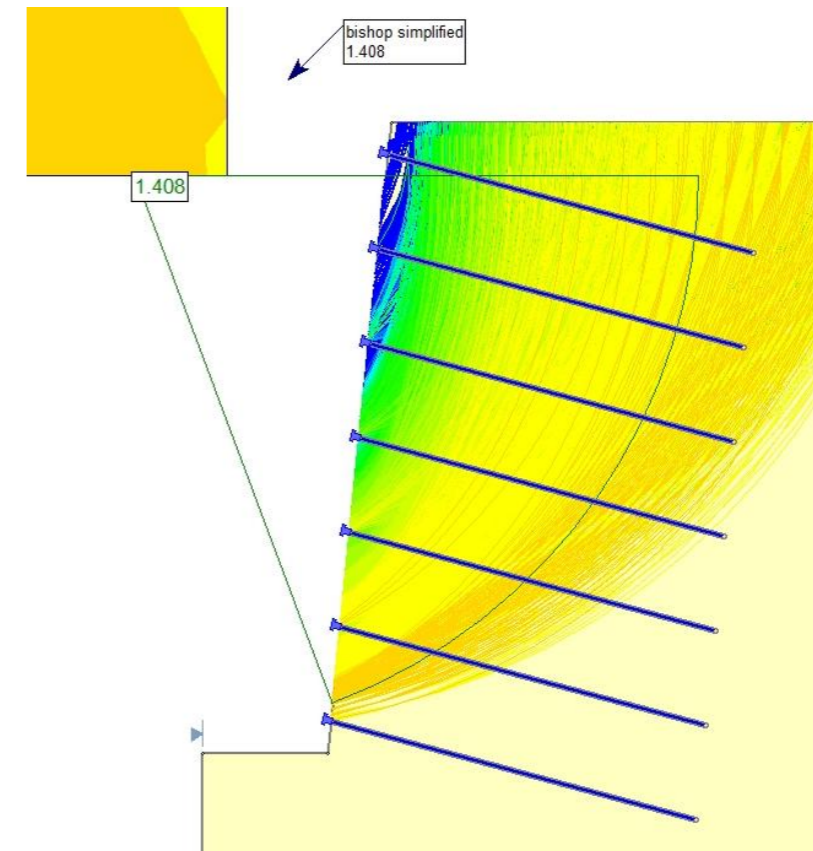
NAIL 6



NAIL 5

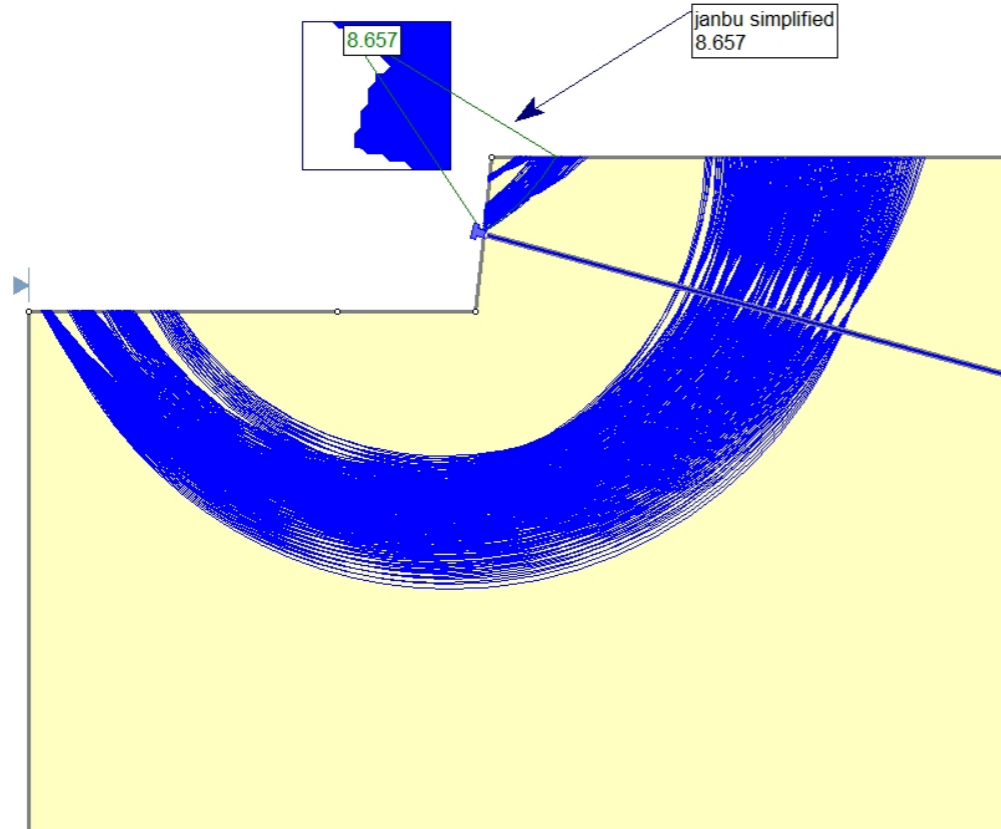


NAIL 7

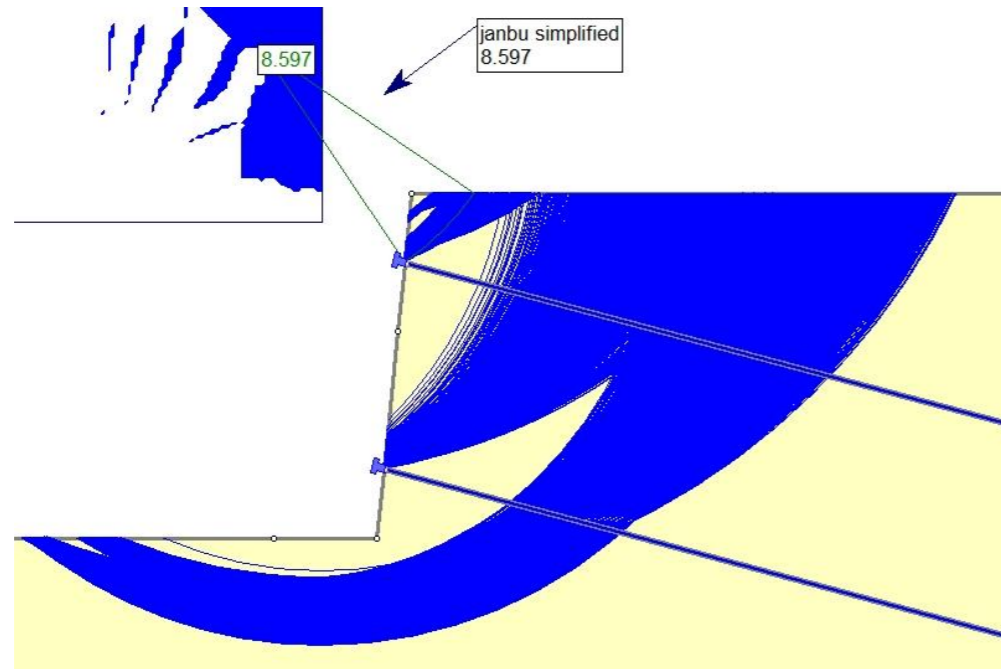


B1.1.1.2 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 6\text{ m}$  – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

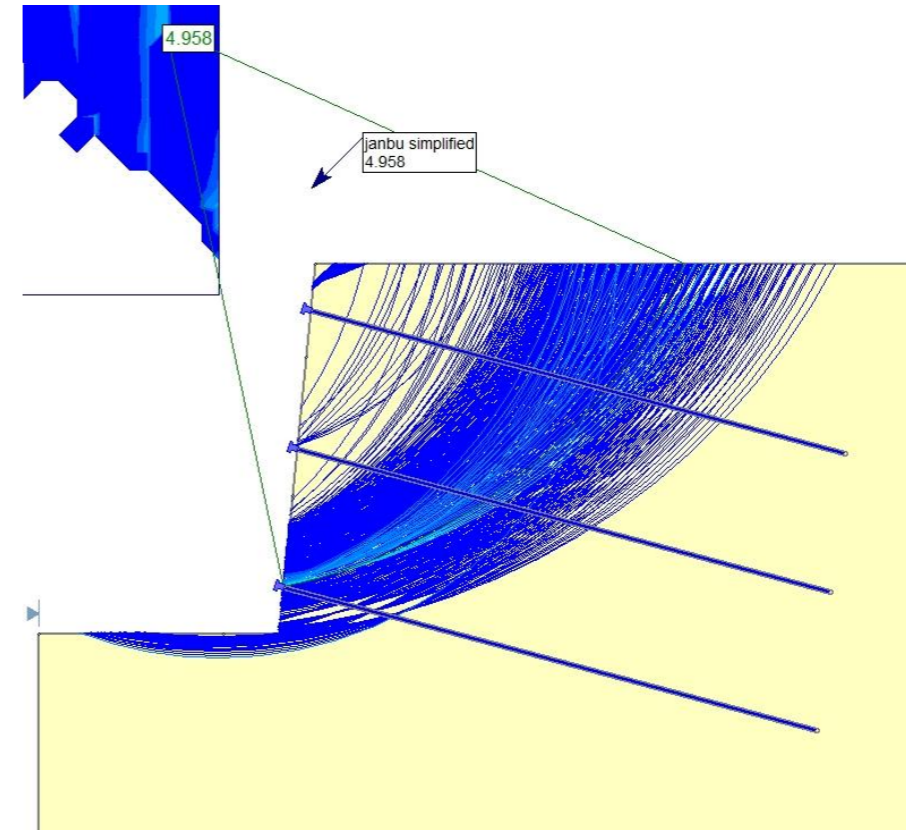
NAIL 1



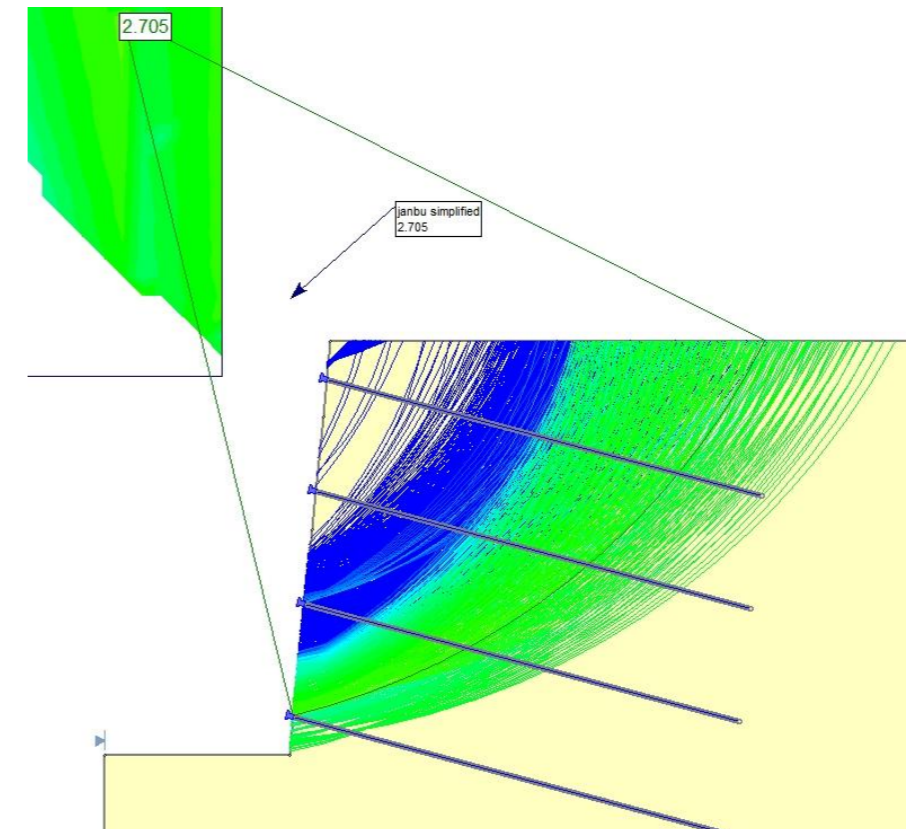
NAIL 2



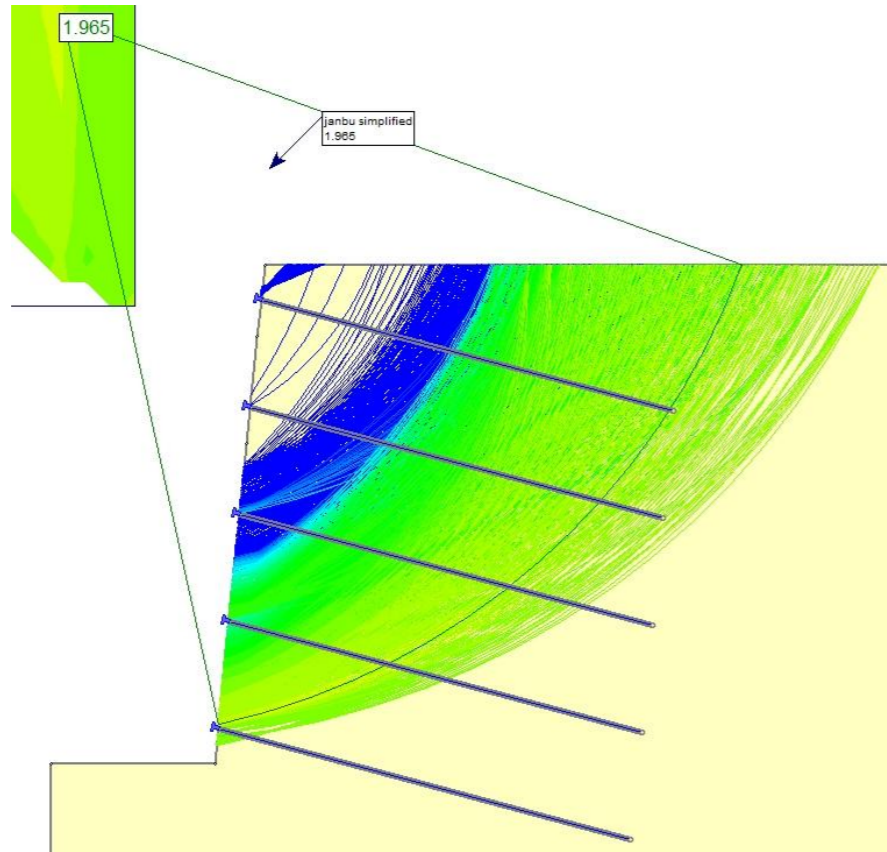
NAIL 3



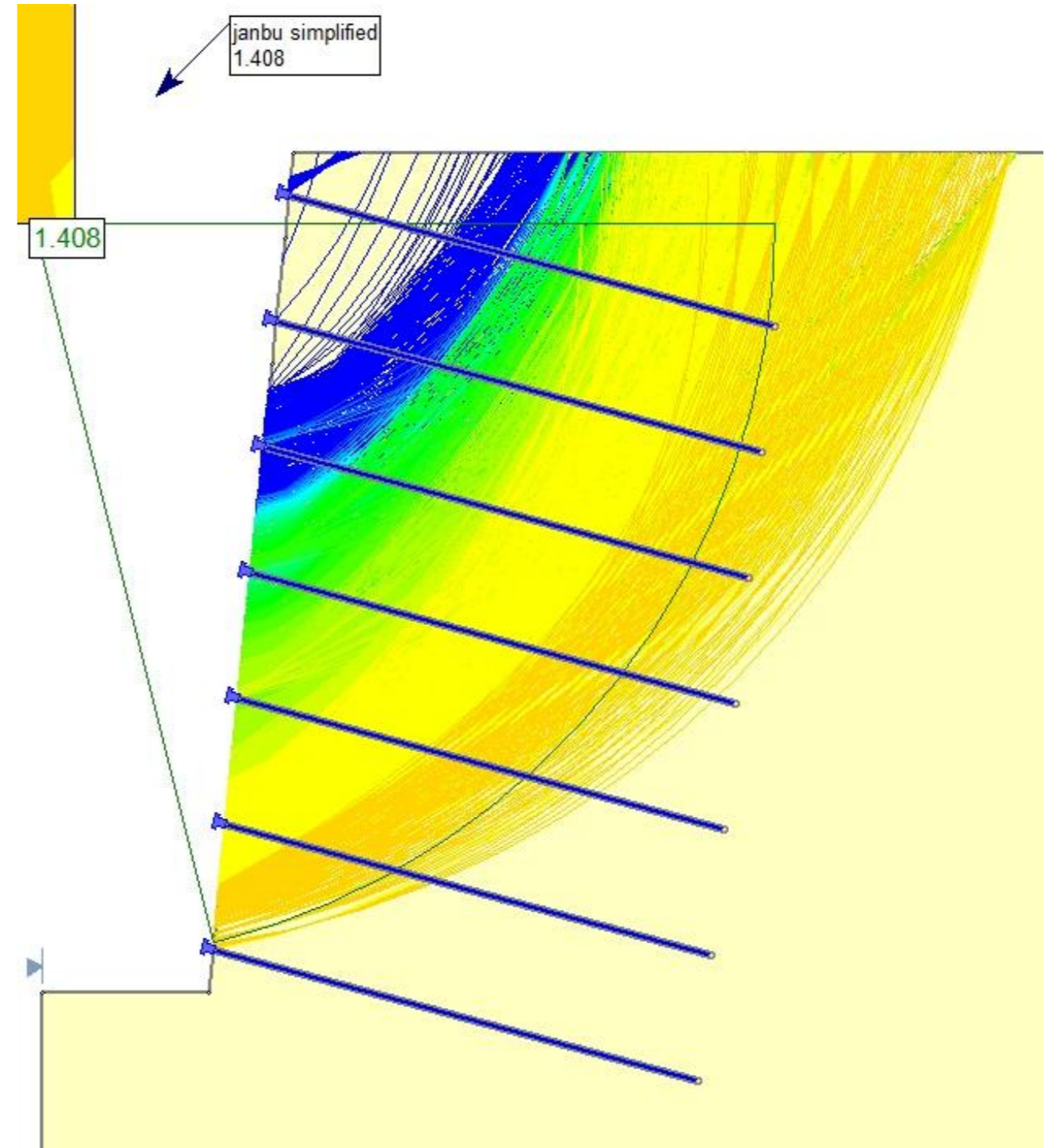
NAIL 4



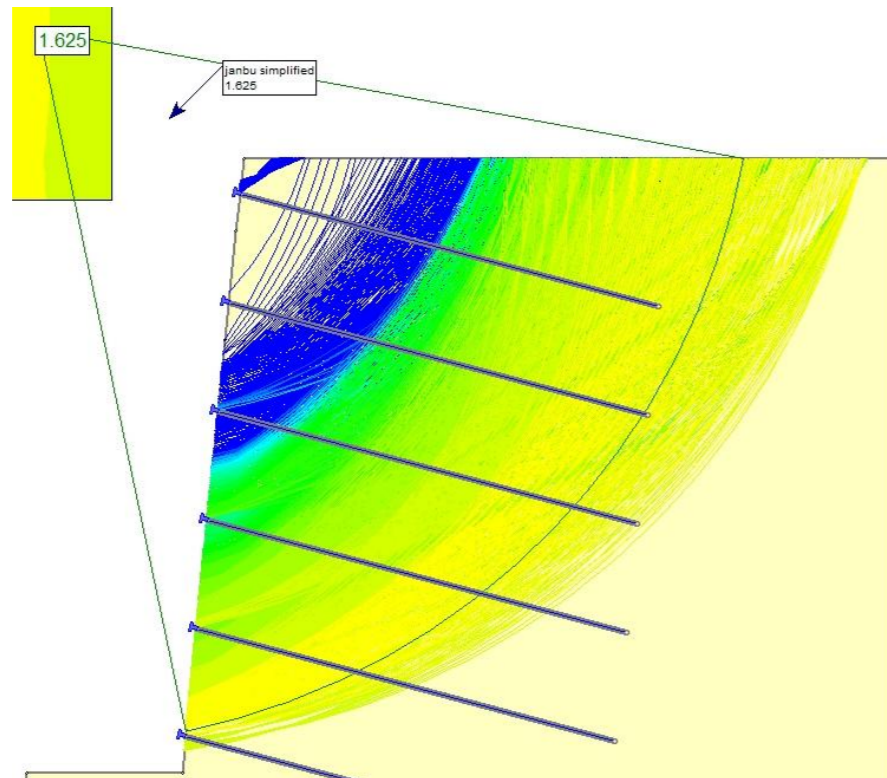
NAIL 5



NAIL 7

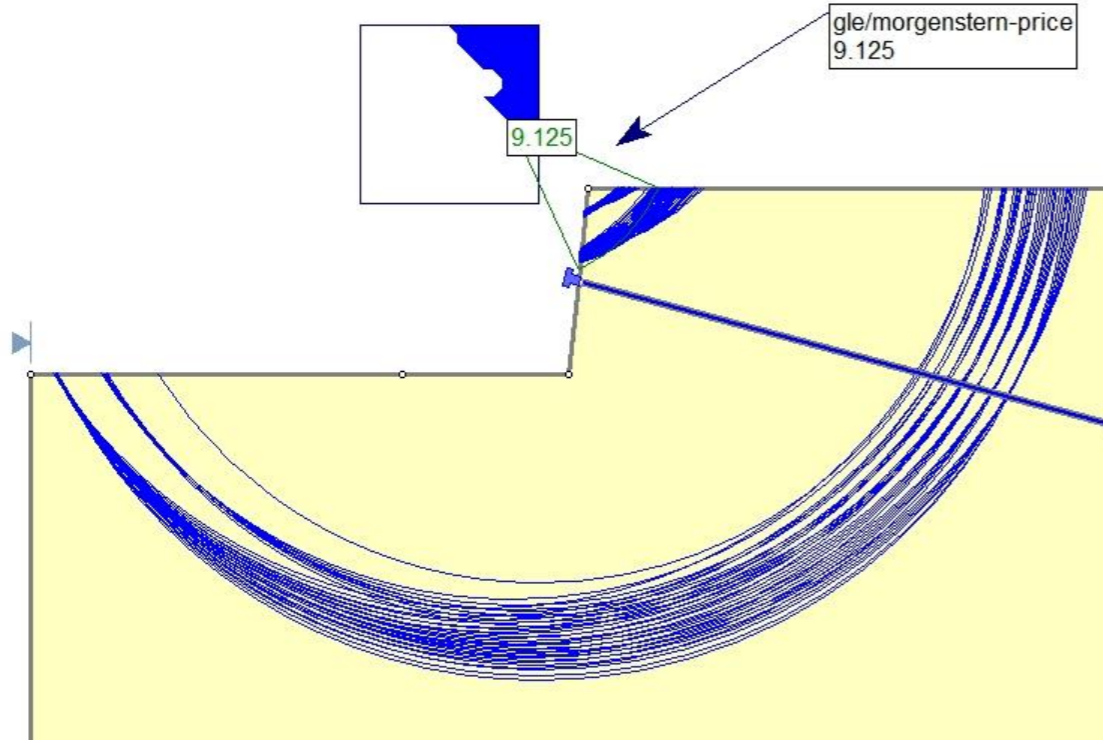


NAIL 6

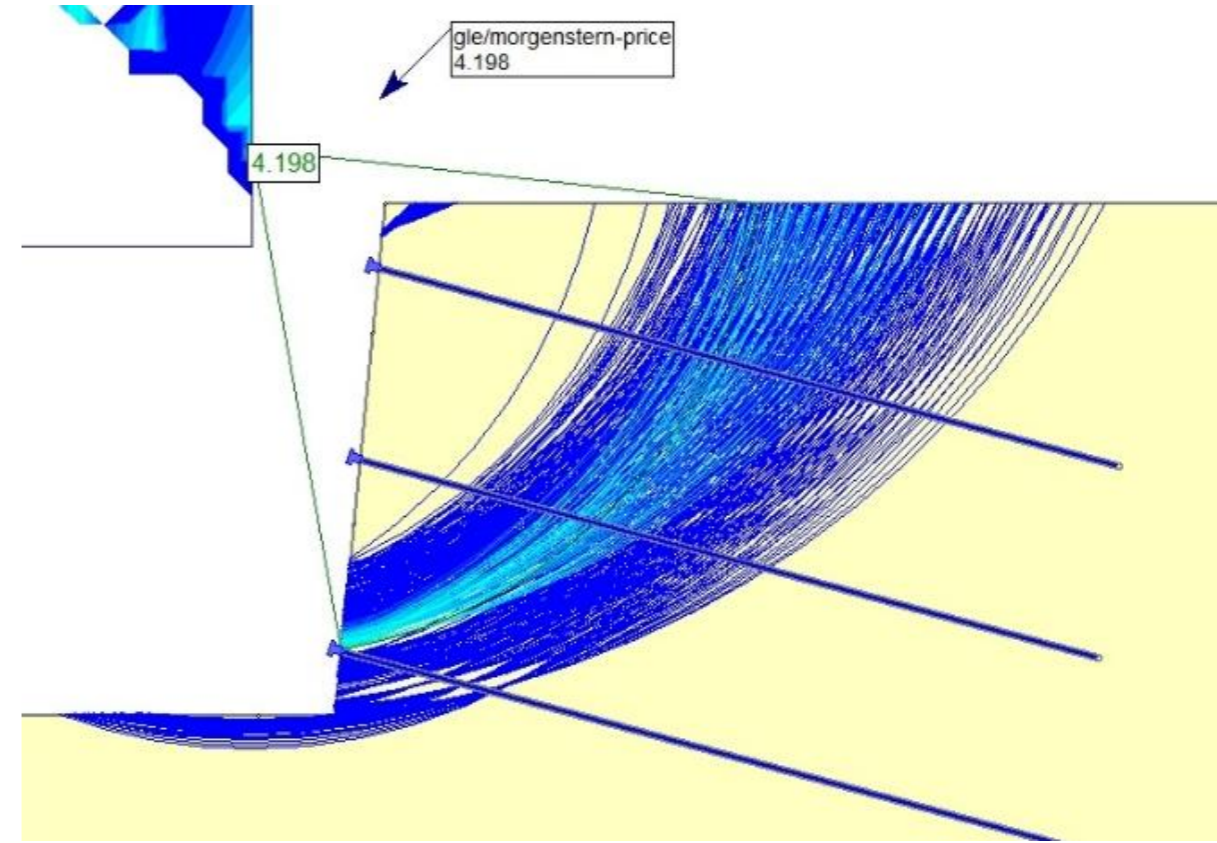


B1.1.1.3 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 6$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

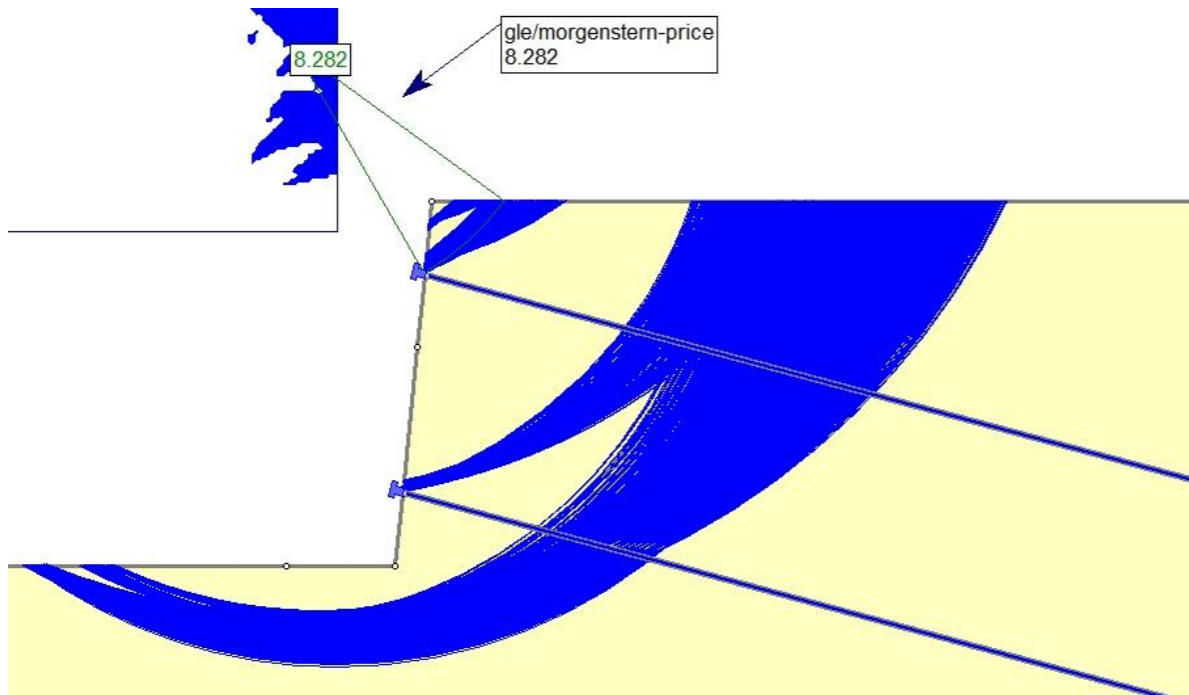
NAIL 1



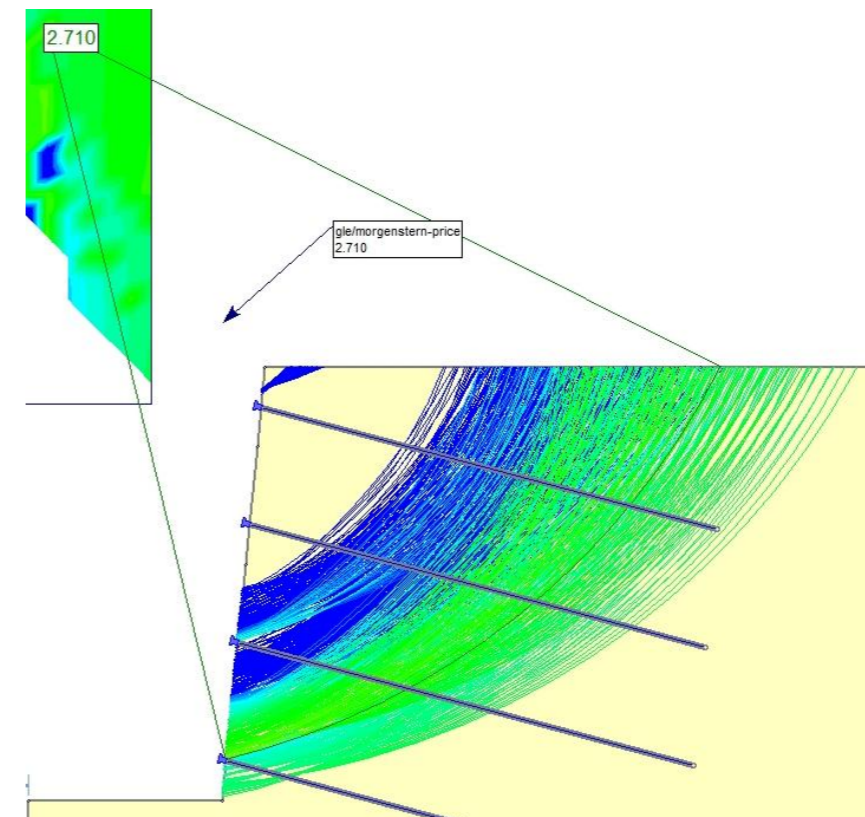
NAIL 3



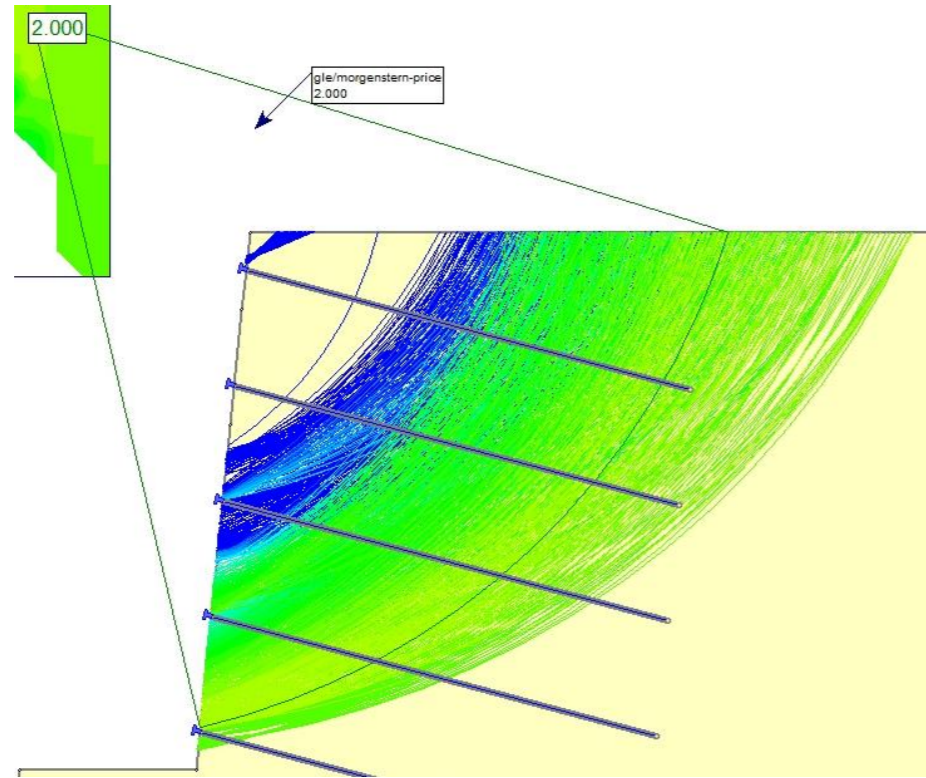
NAIL 2



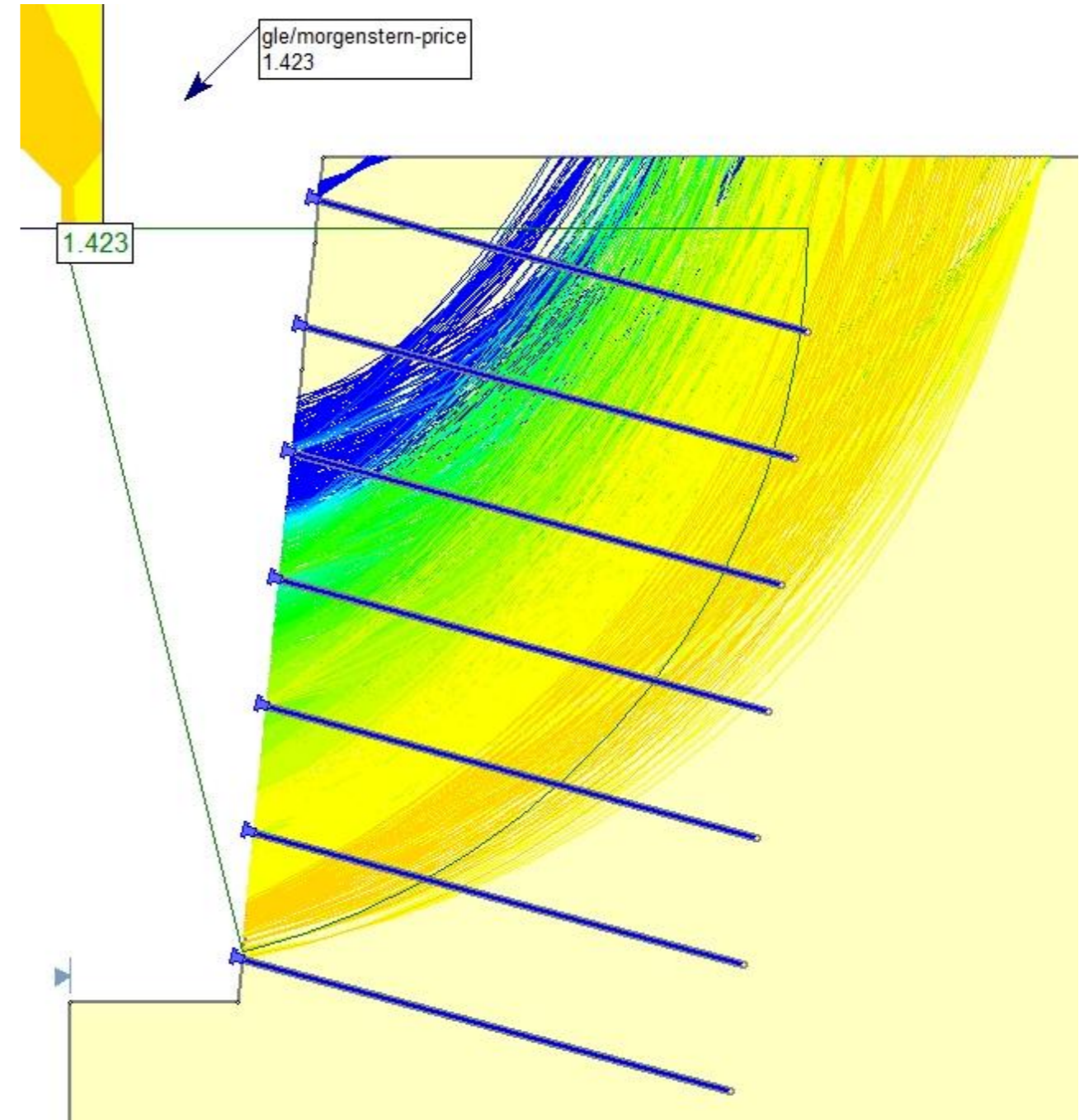
NAIL 4



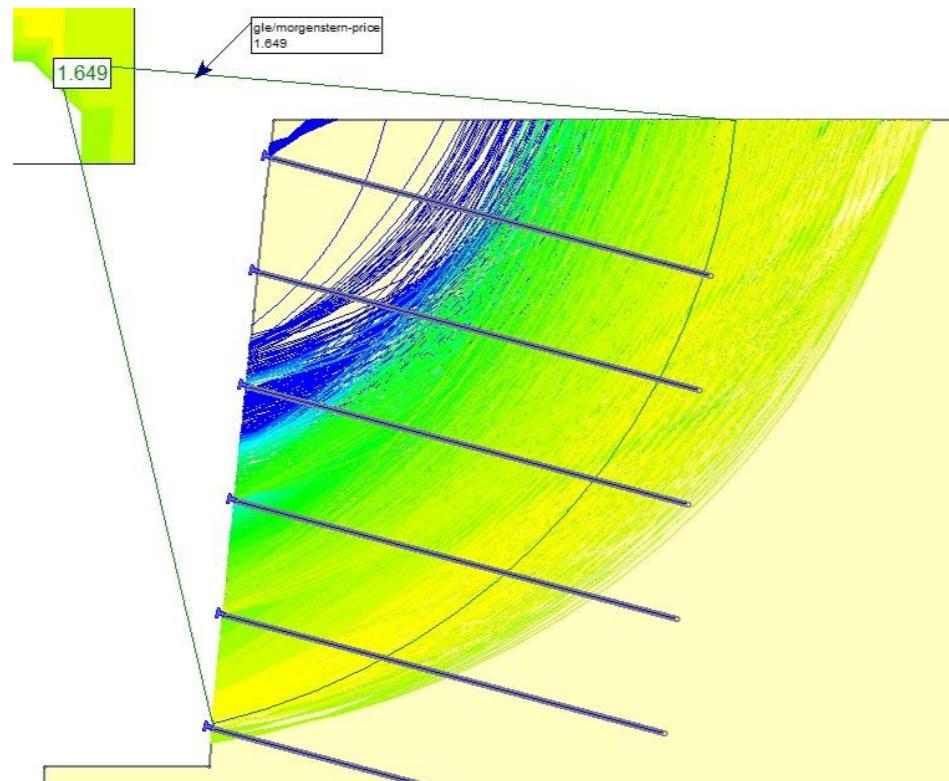
NAIL 5



NAIL 7

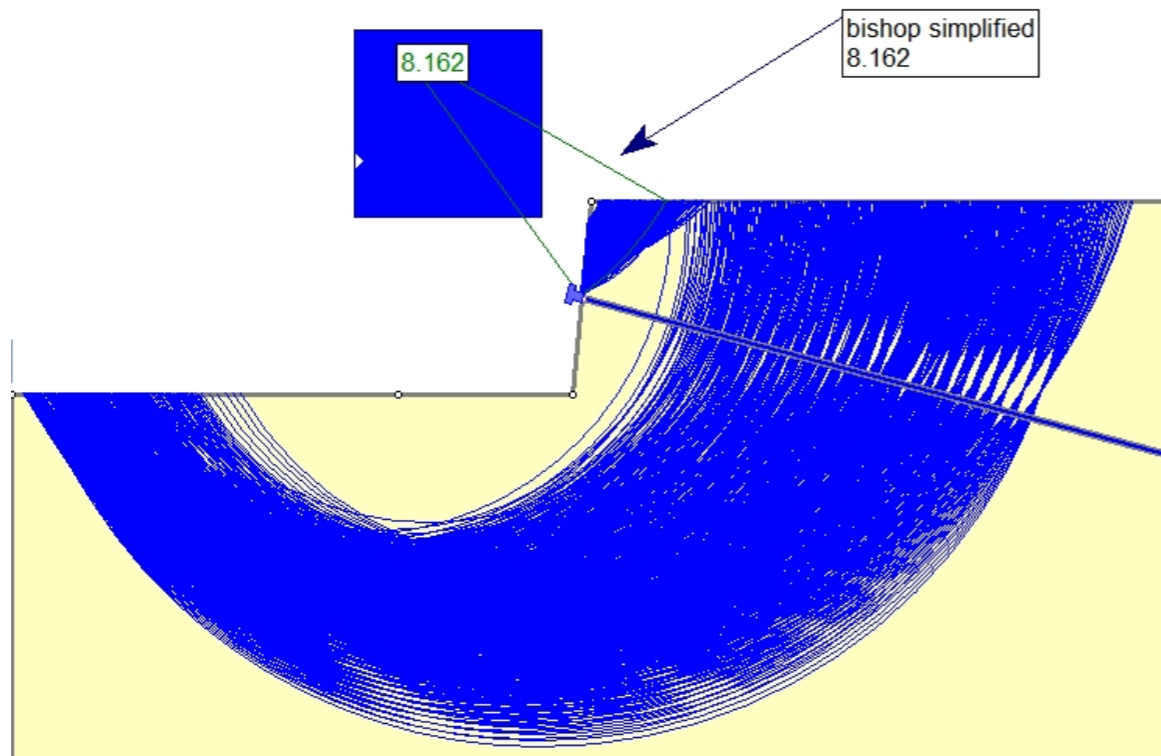


NAIL 6

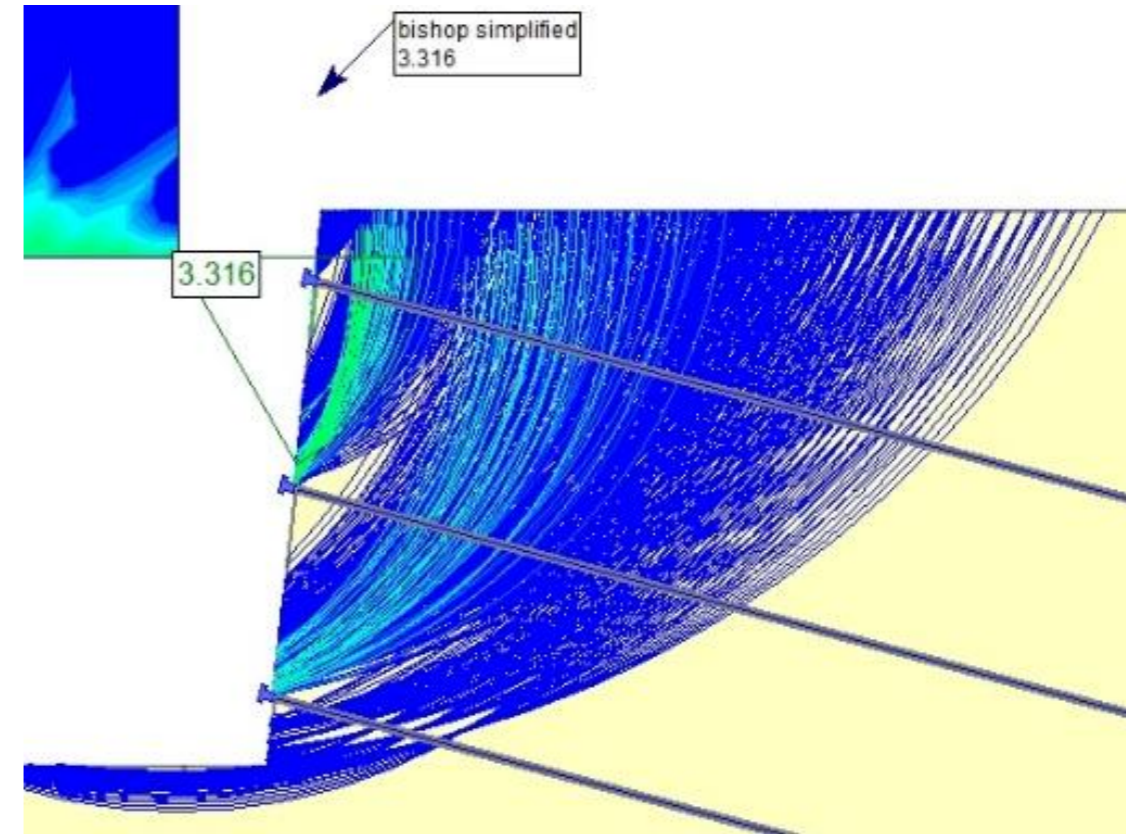


B1.1.2.1 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 7$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

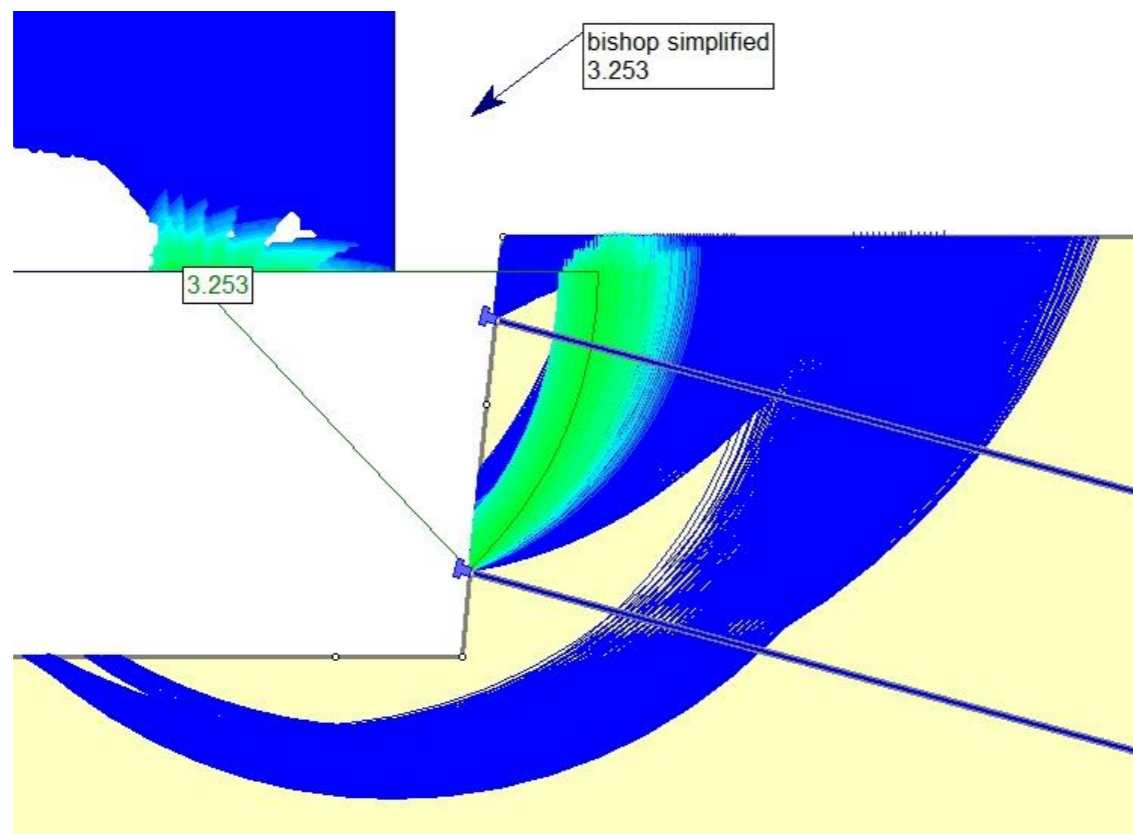
NAIL 1



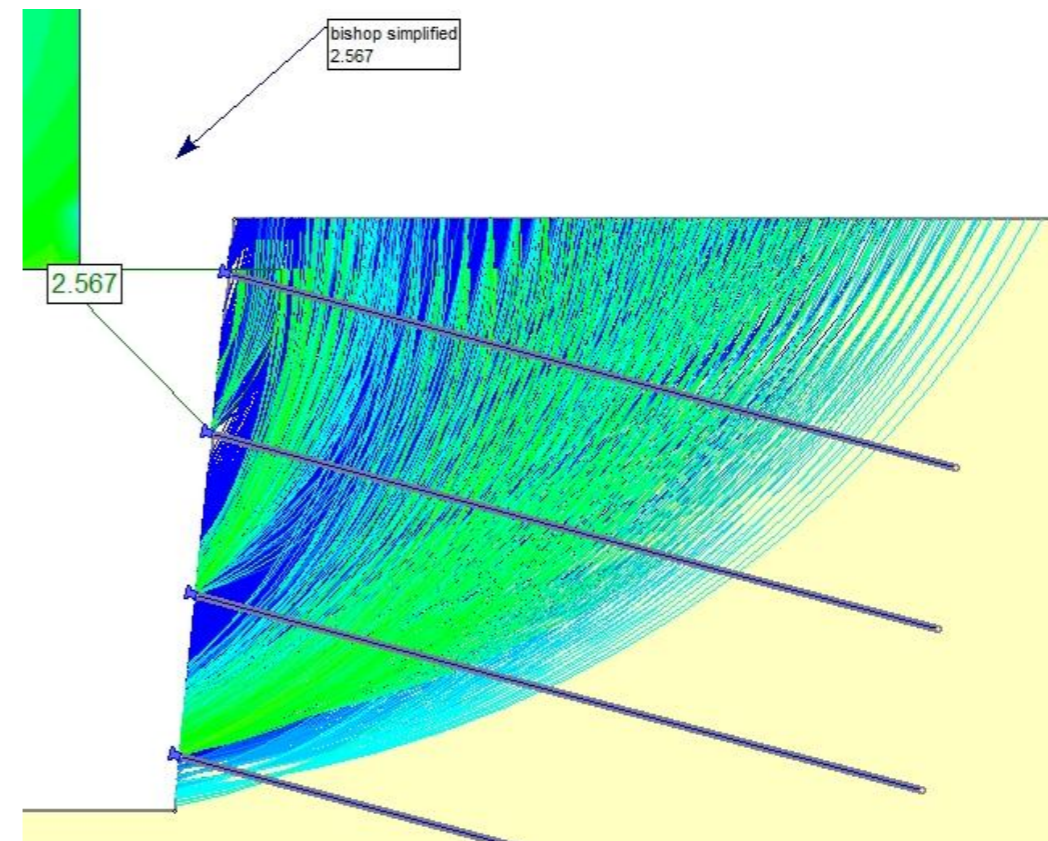
NAIL 3



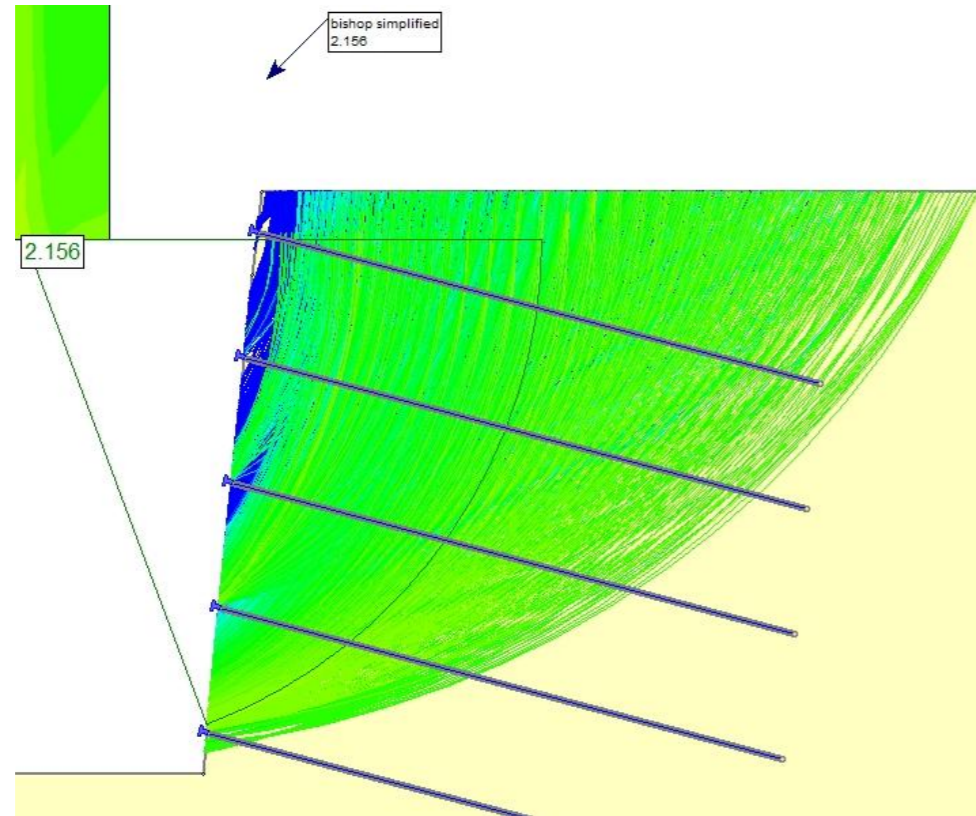
NAIL 2



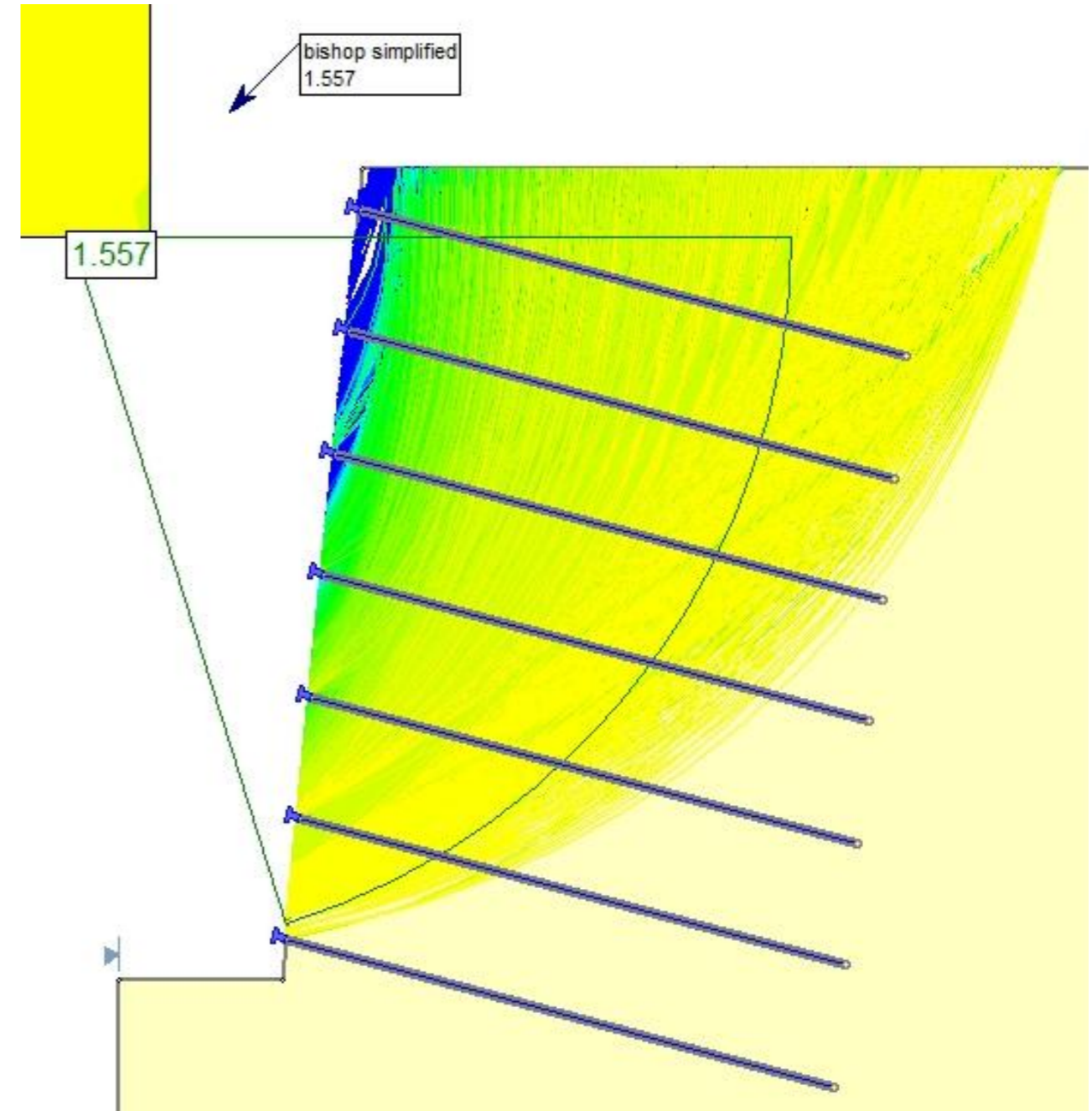
NAIL 4



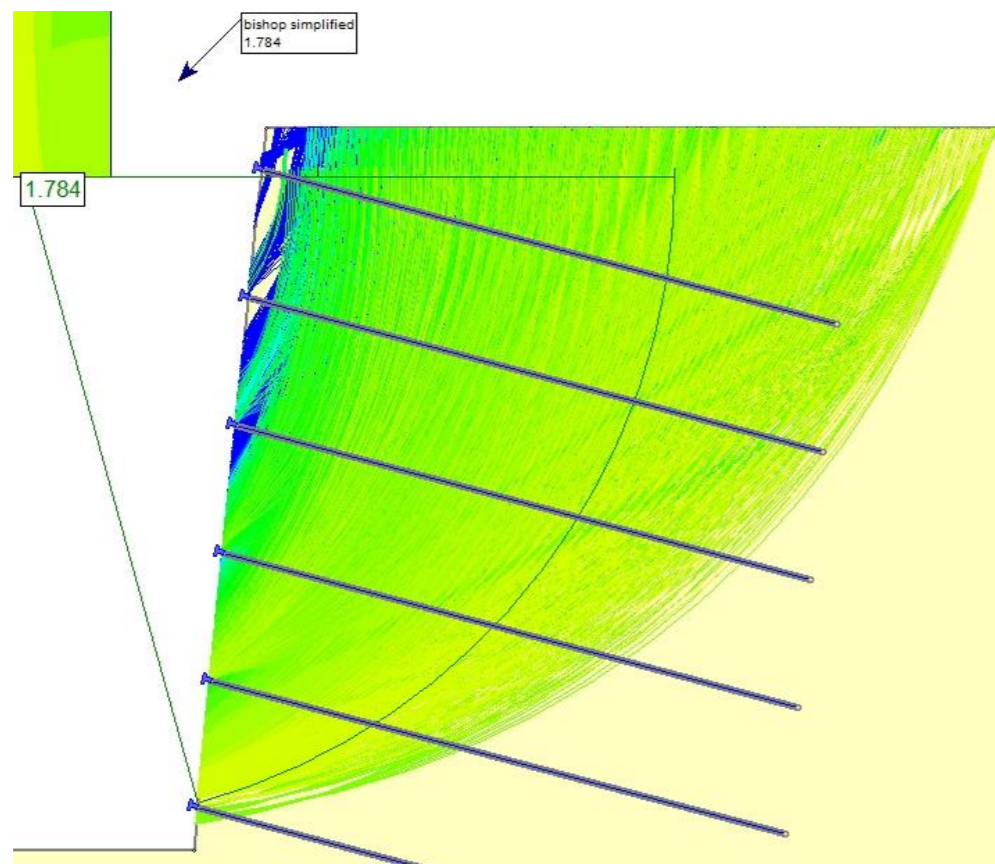
NAIL 5



NAIL 7

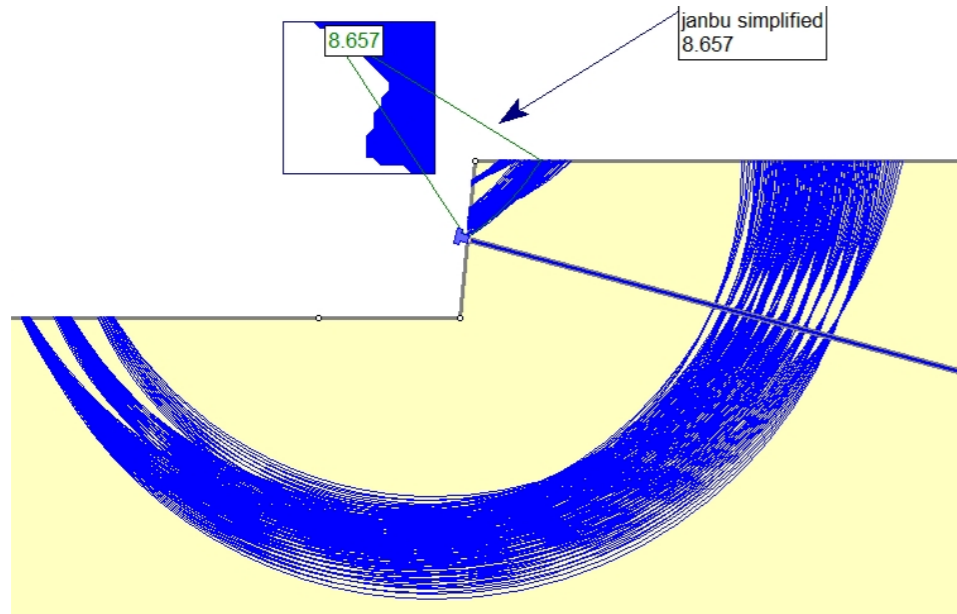


NAIL 6

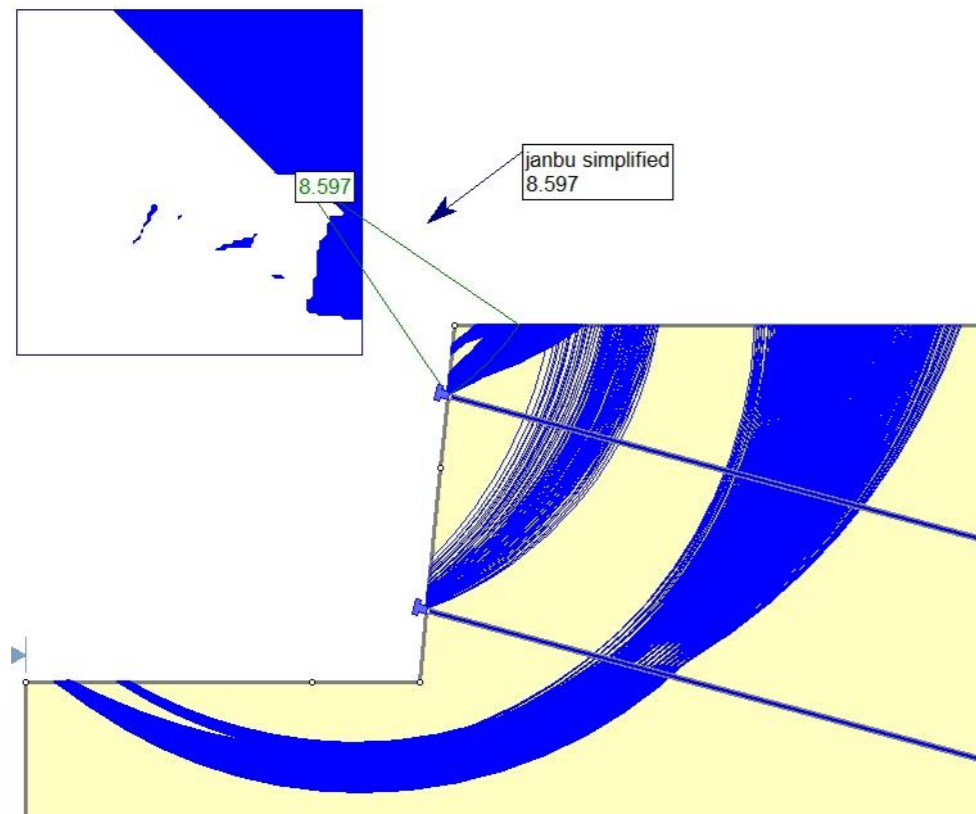


B1.1.2.2 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 7\text{ m}$  – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

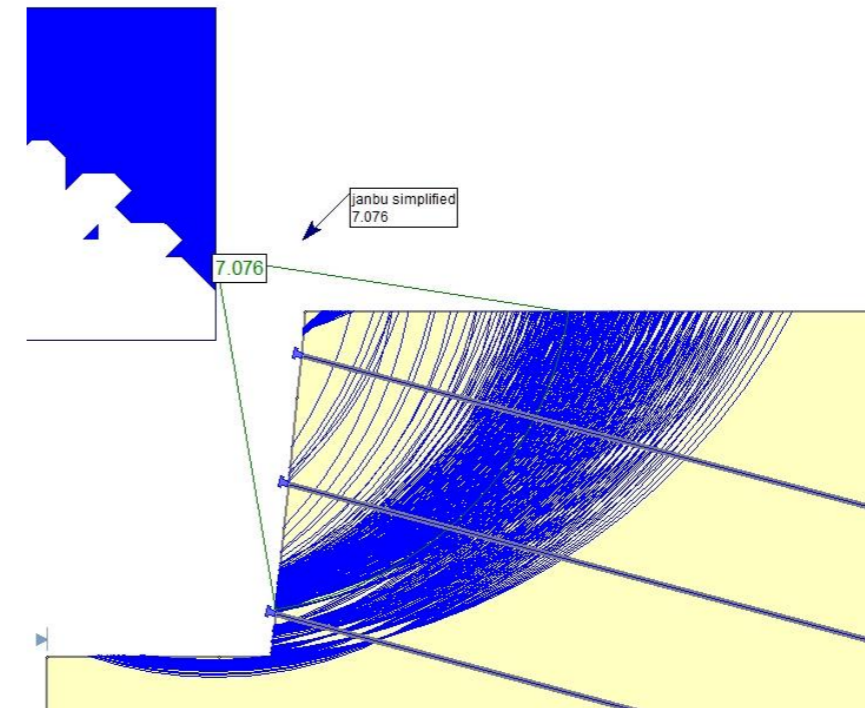
NAIL 1



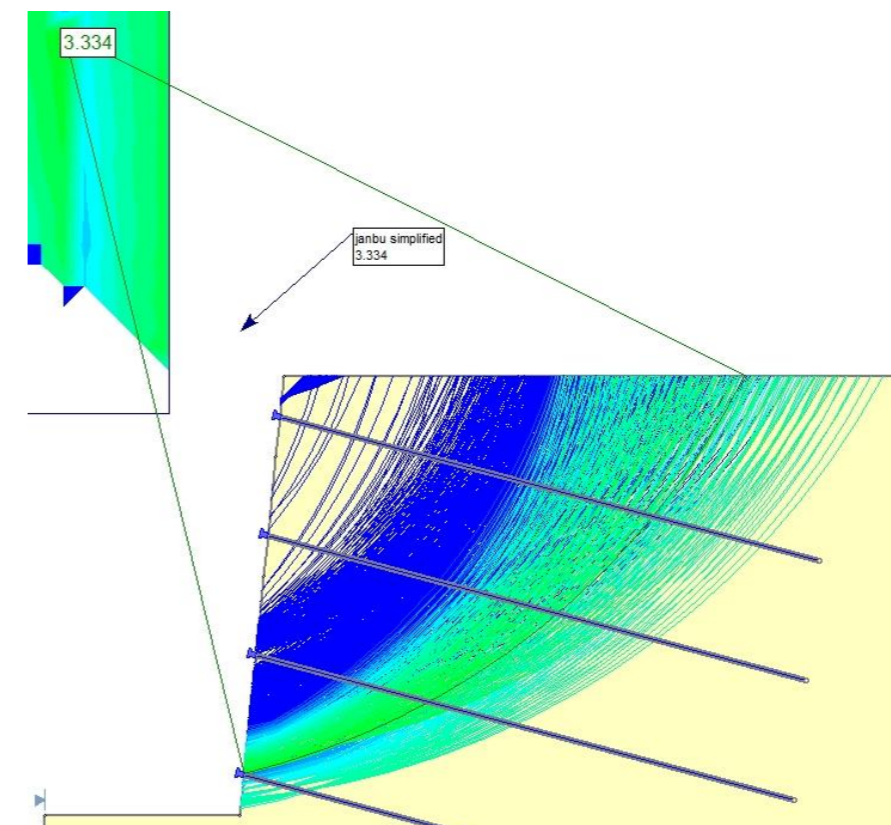
NAIL 2



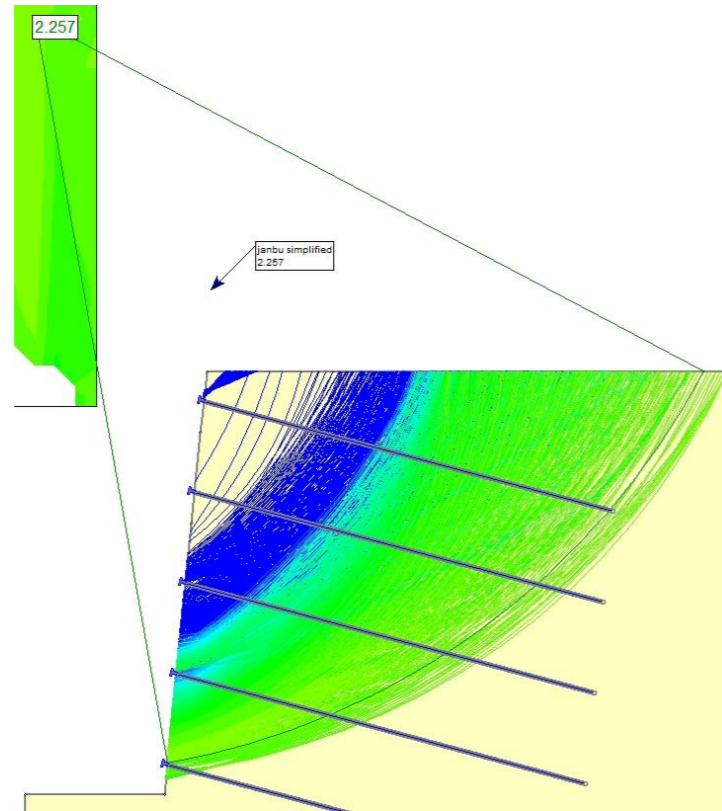
NAIL 3



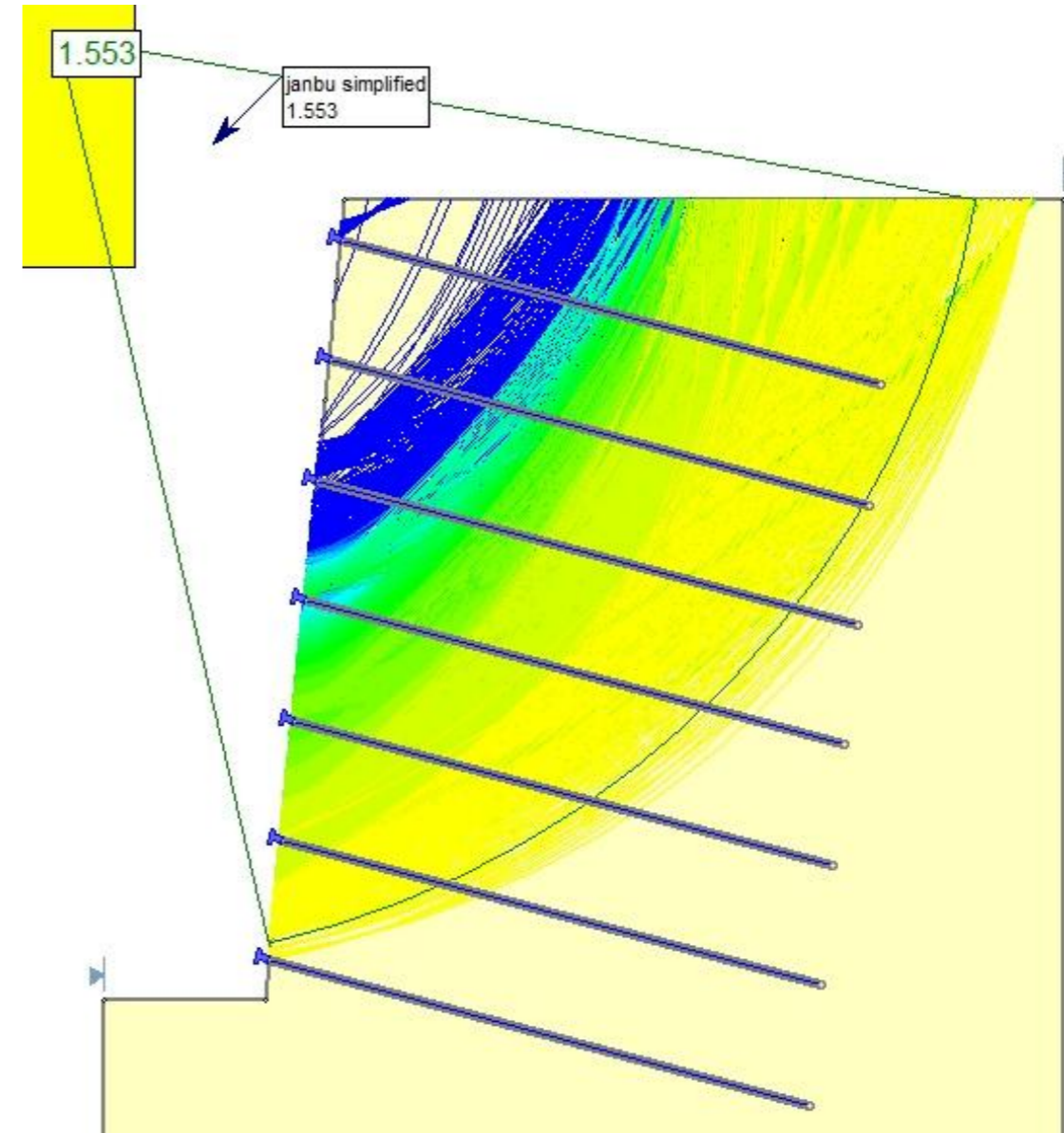
NAIL 4



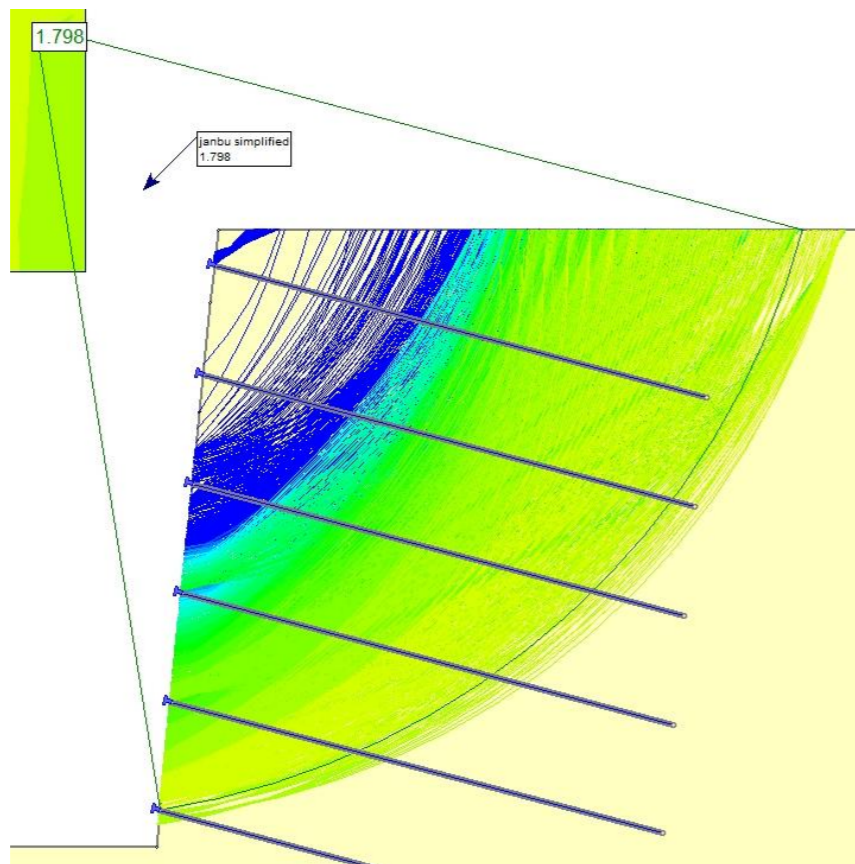
NAIL 5



NAIL 7

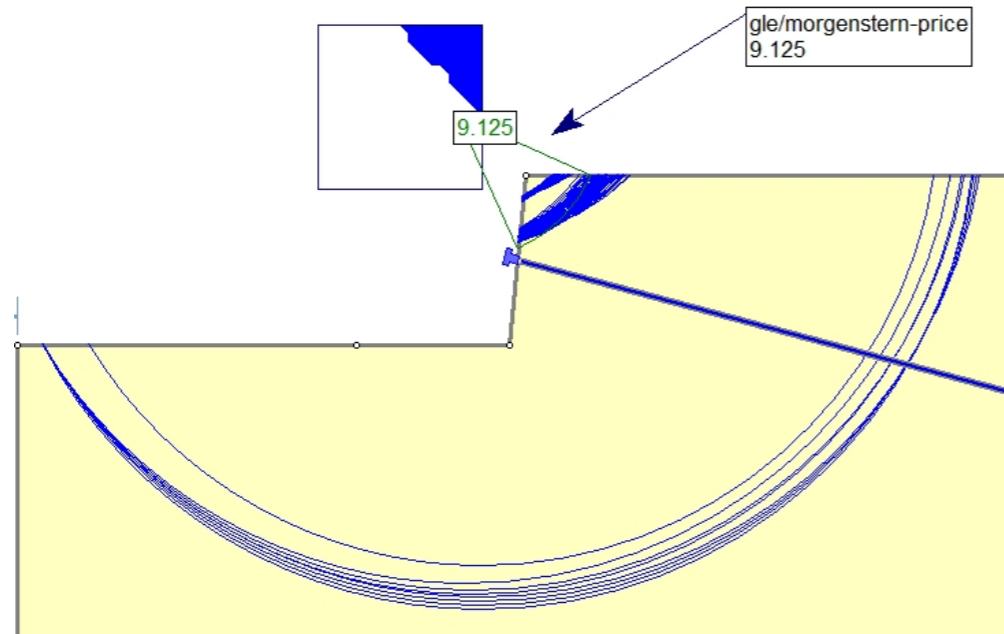


NAIL 6

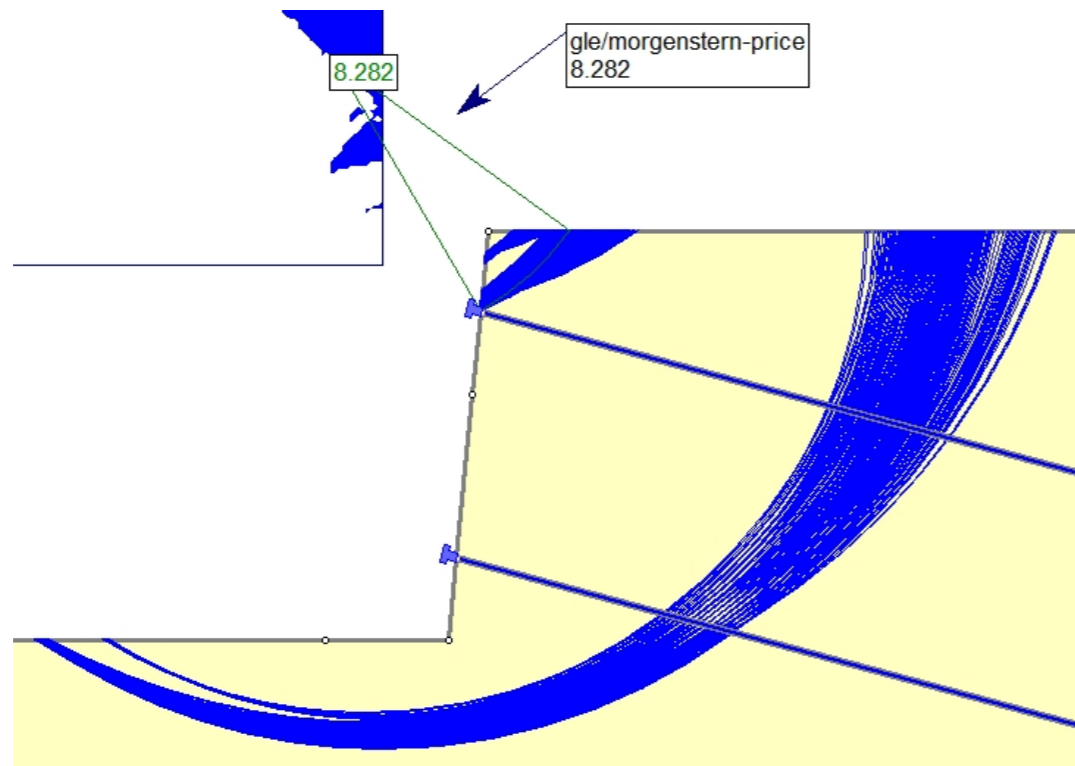


B1.1.2.3 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 7$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

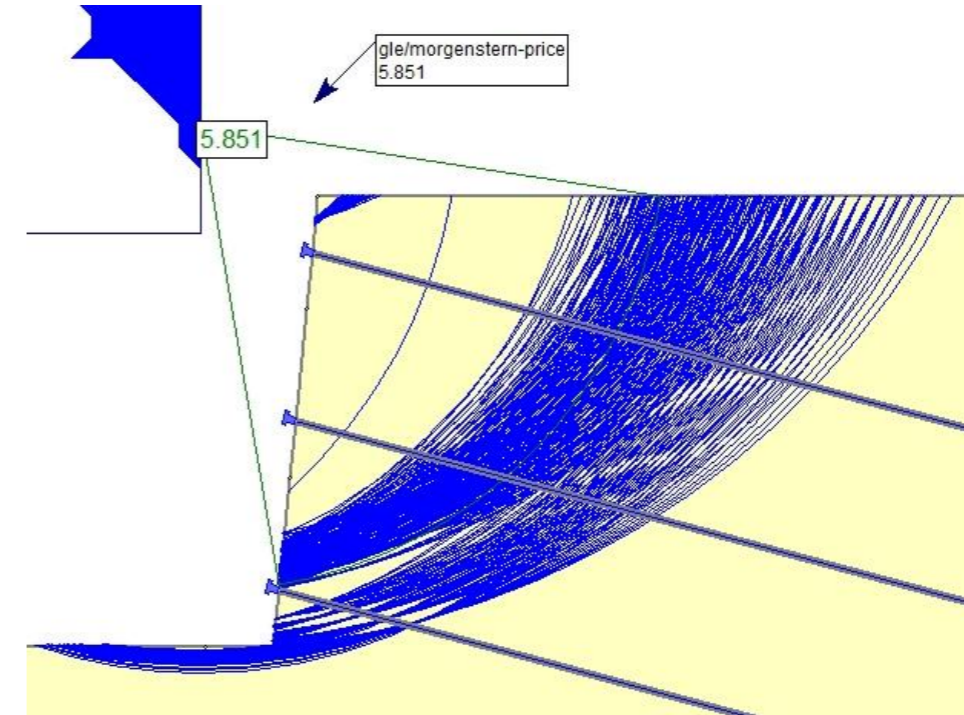
NAIL 1



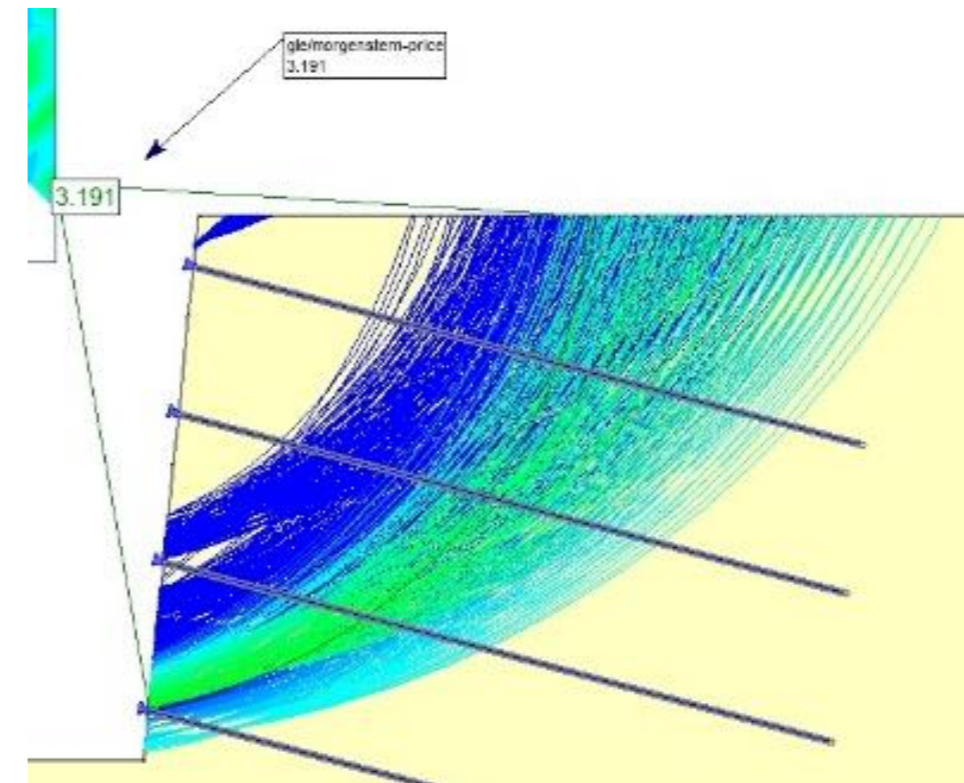
NAIL 2



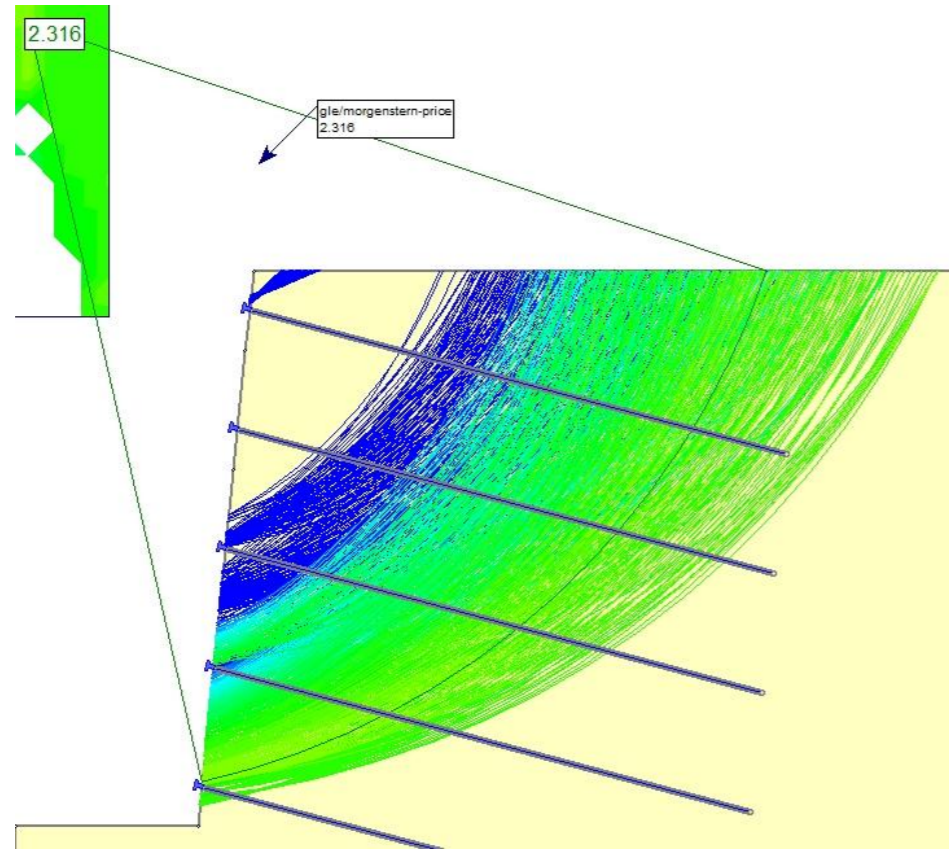
NAIL 3



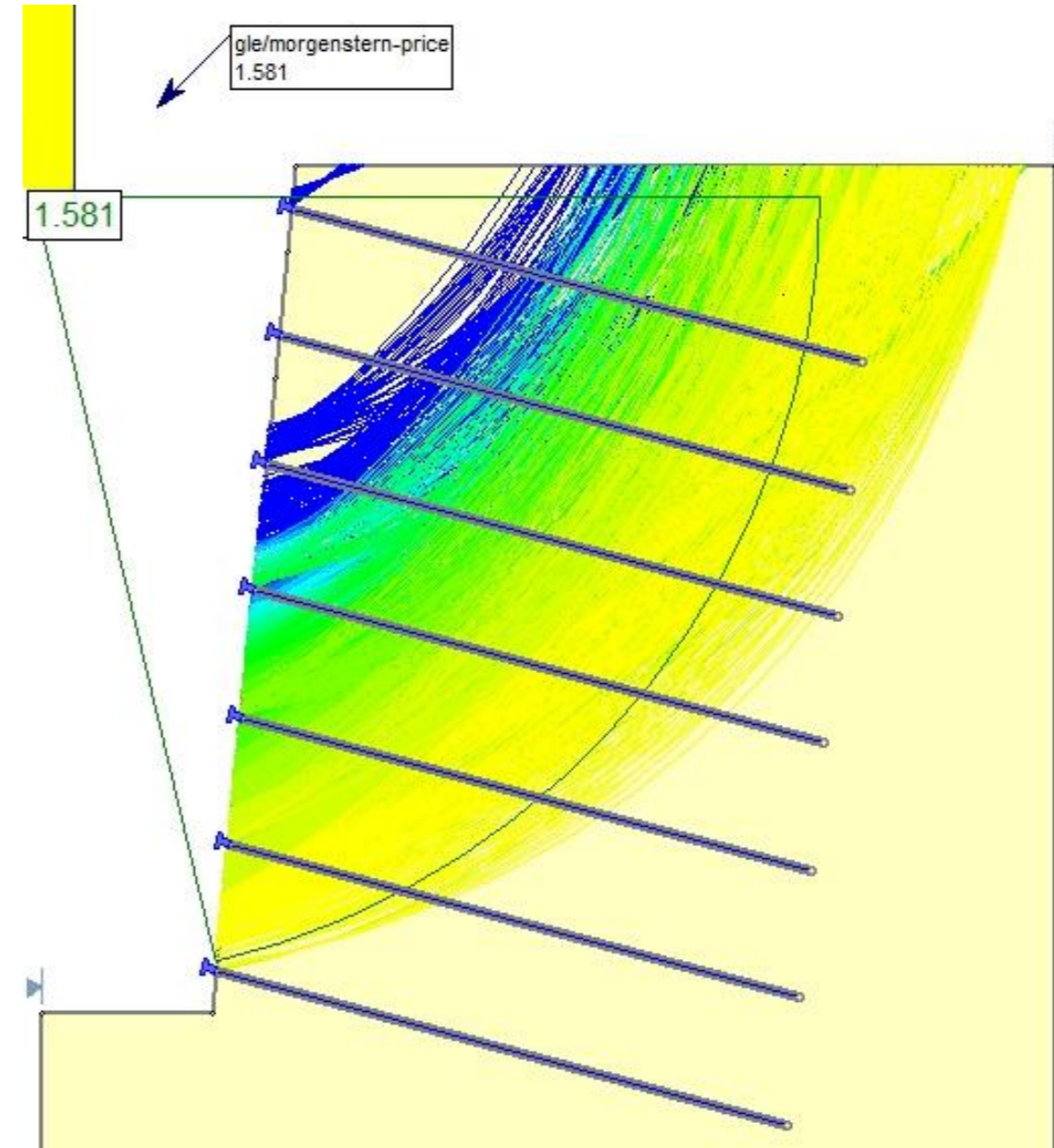
NAIL 4



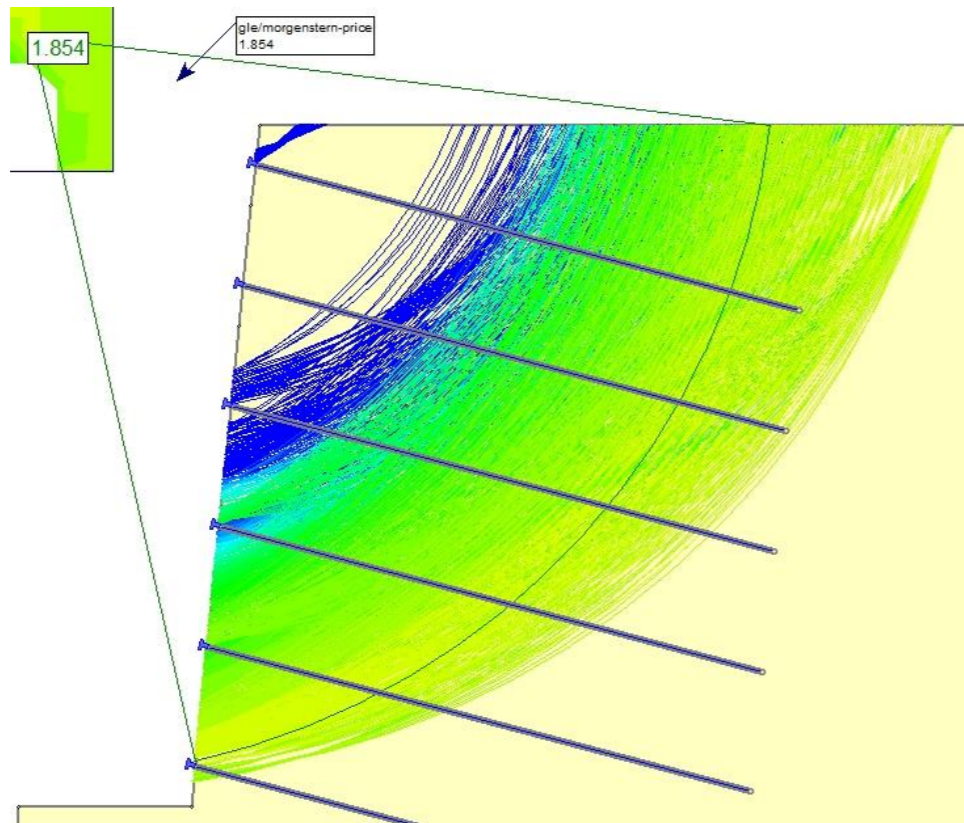
NAIL 5



NAIL 7

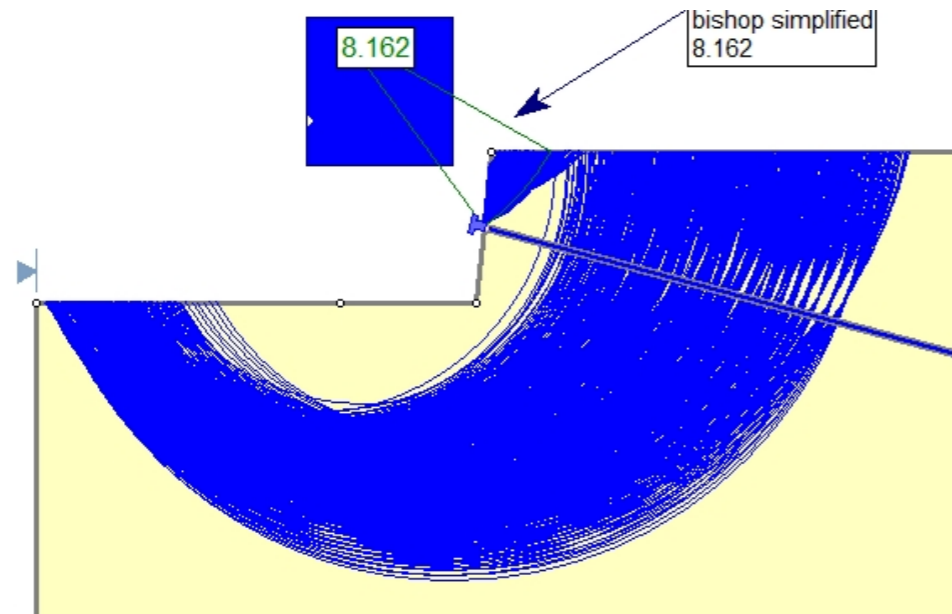


NAIL 6

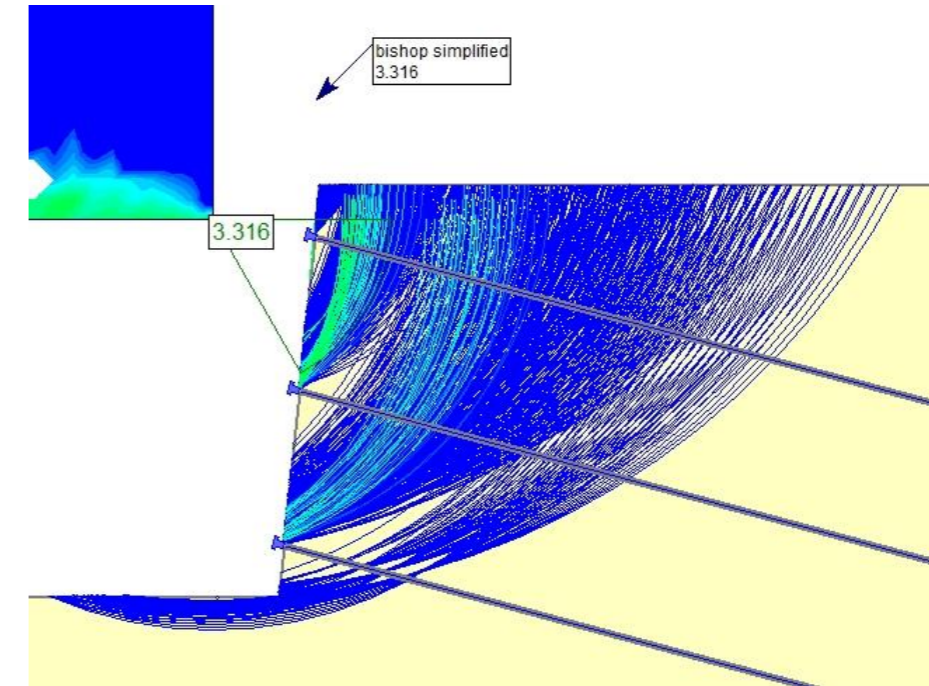


B1.1.3.1 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 8\text{ m}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

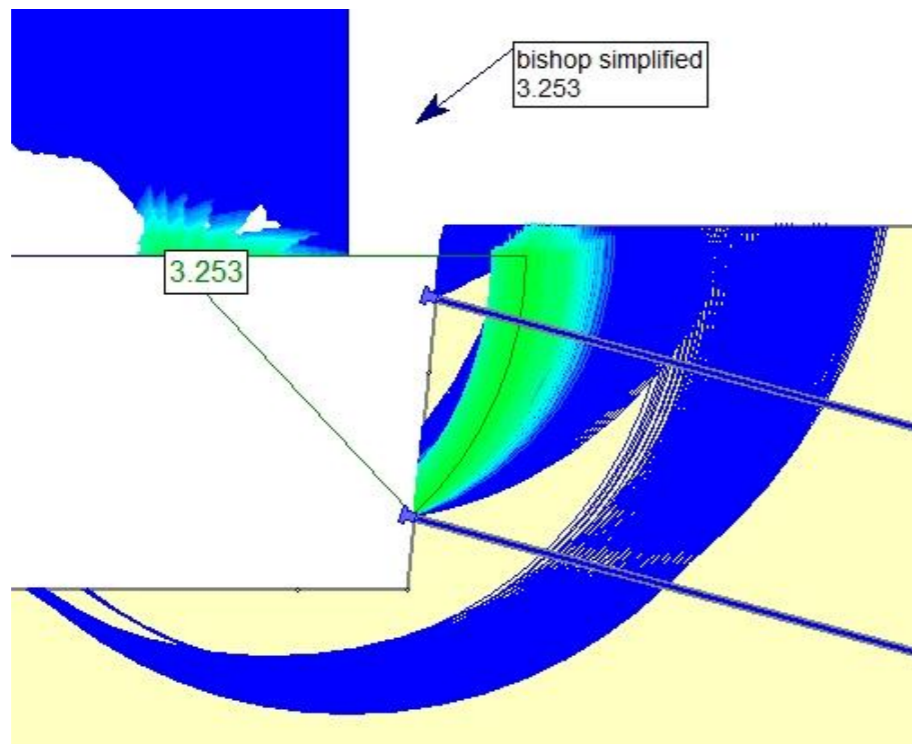
NAIL 1



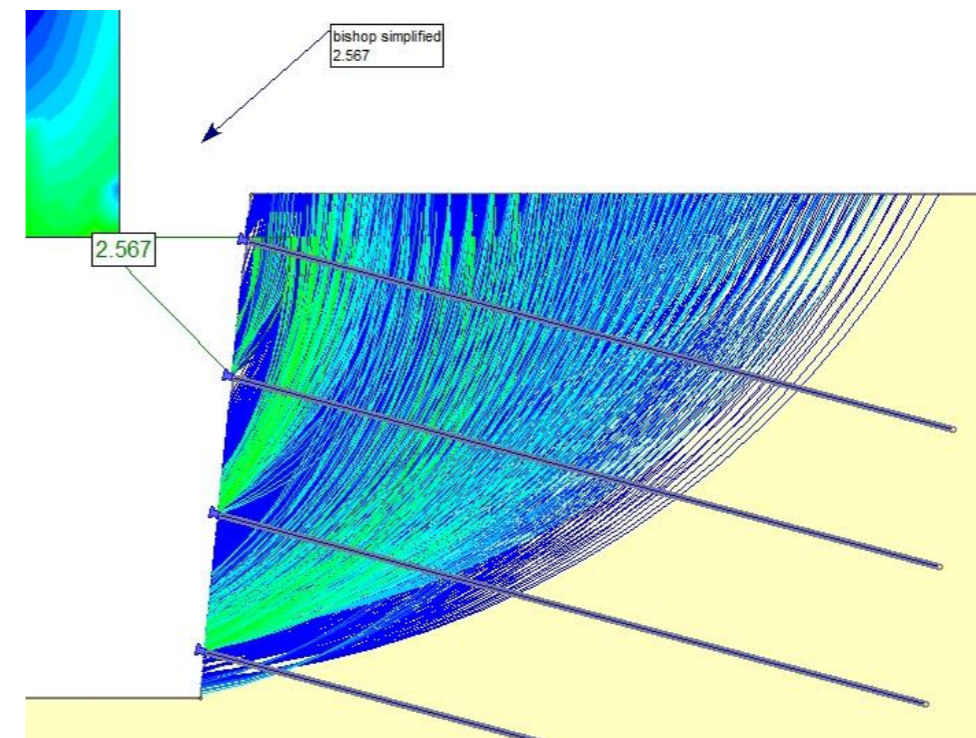
NAIL 3



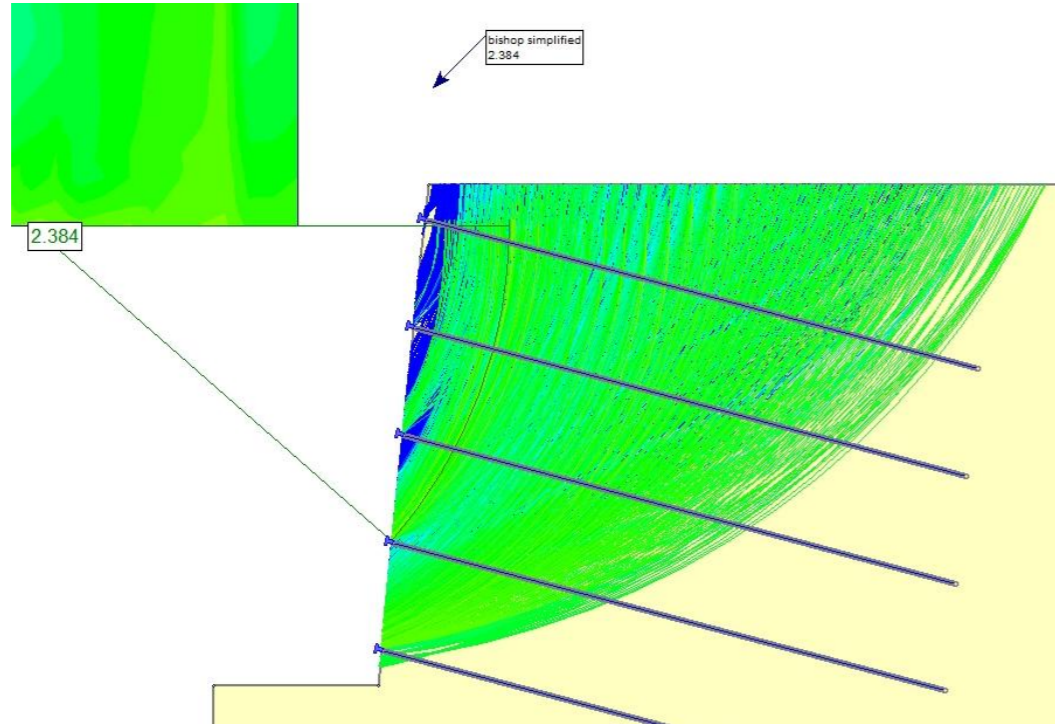
NAIL 2



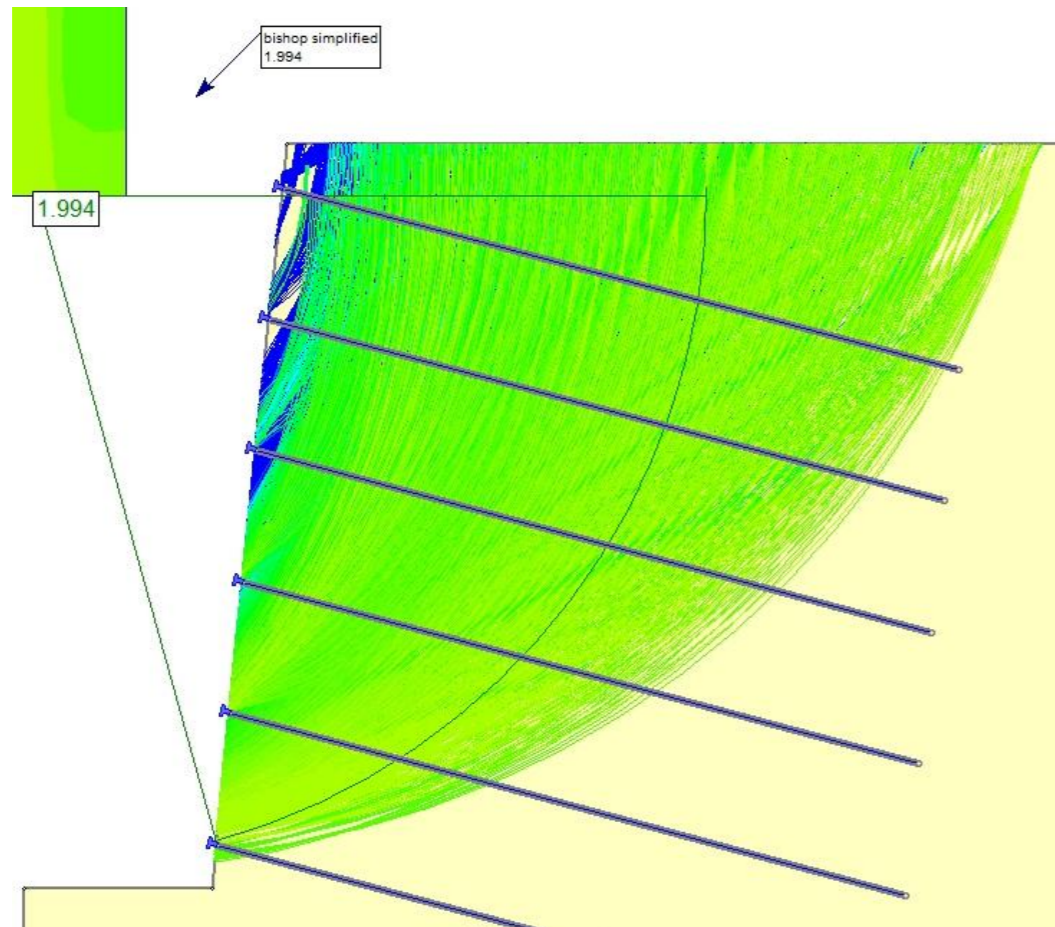
NAIL 4



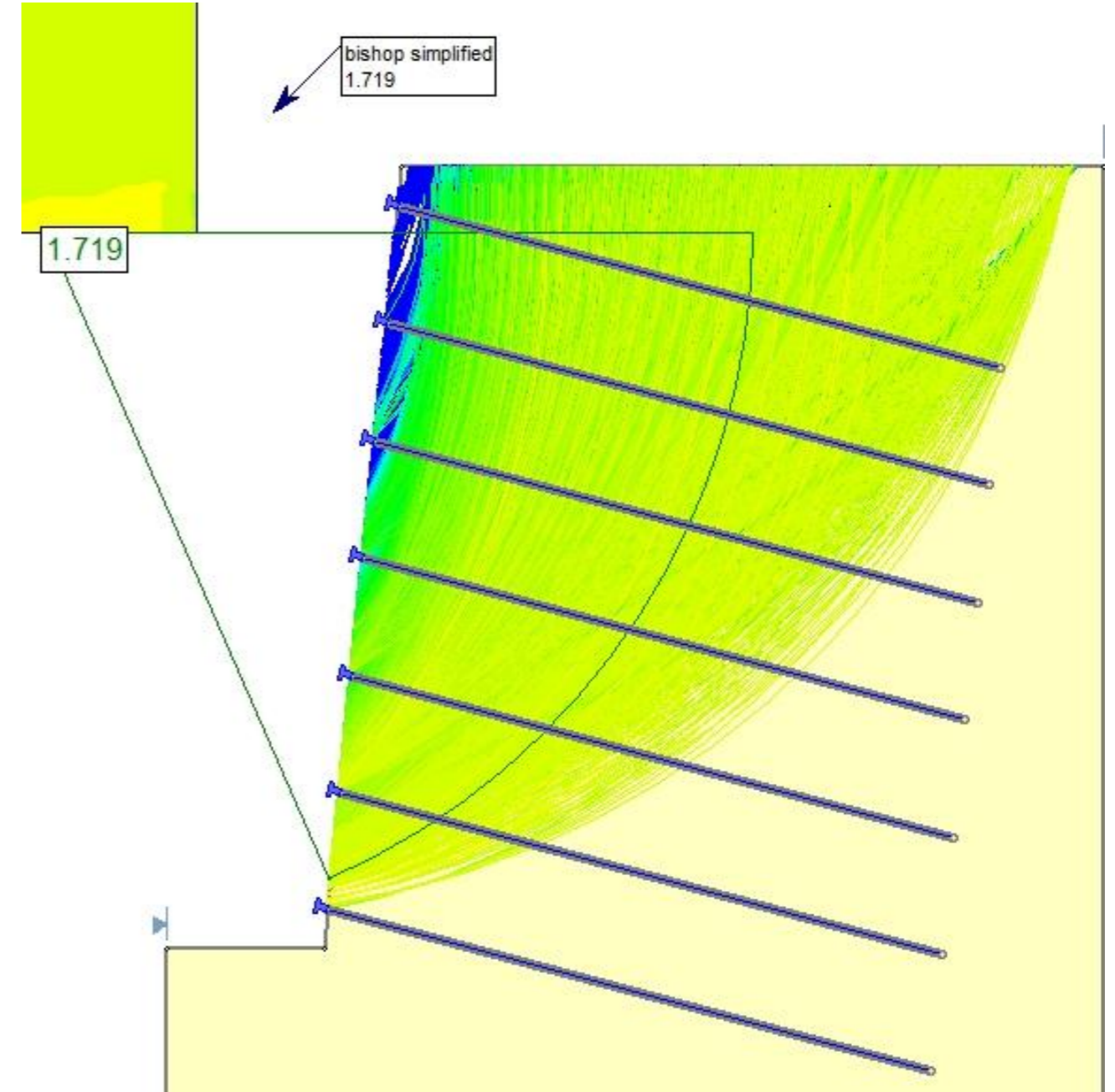
NAIL 5



NAIL 6

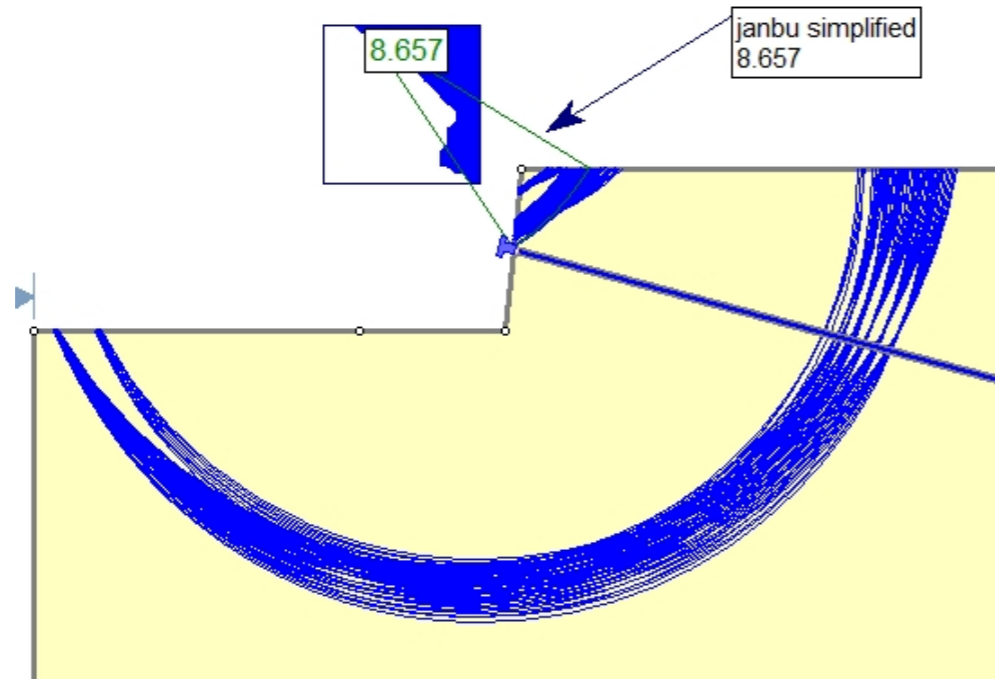


NAIL 7

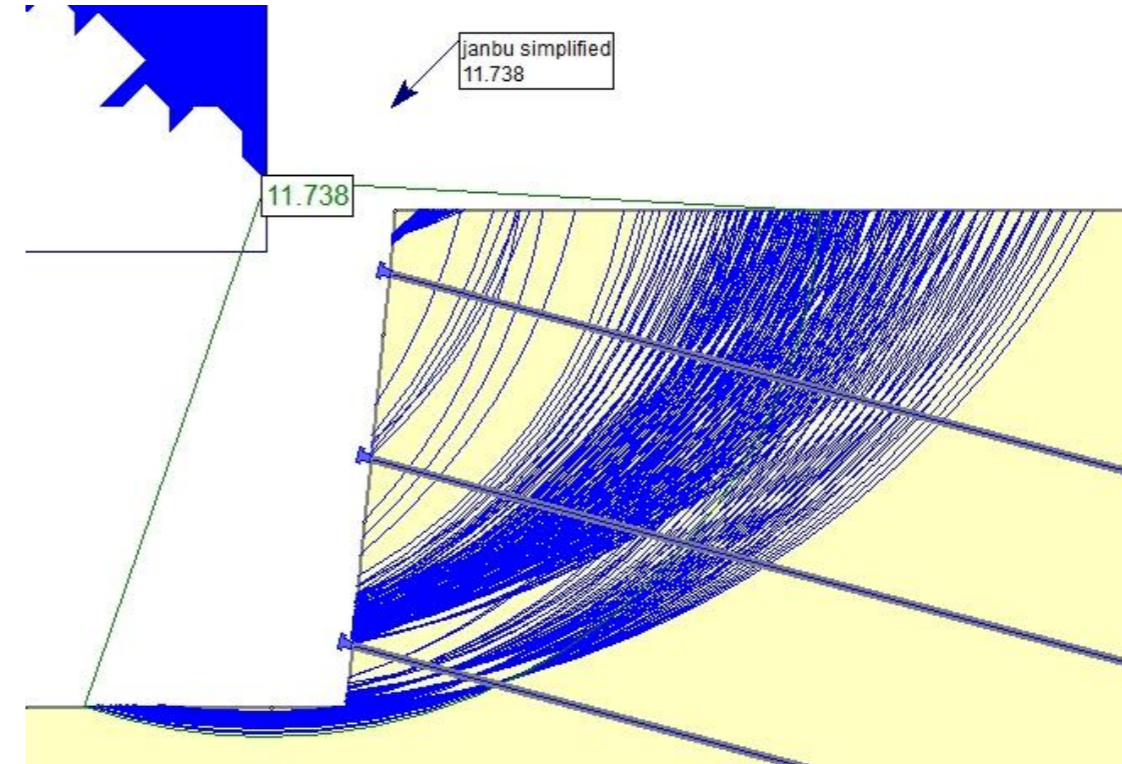


B1.1.3.2 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 8\text{ m}$  – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

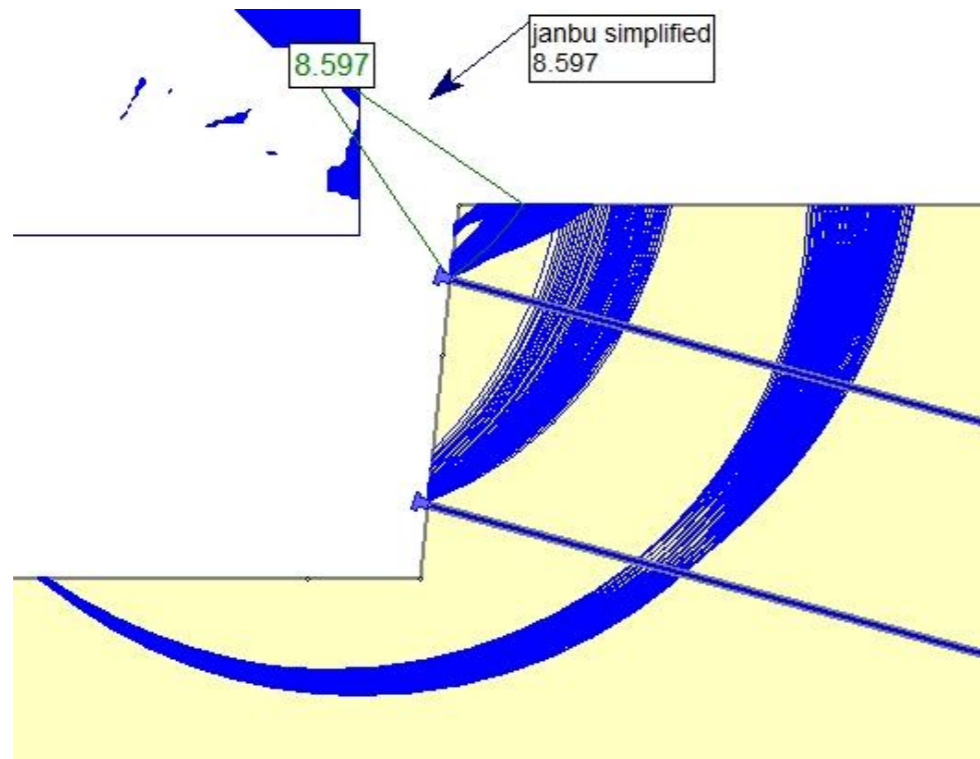
NAIL 1



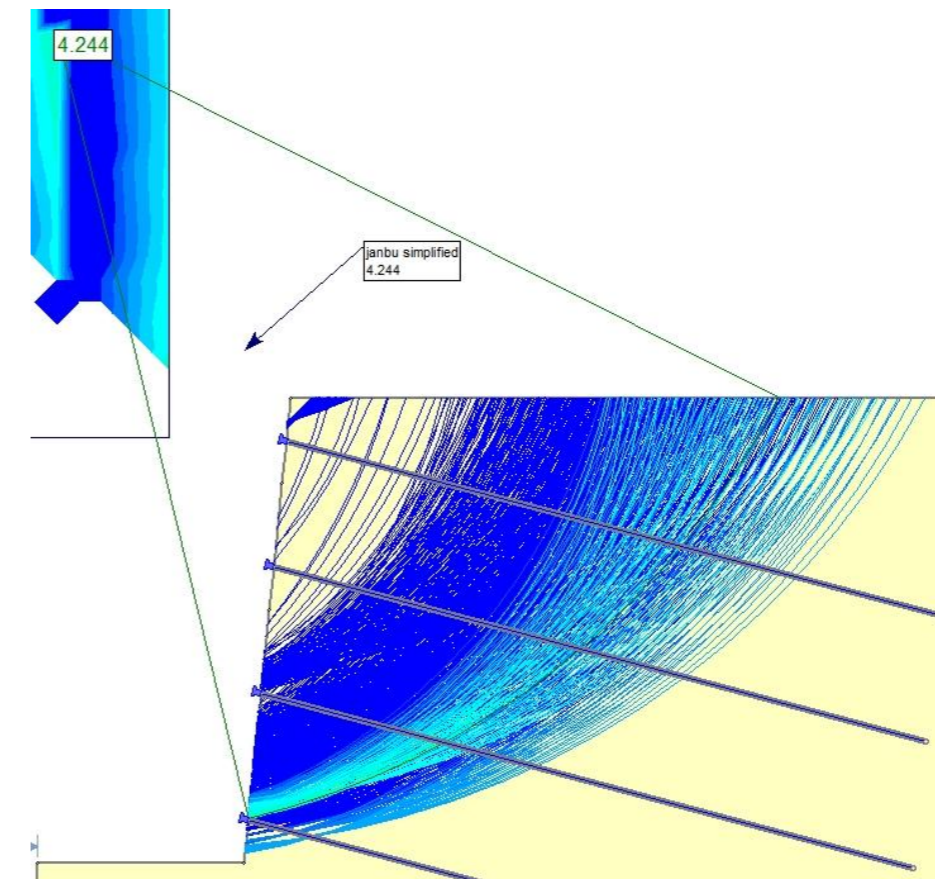
NAIL 3



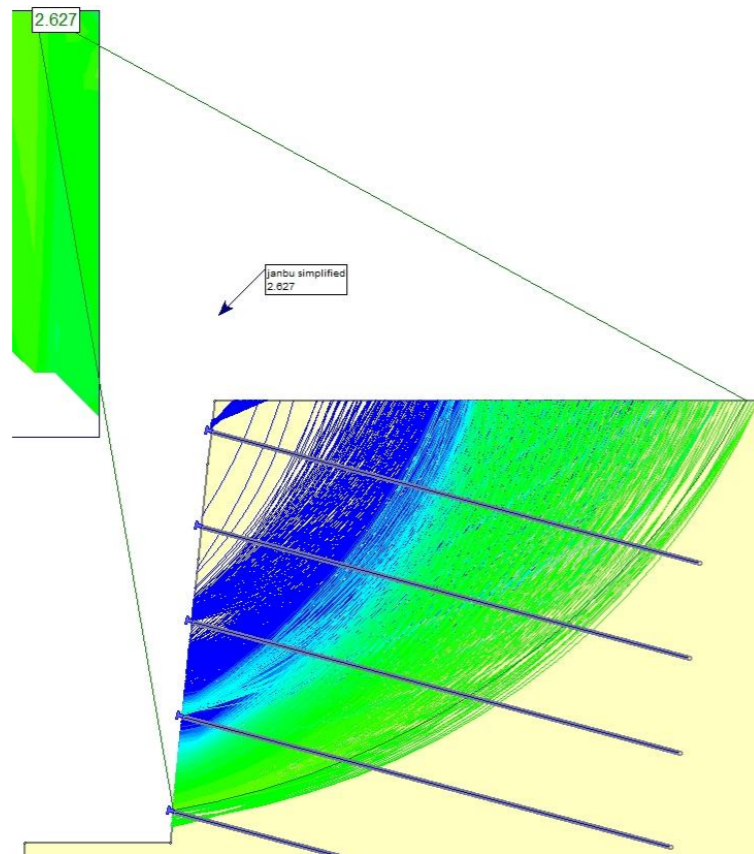
NAIL 2



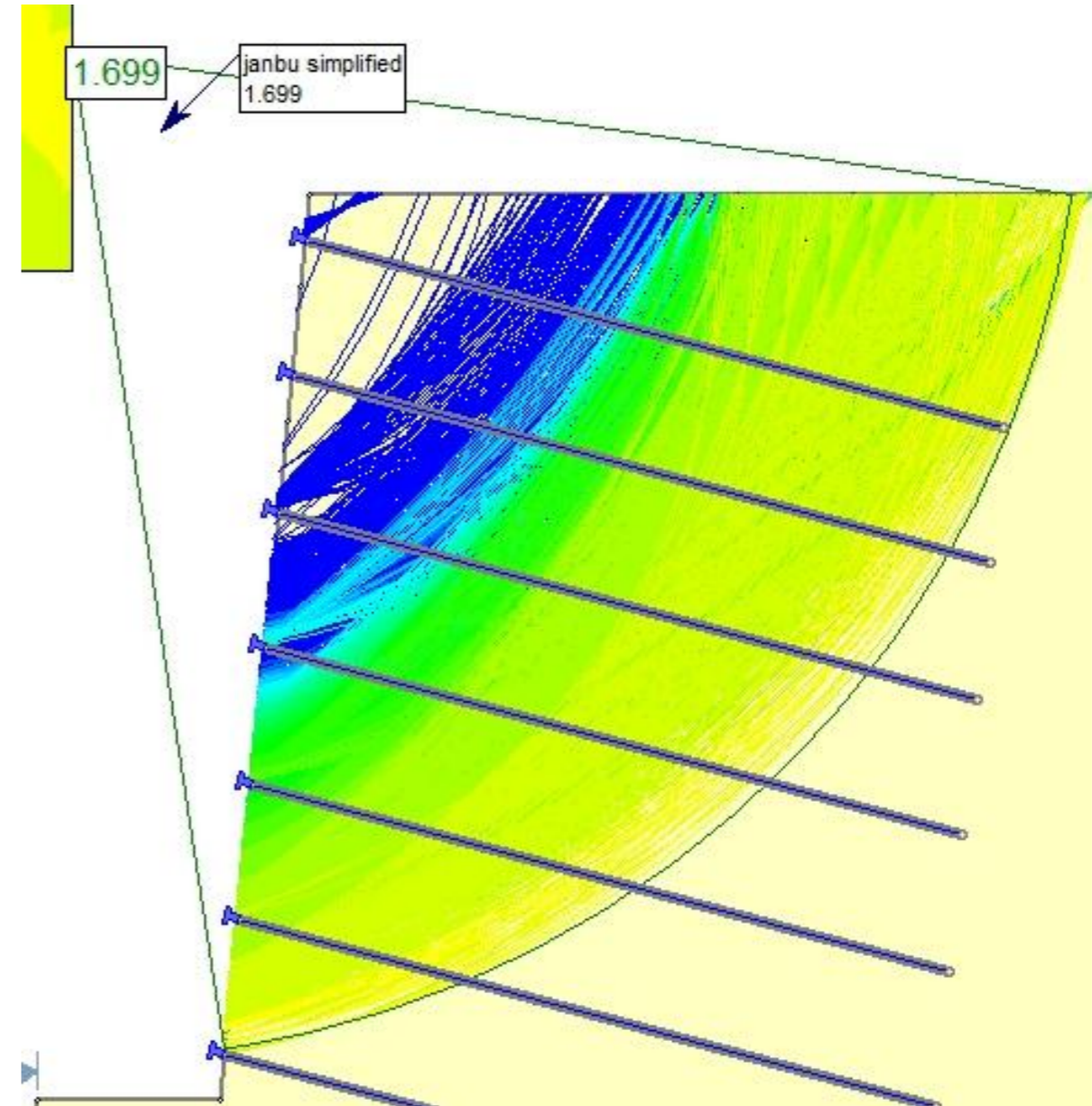
NAIL 4



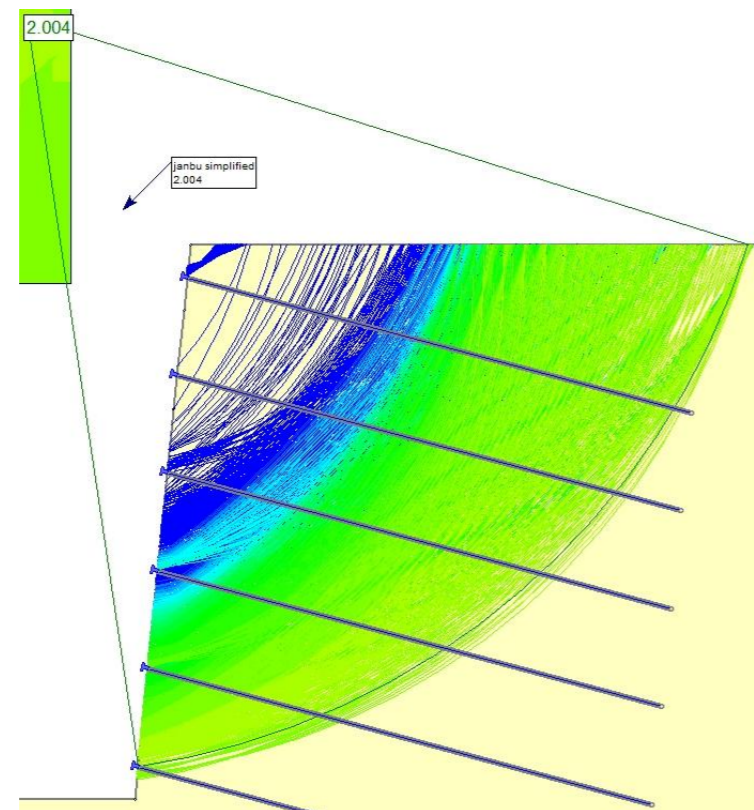
NAIL 5



NAIL 7

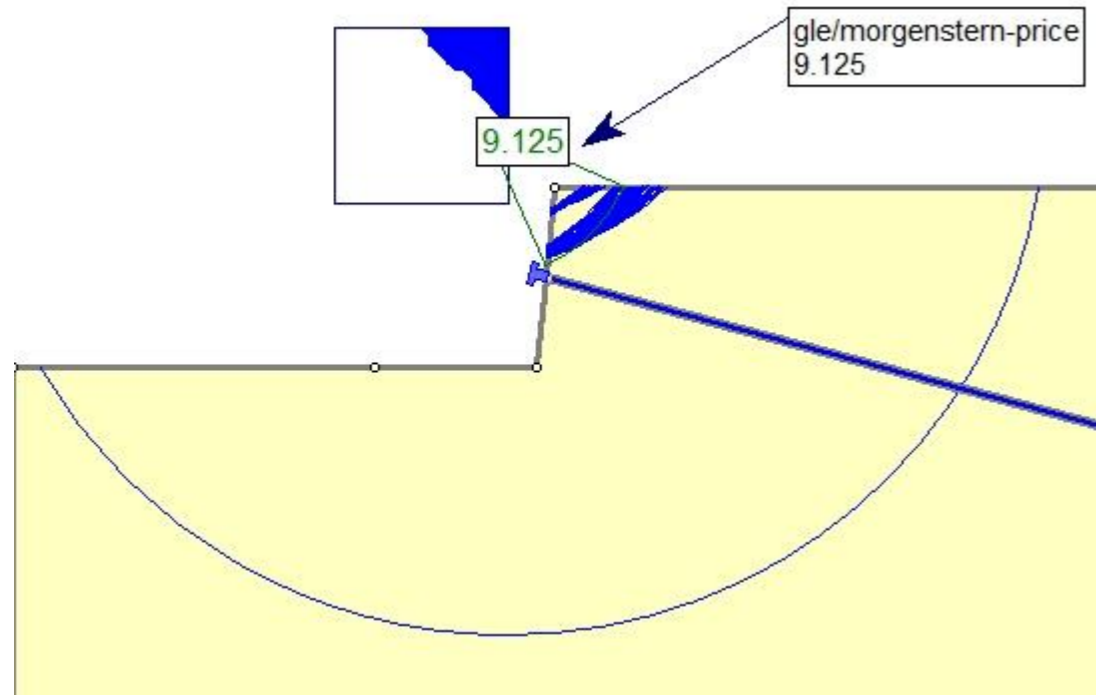


NAIL 6

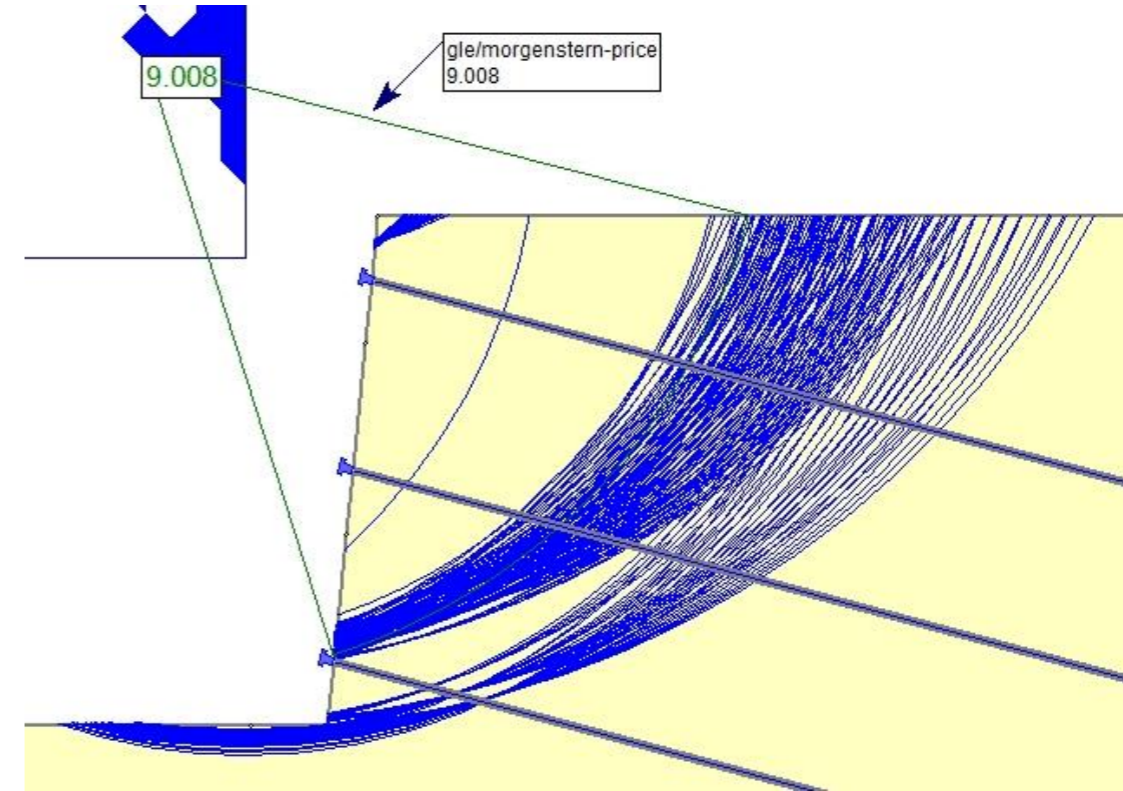


B1.1.3.3 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 8$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

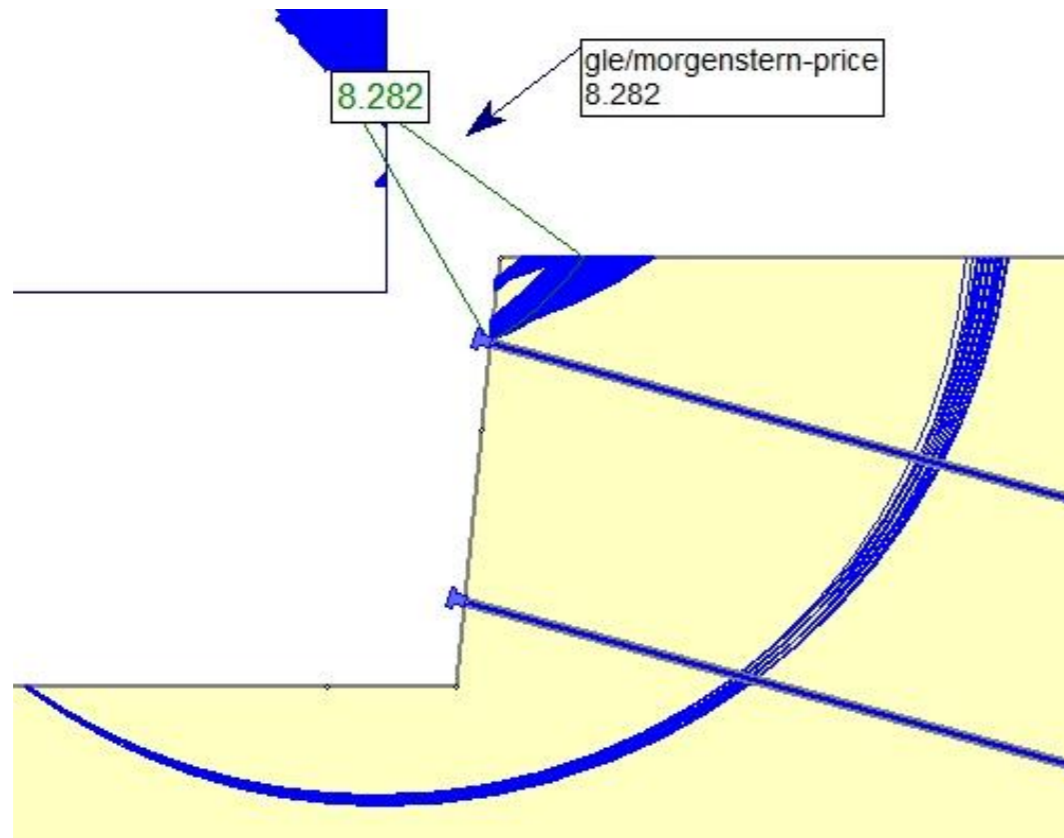
NAIL 1



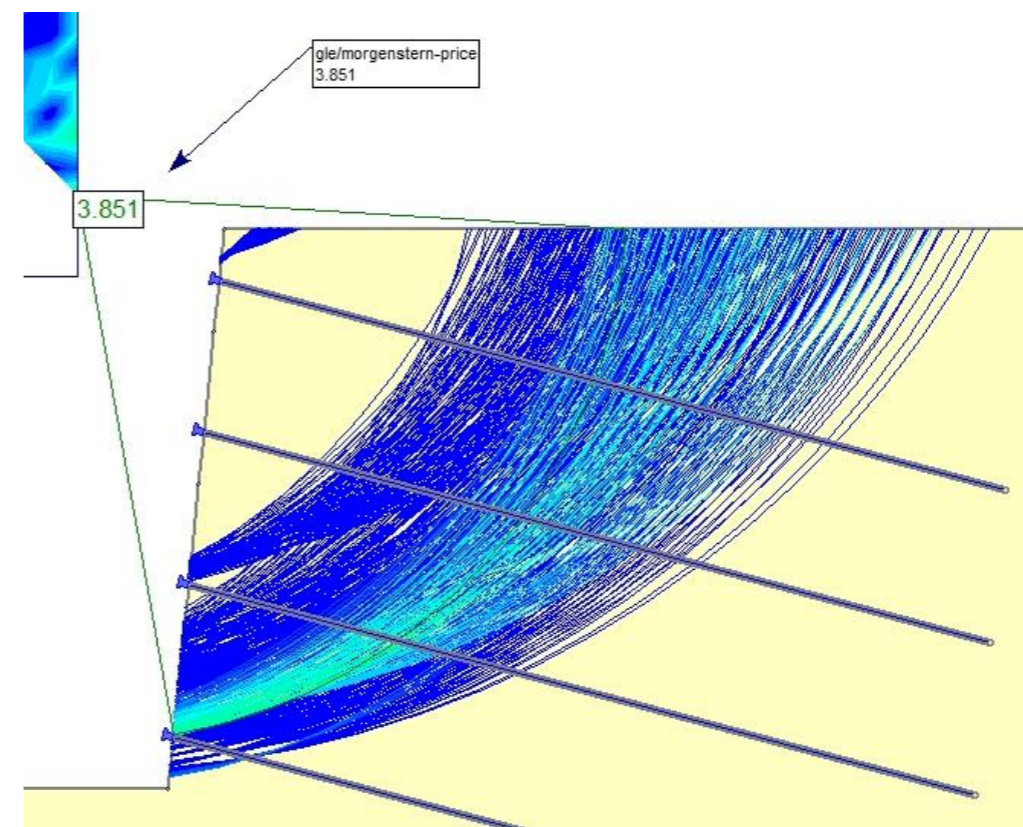
NAIL 3



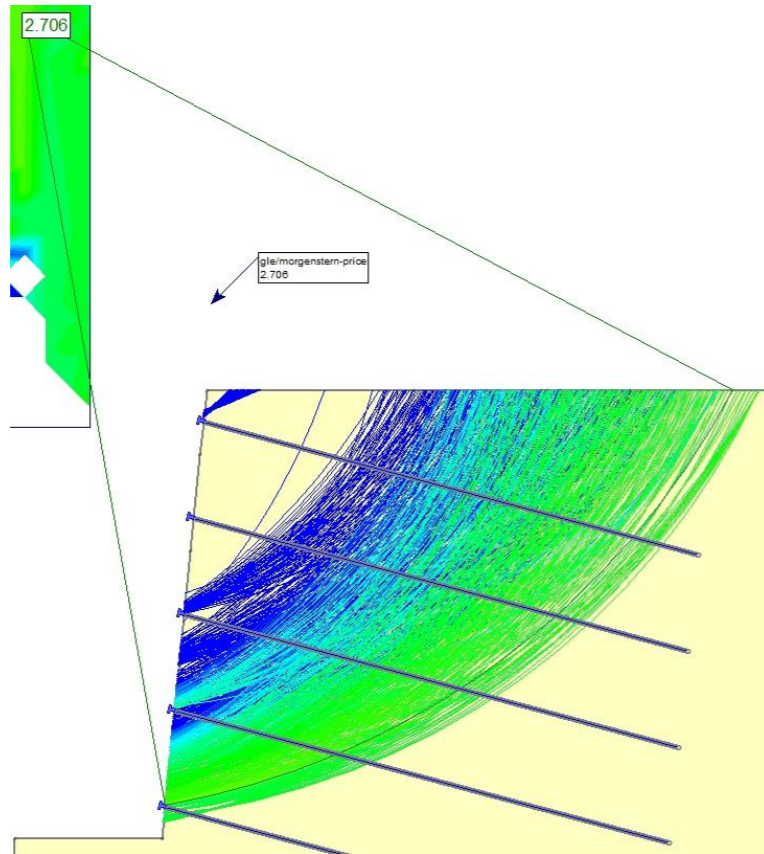
NAIL 2



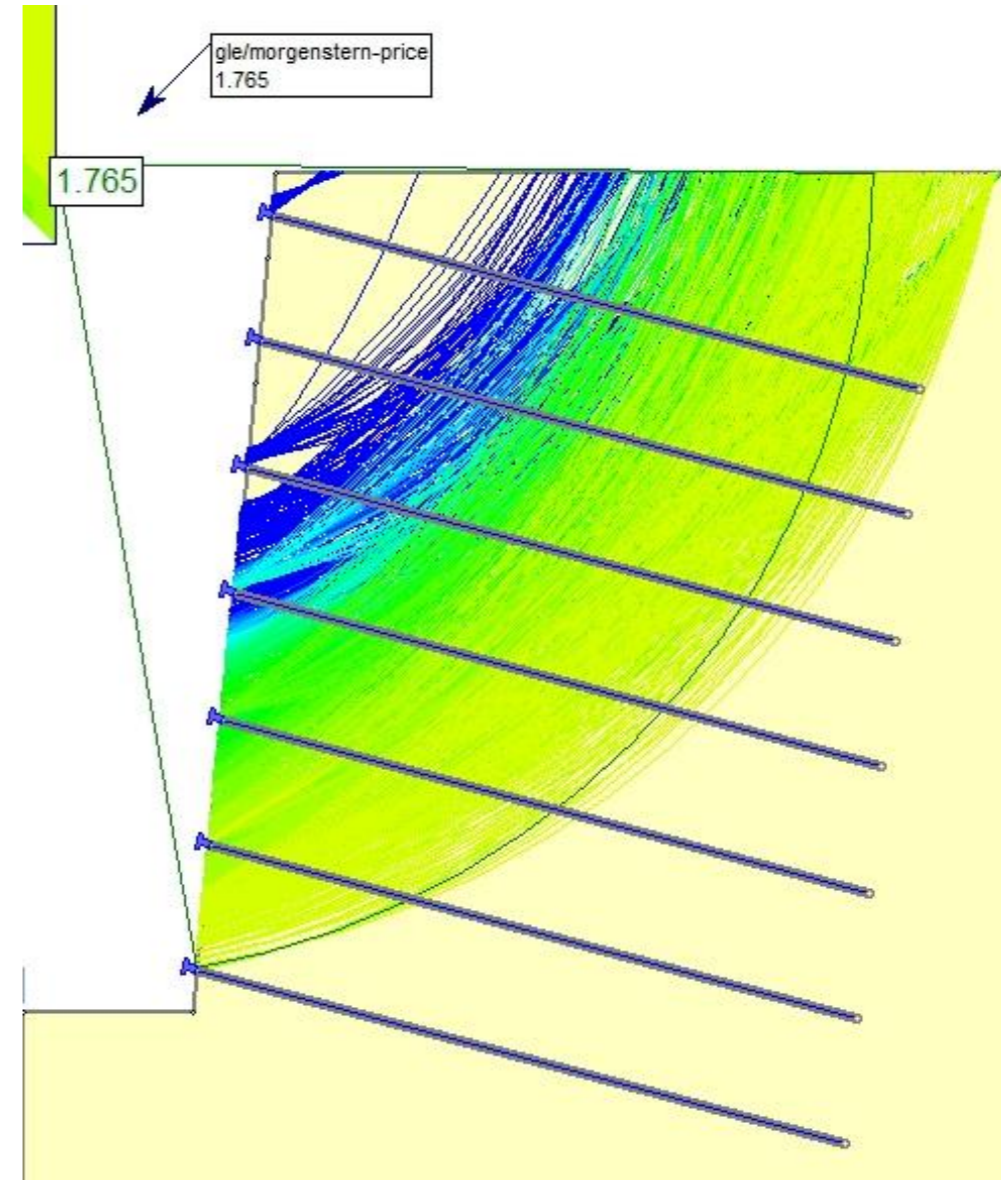
NAIL 4



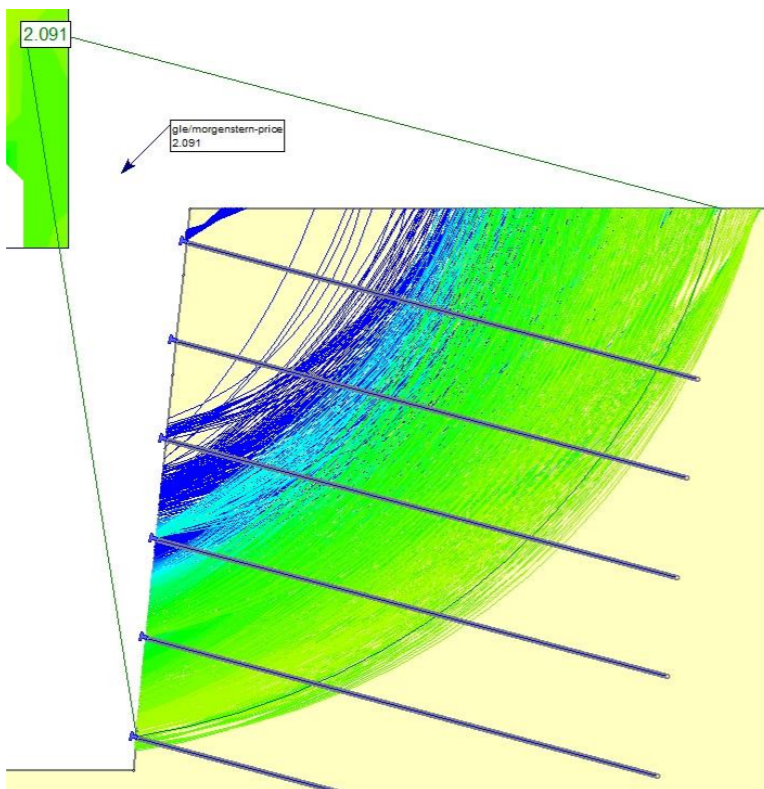
NAIL 5



NAIL 7

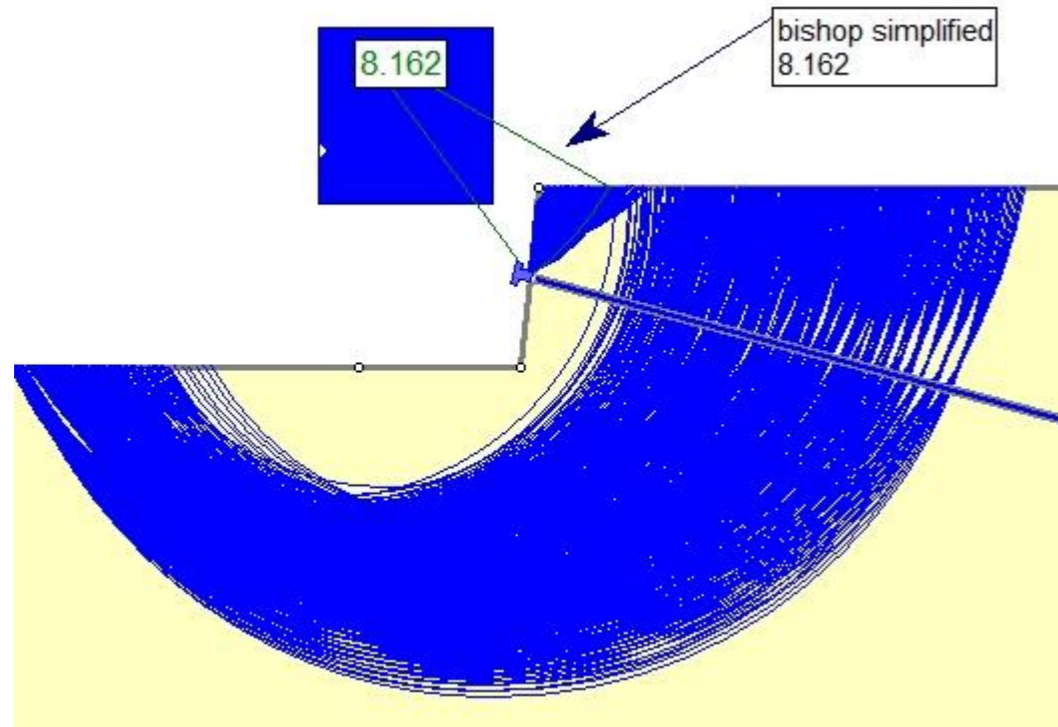


NAIL 6

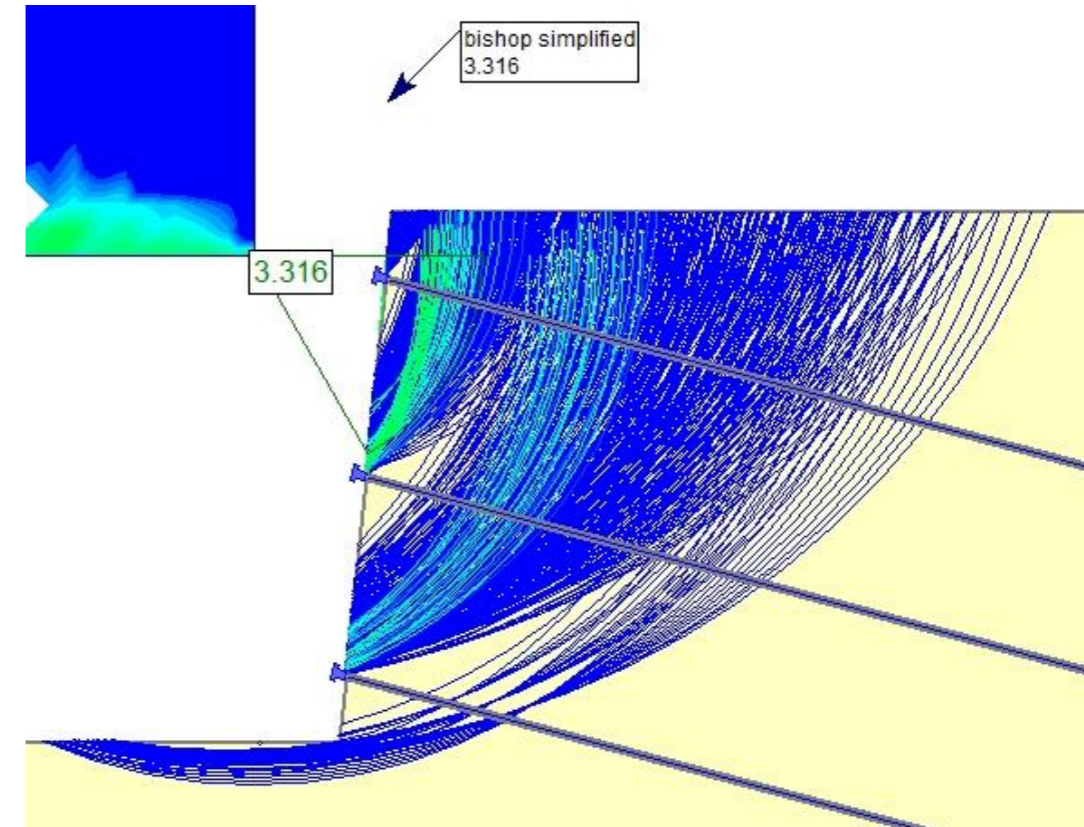


B1.1.4.1 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 9$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

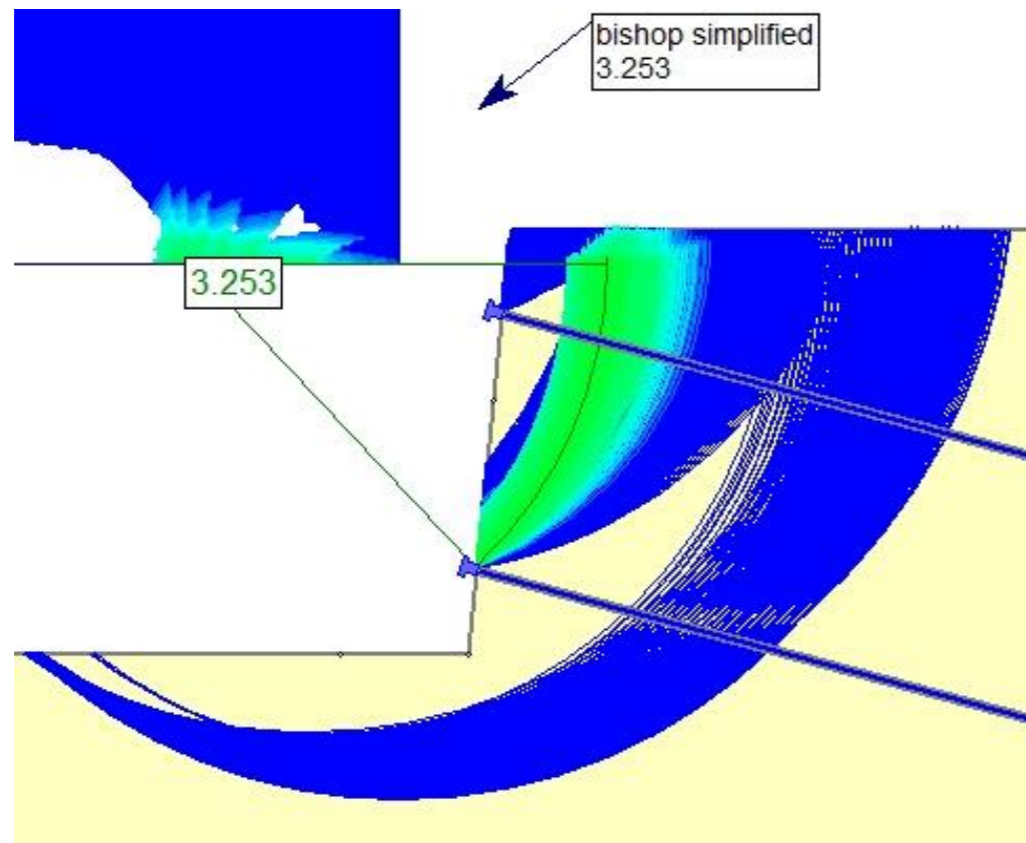
NAIL 1



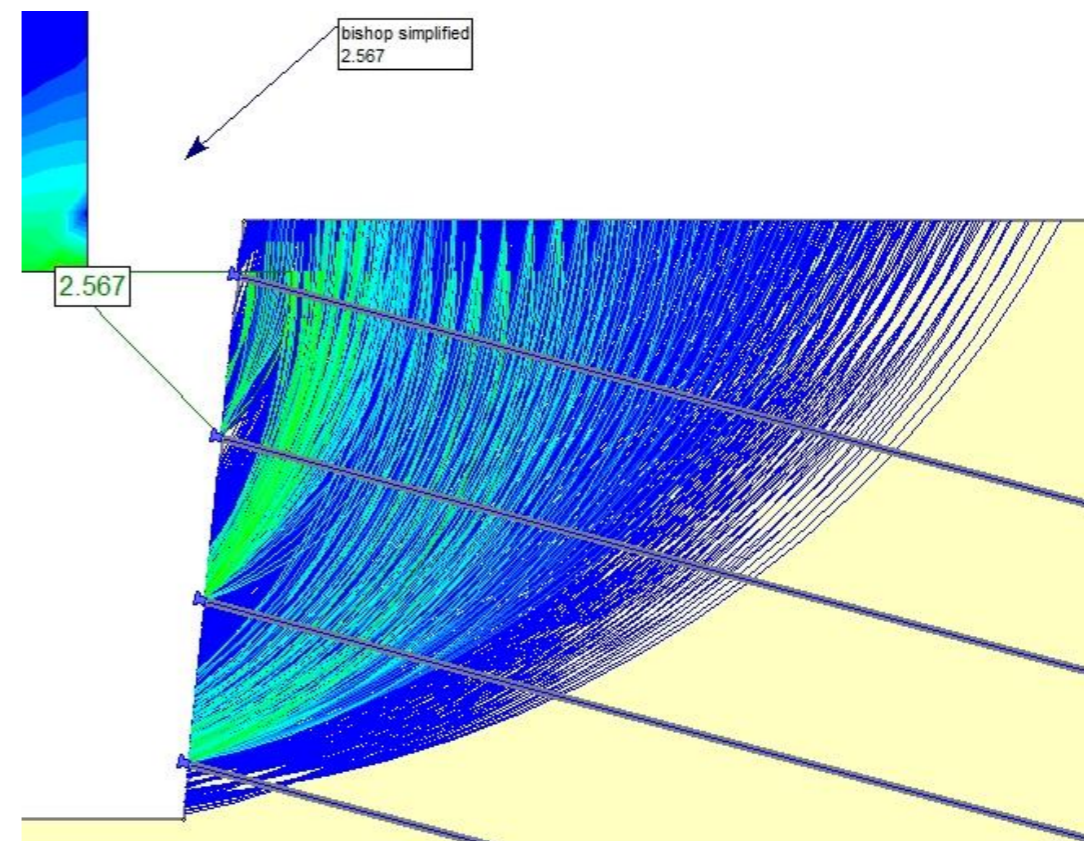
NAIL 3



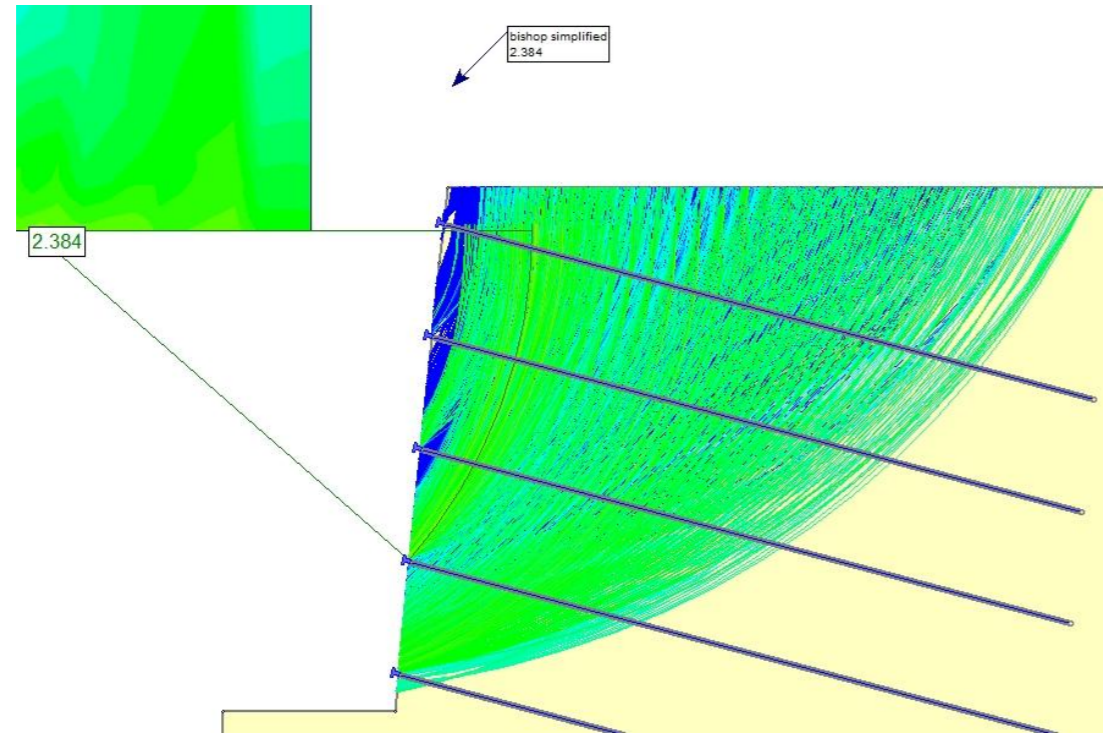
NAIL 2



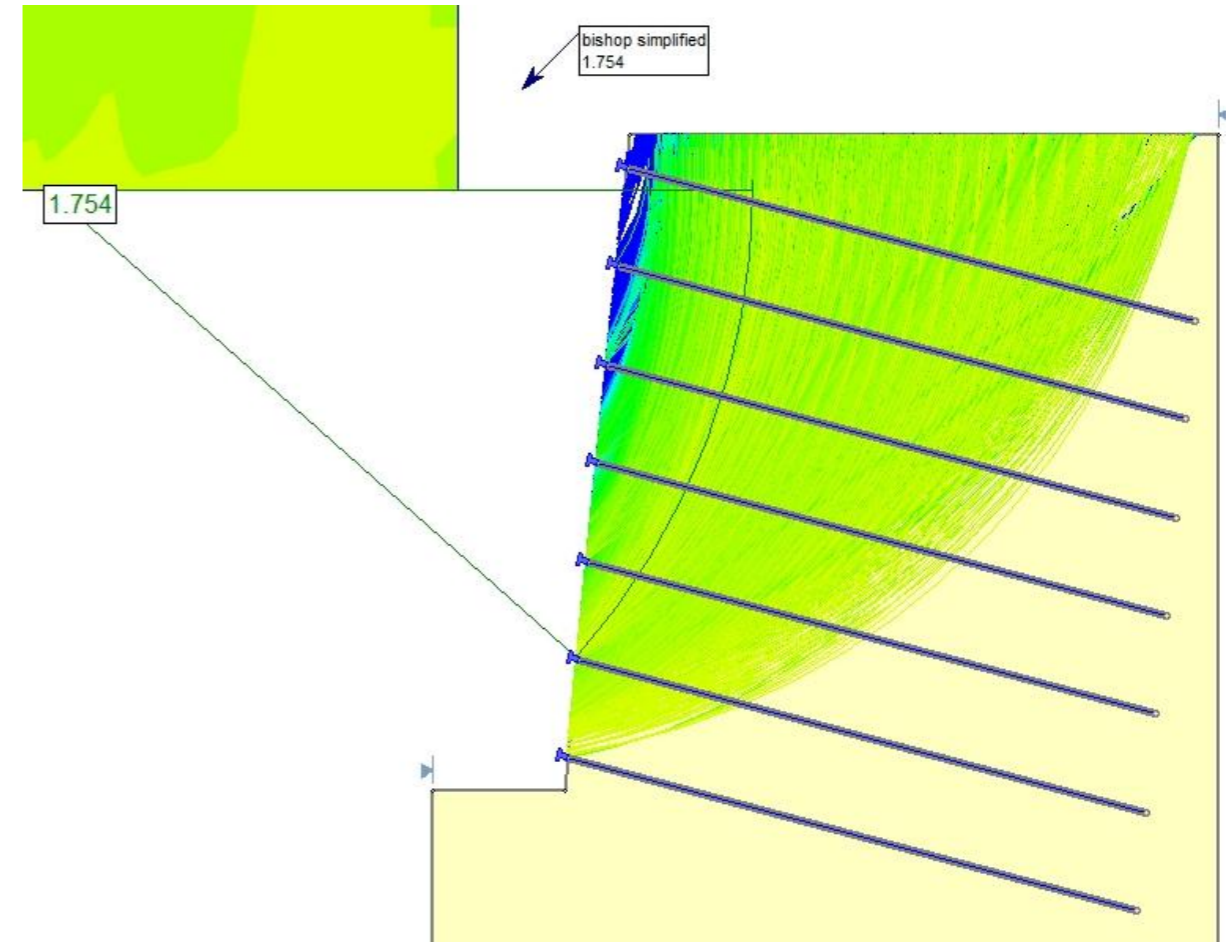
NAIL 4



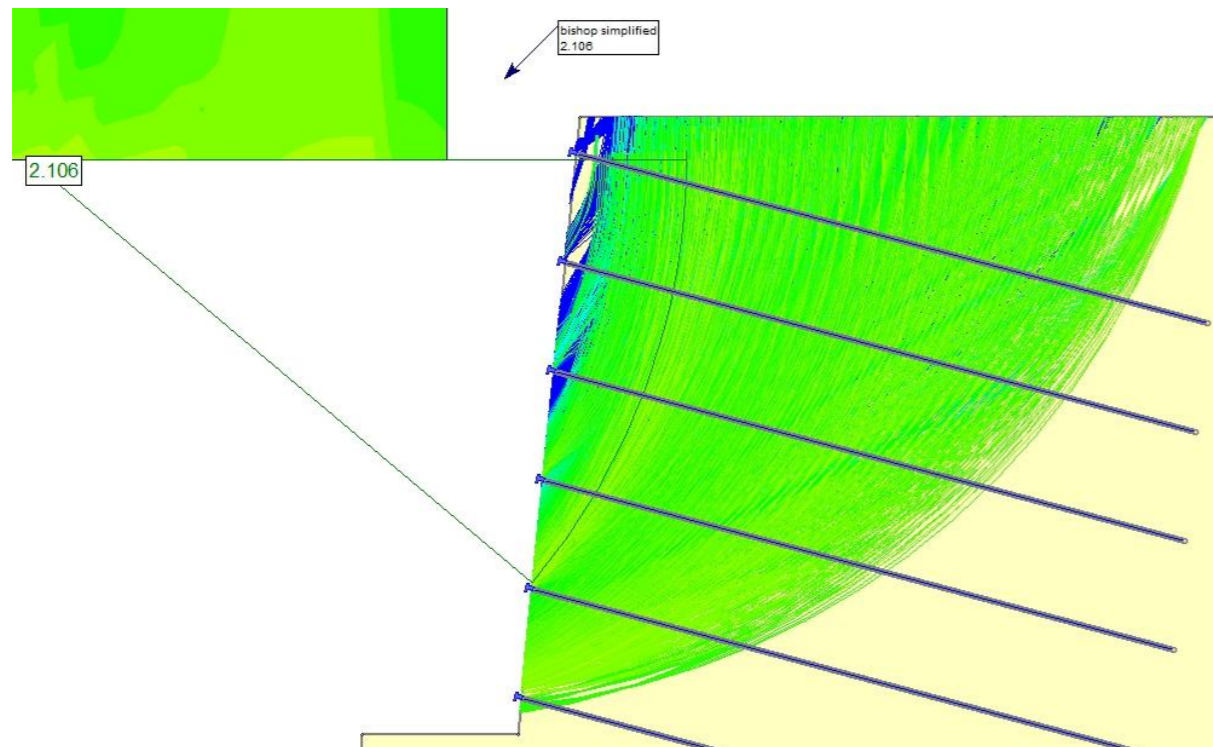
NAIL 5



NAIL 7

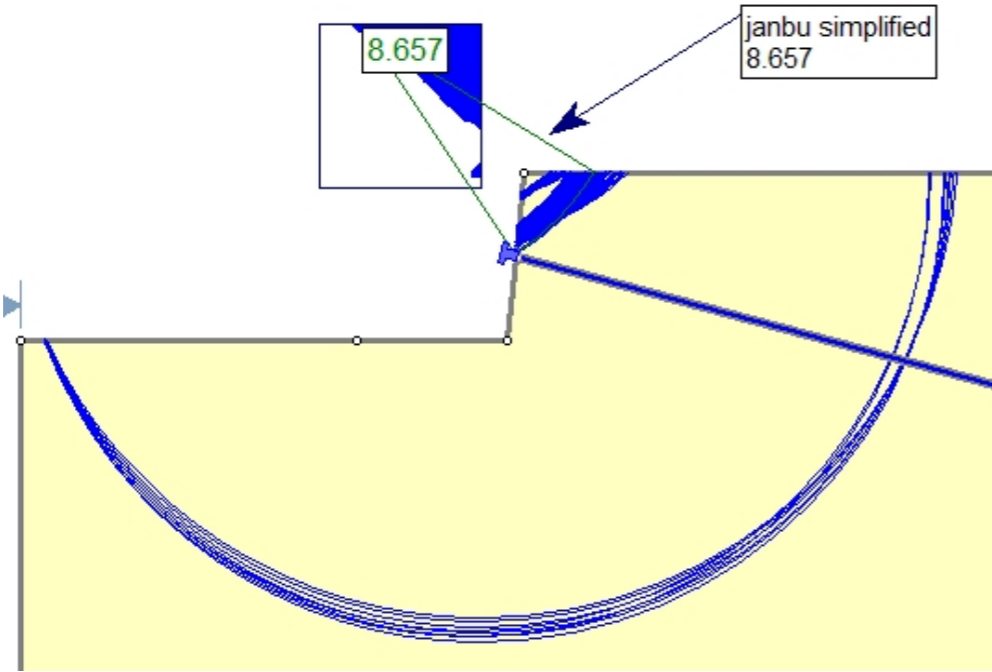


NAIL 6

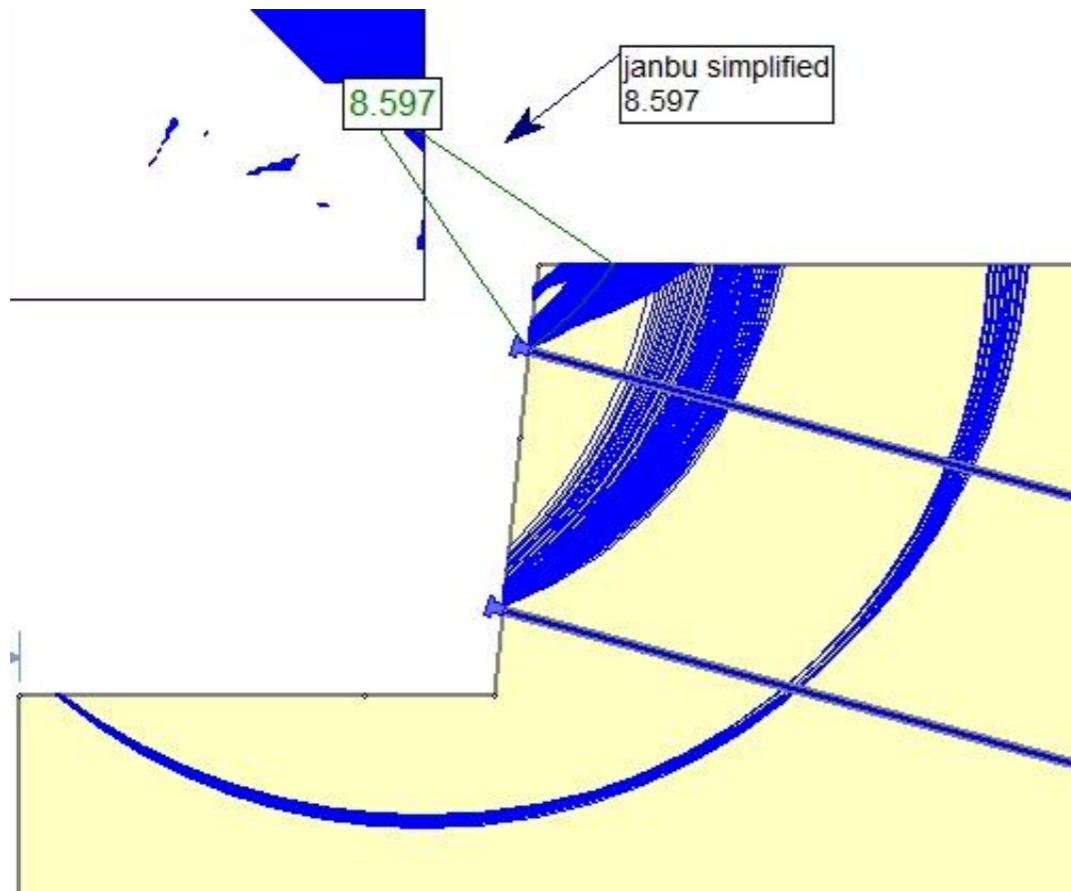


B1.1.4.2 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 9$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

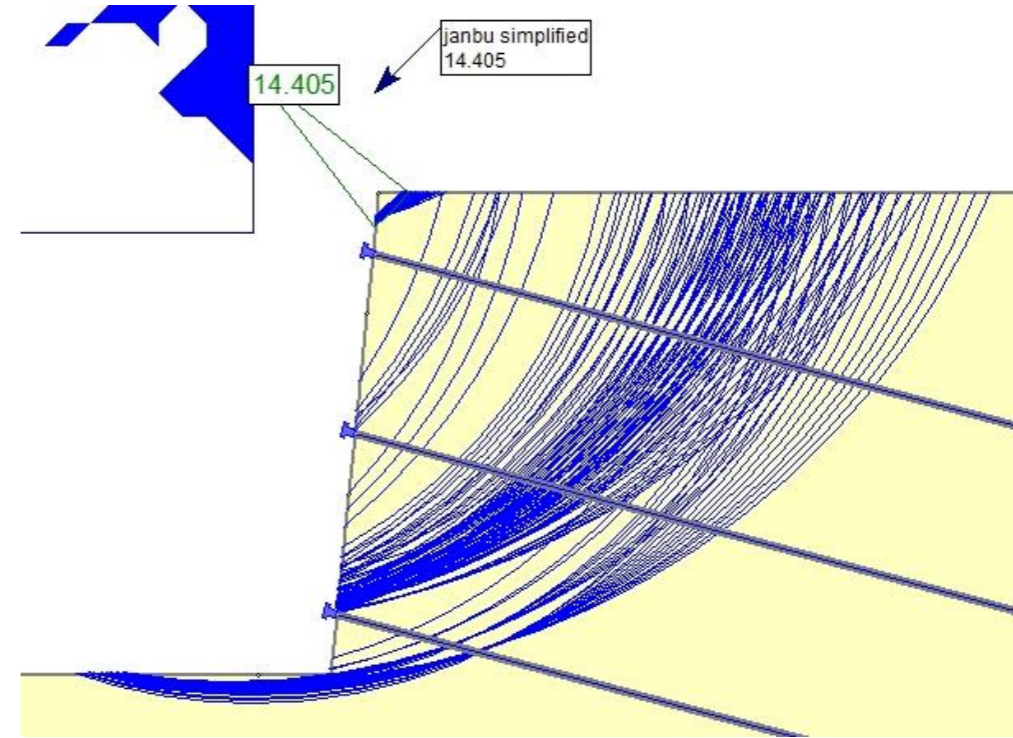
NAIL 1



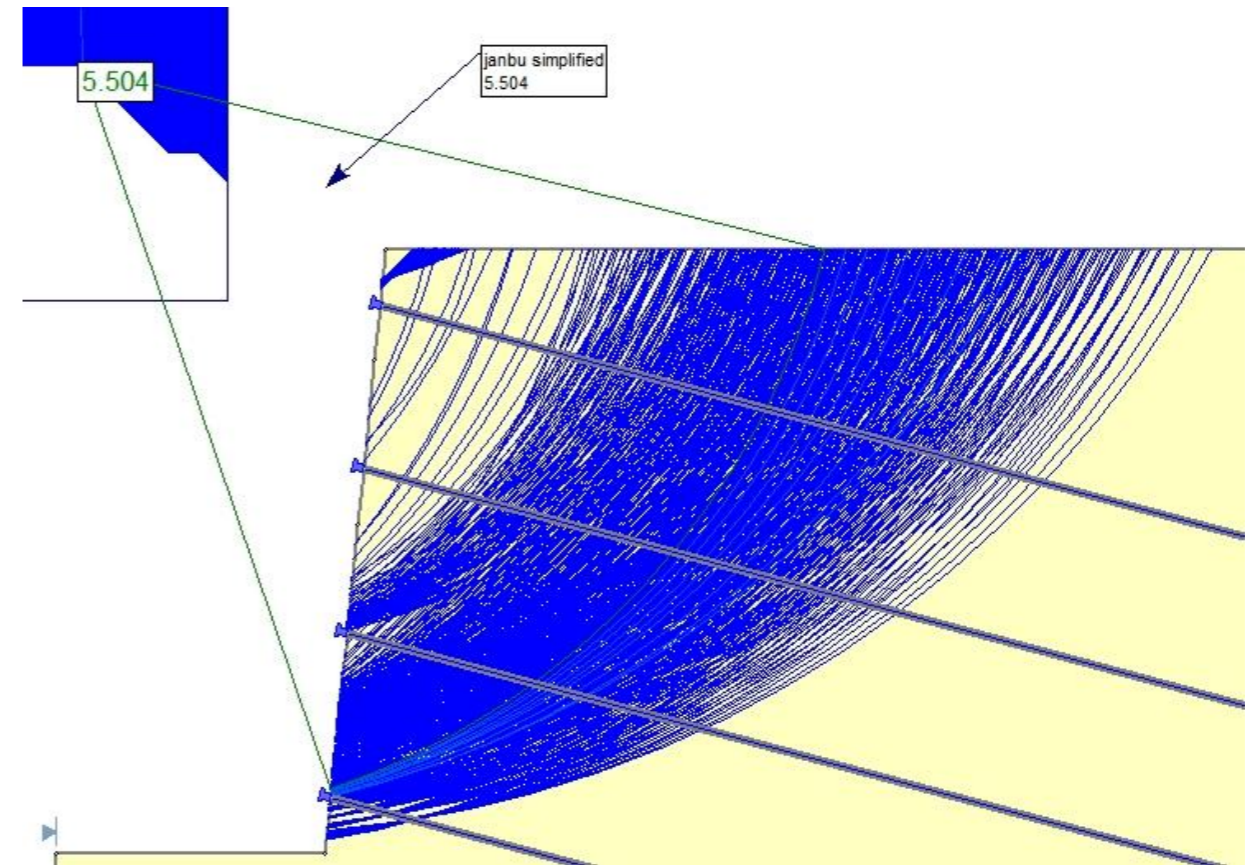
NAIL 2



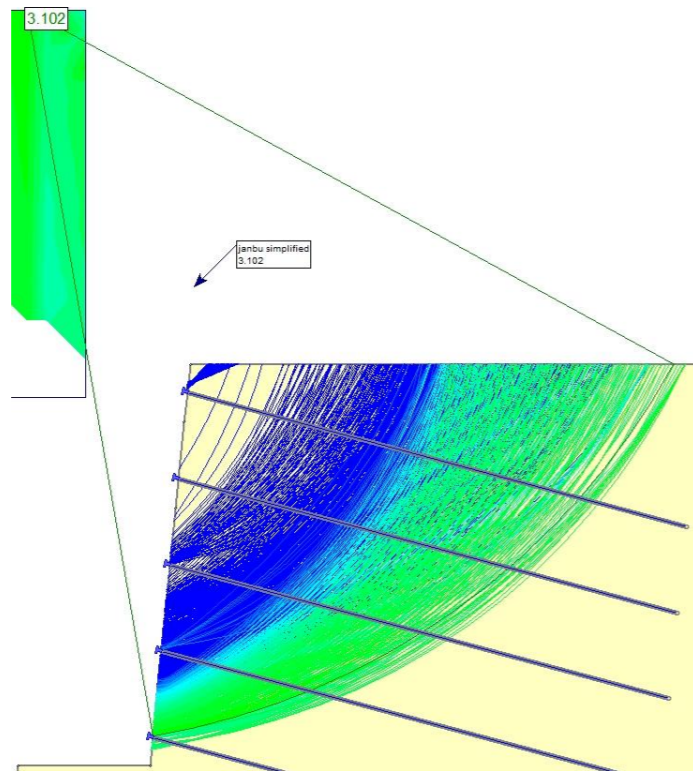
NAIL 3



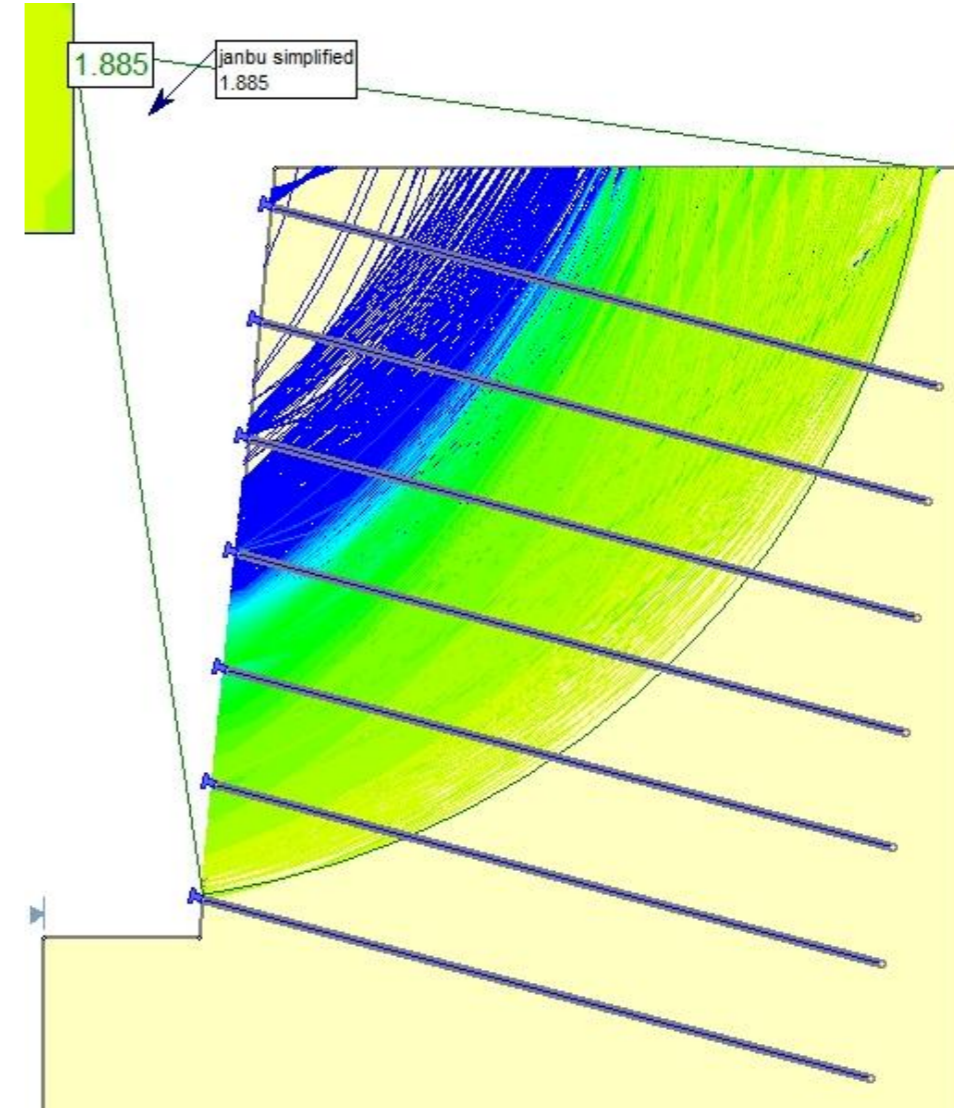
NAIL 4



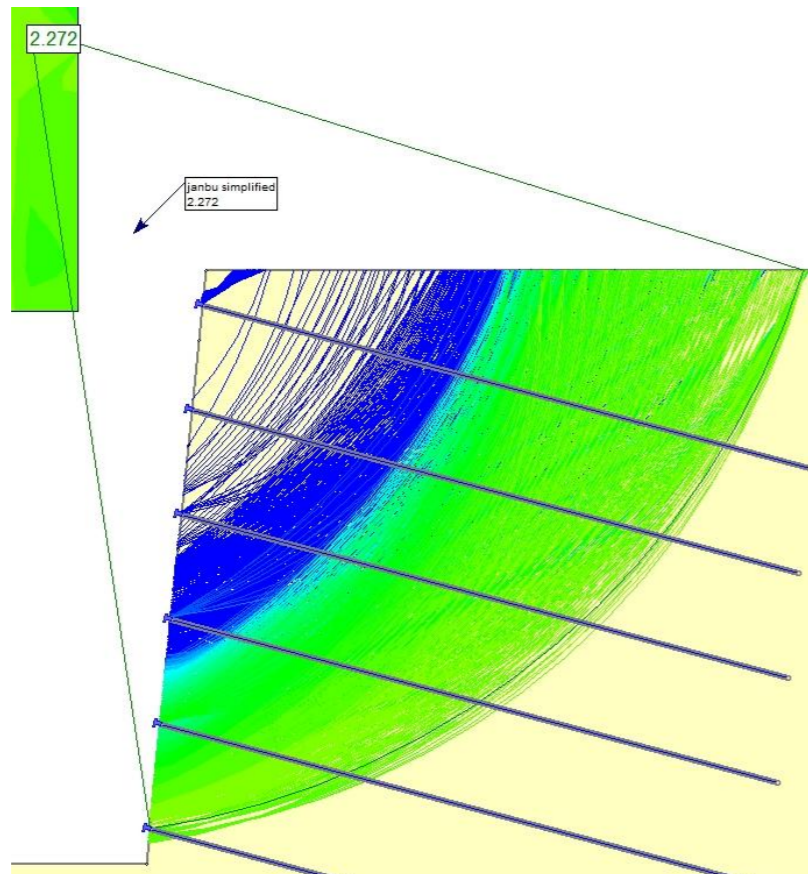
NAIL 5



NAIL 7

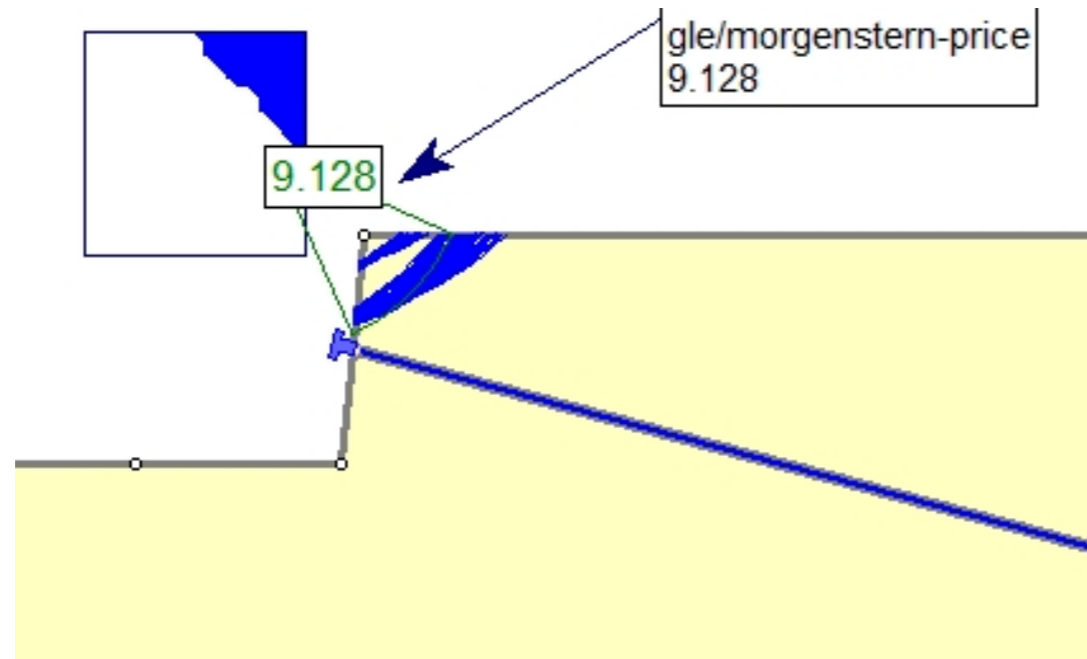


NAIL 6

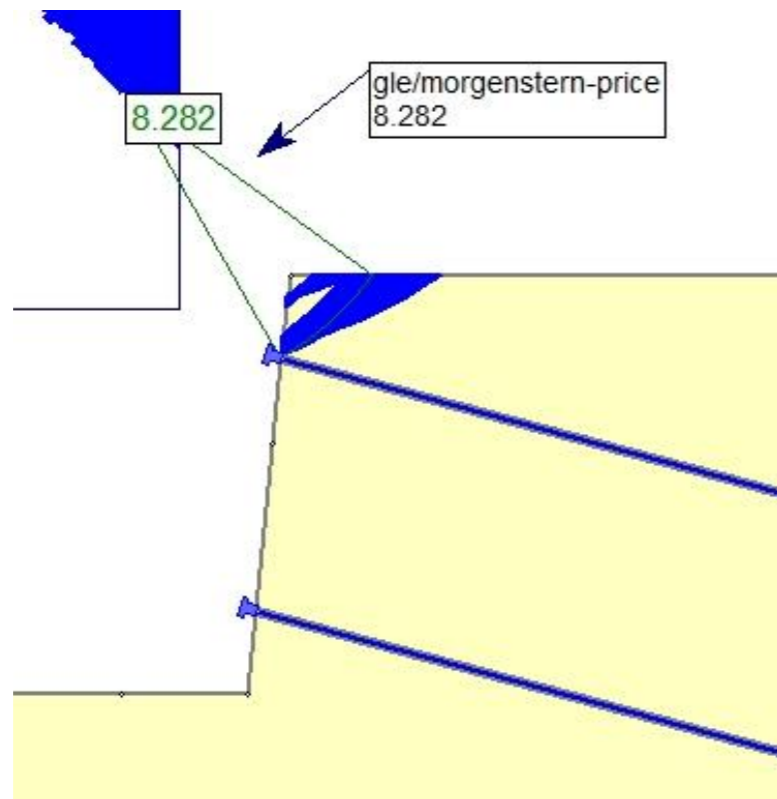


B1.1.4.3 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 9$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

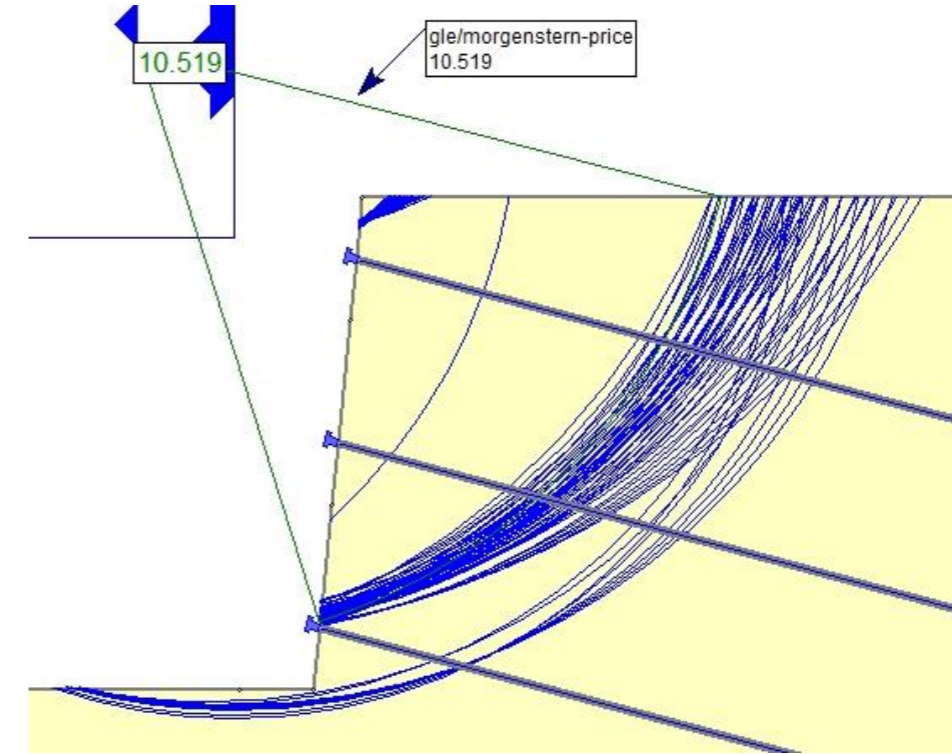
NAIL 1



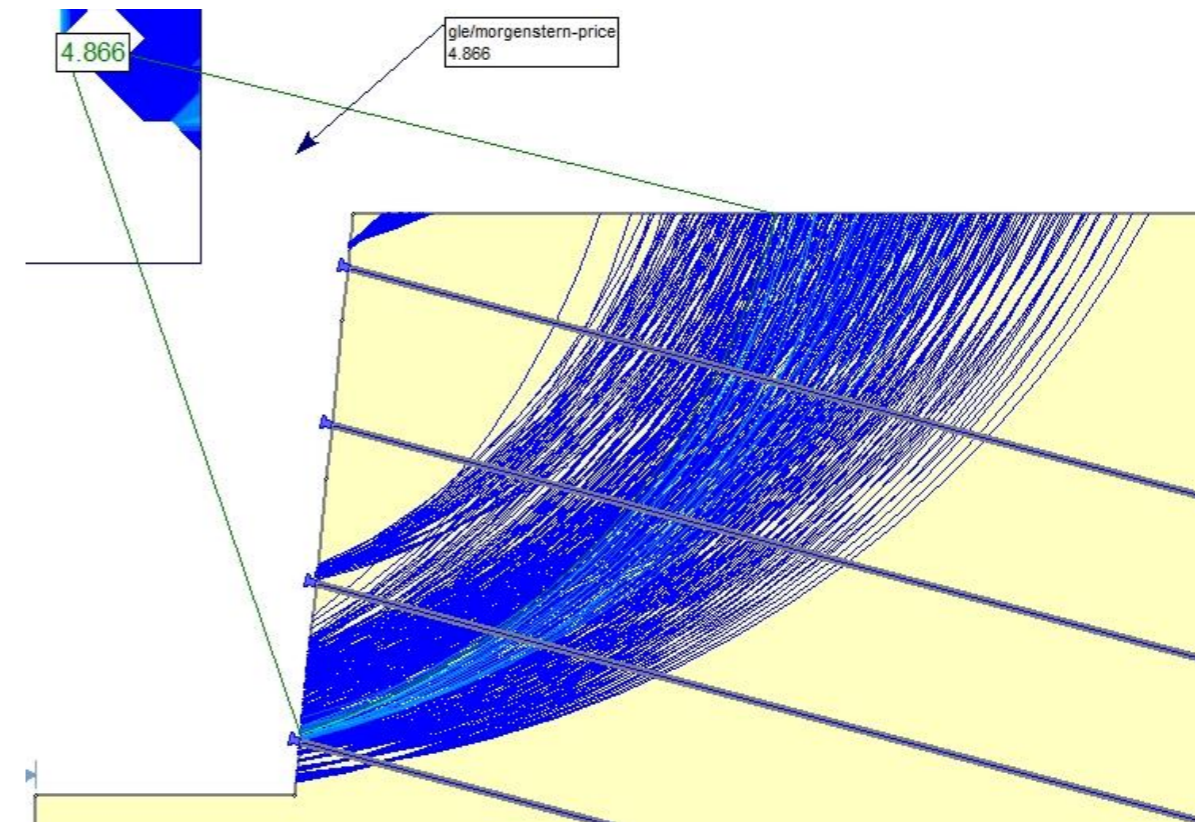
NAIL 2



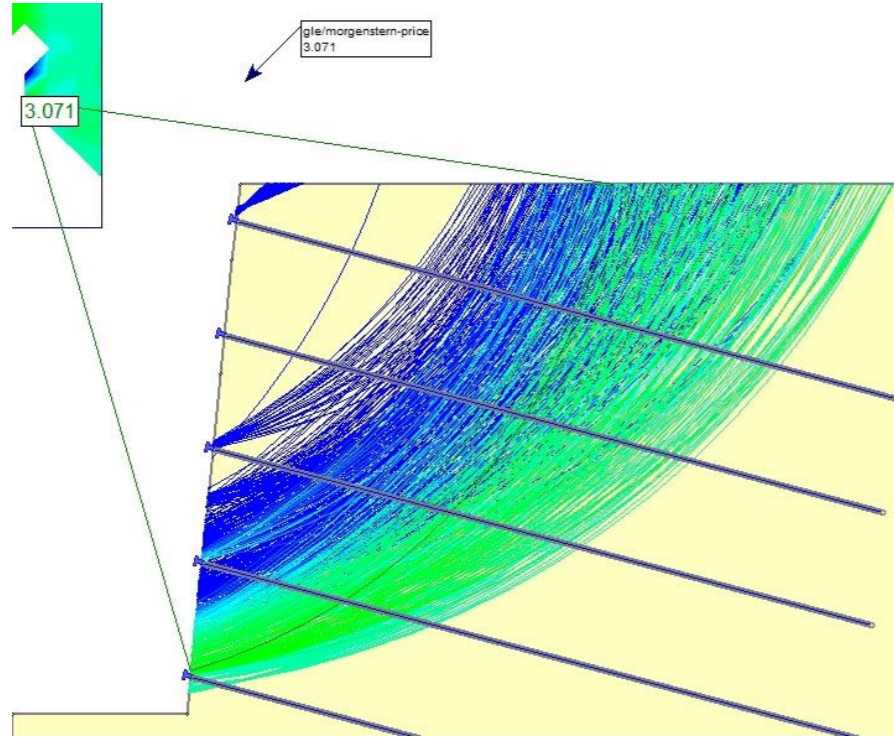
NAIL 3



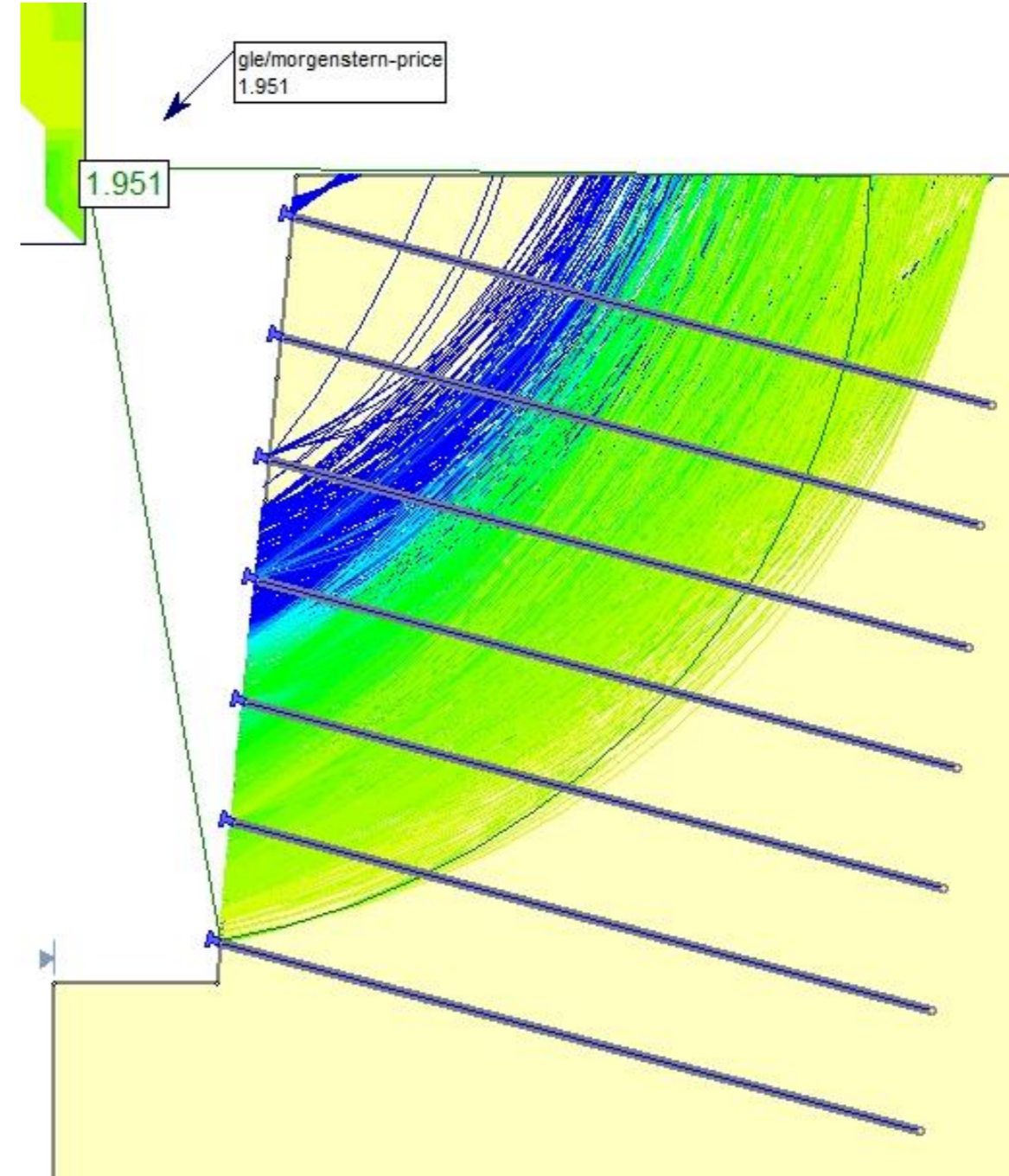
NAIL 4



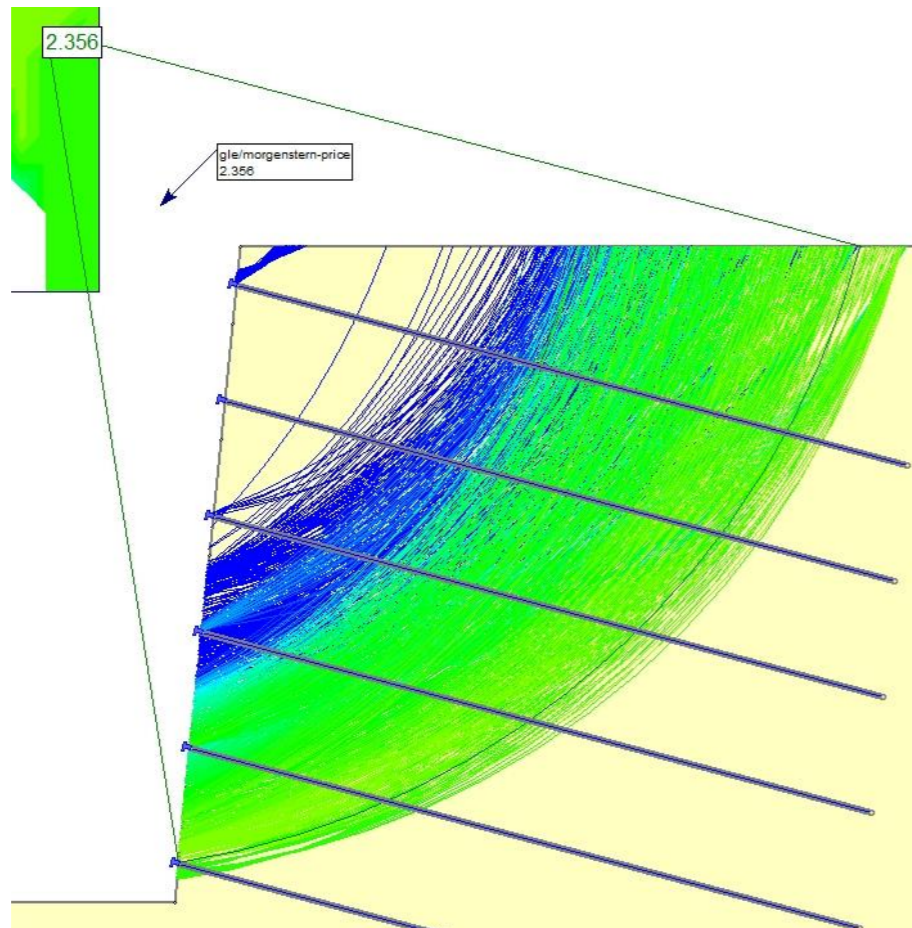
NAIL 5



NAIL 7

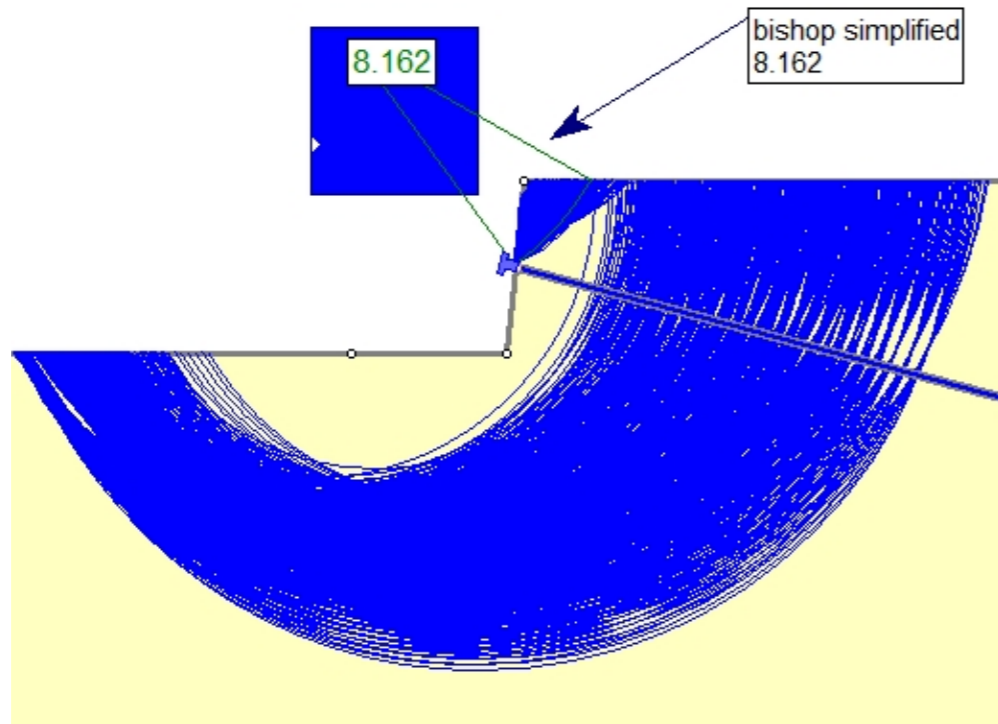


NAIL 6

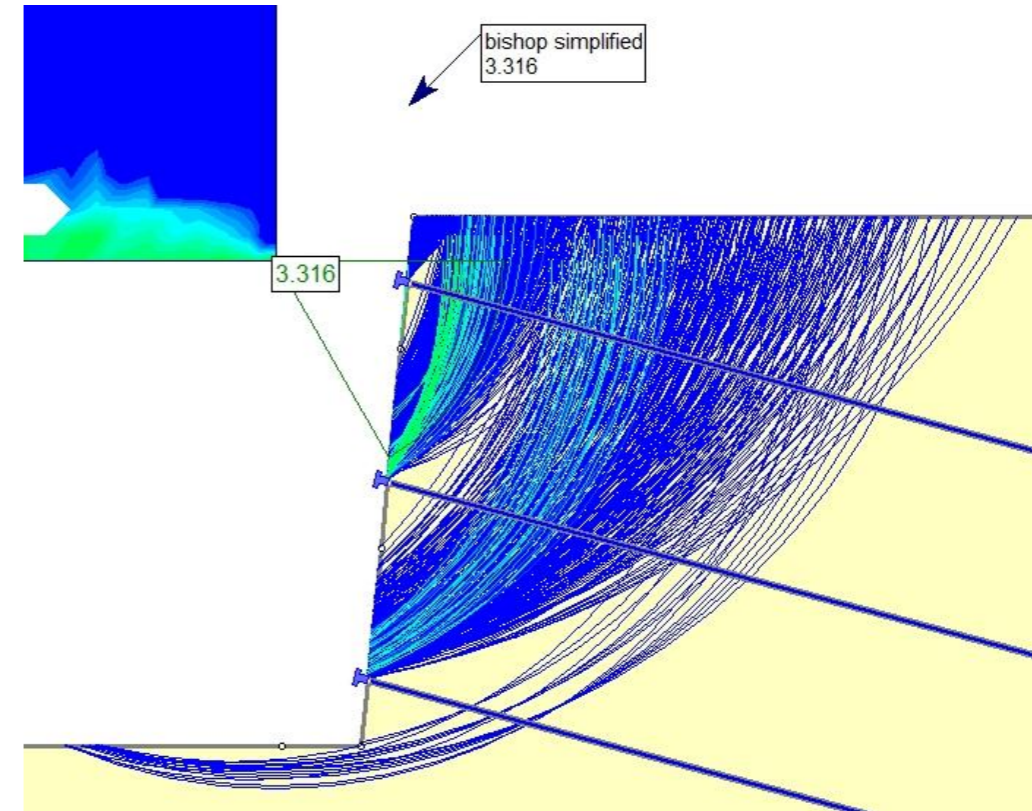


B1.1.5.1 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 10$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

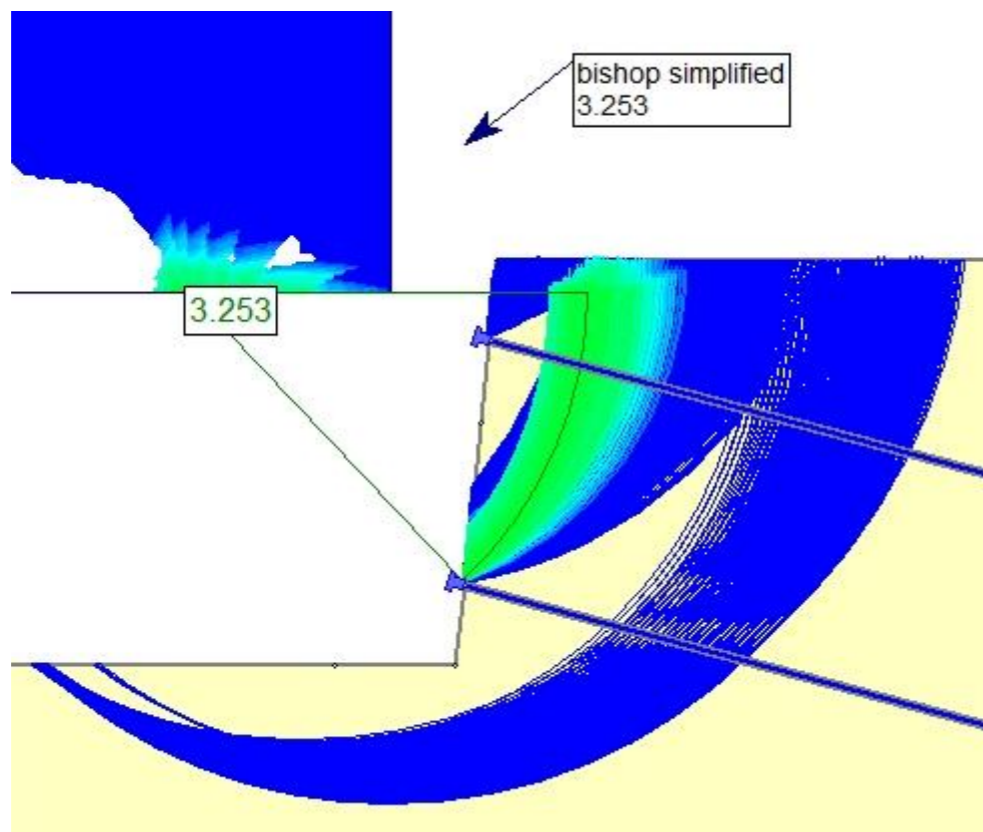
NAIL 1



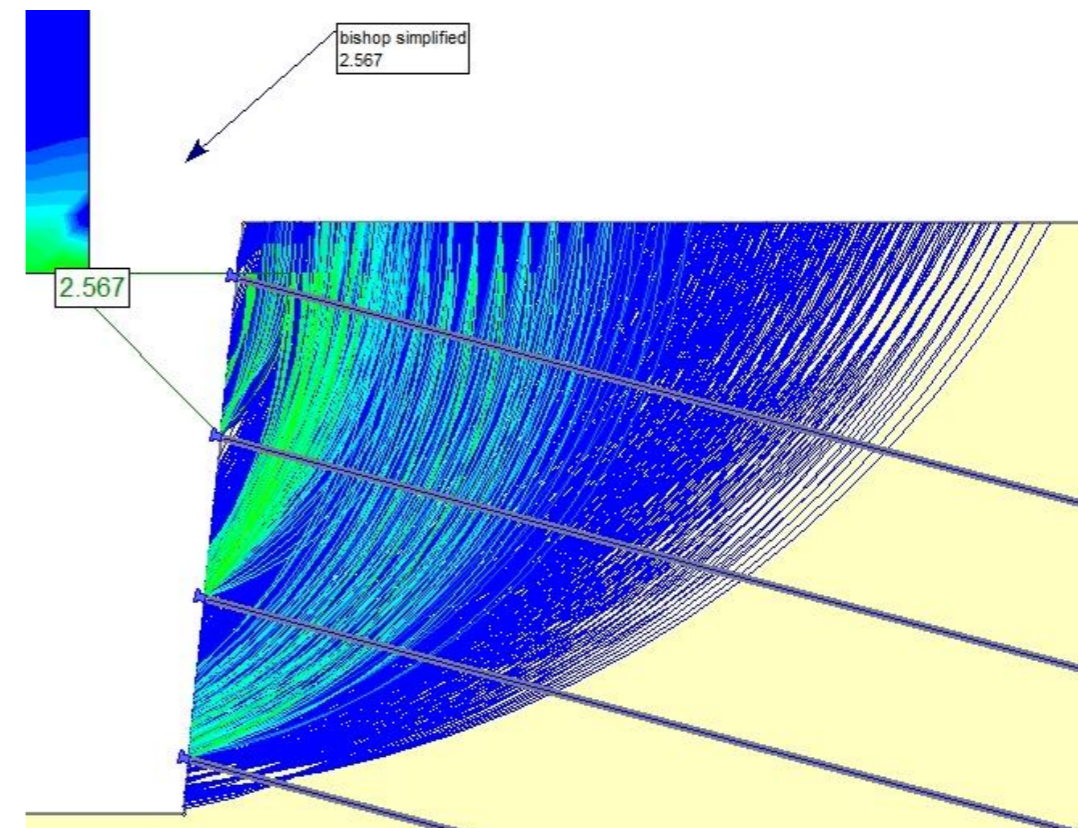
NAIL 3



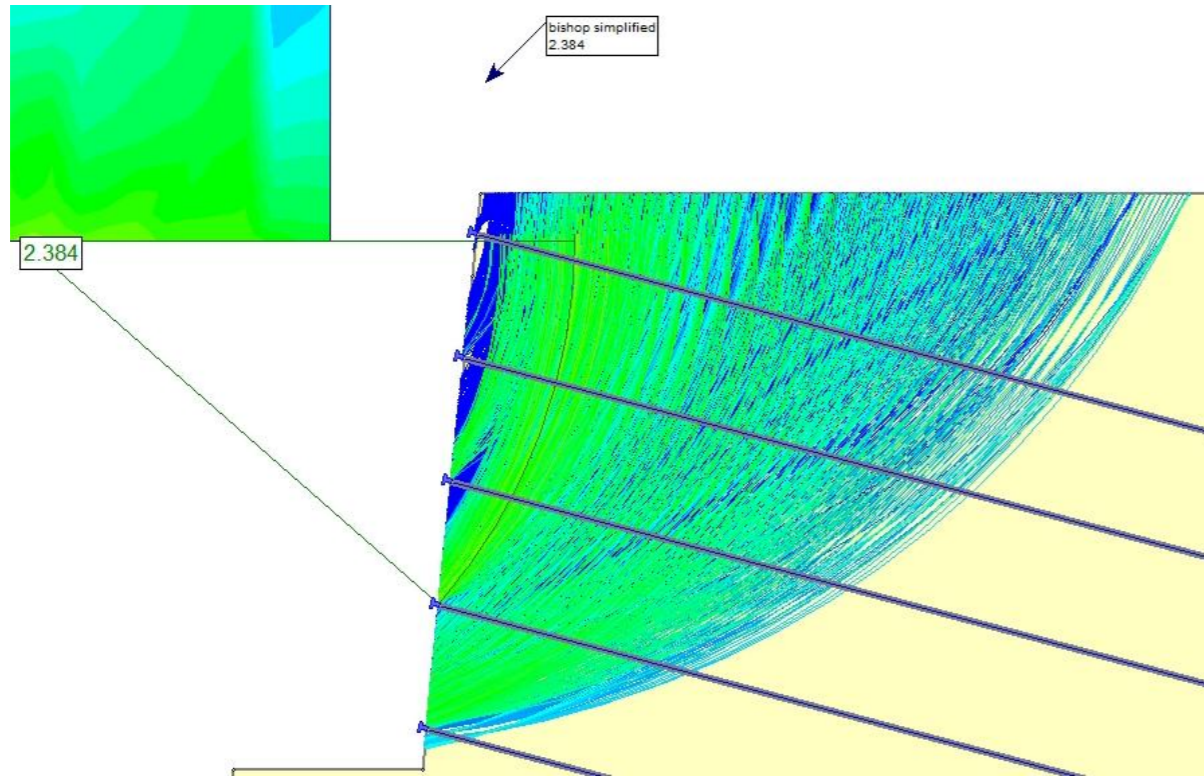
NAIL 2



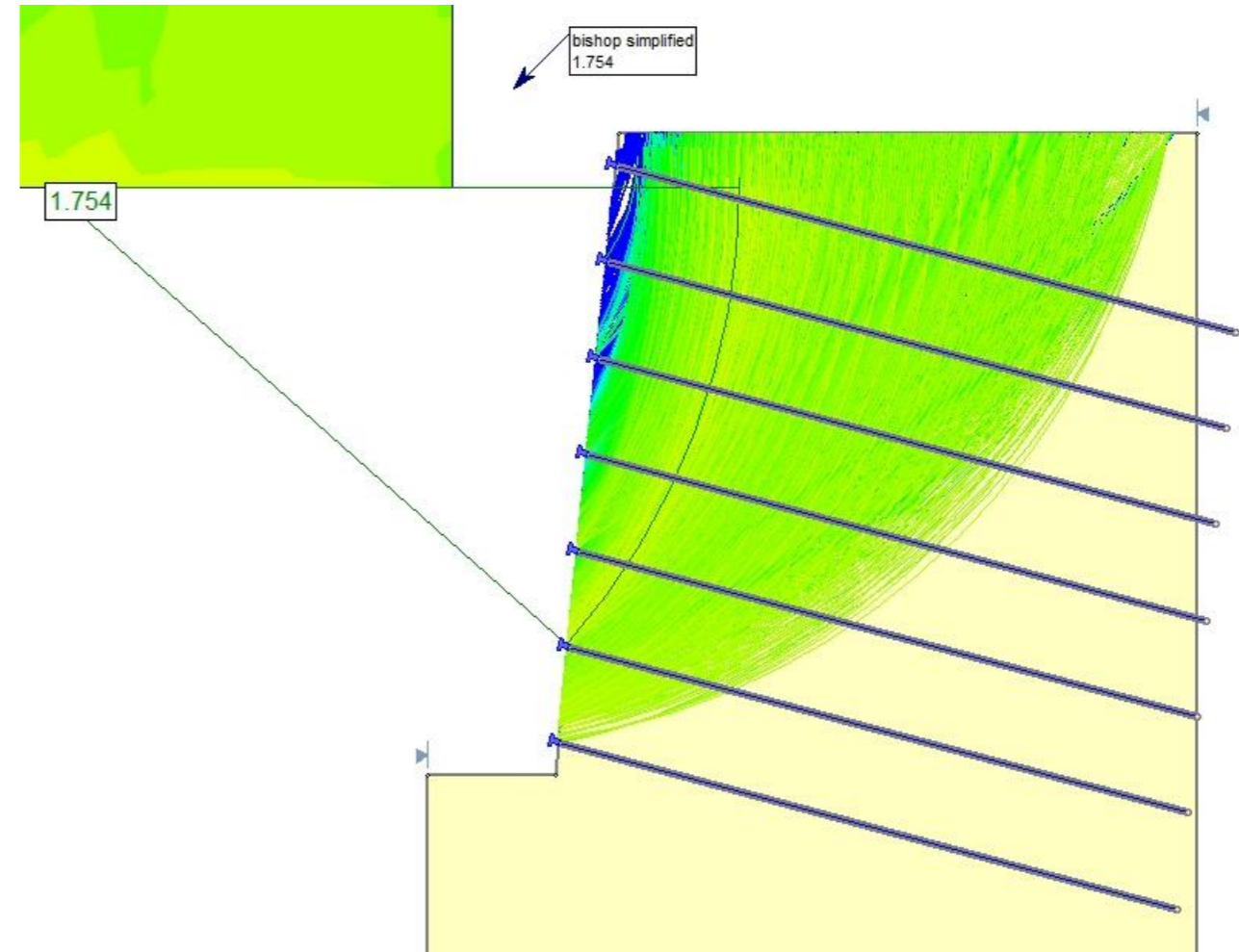
NAIL 4



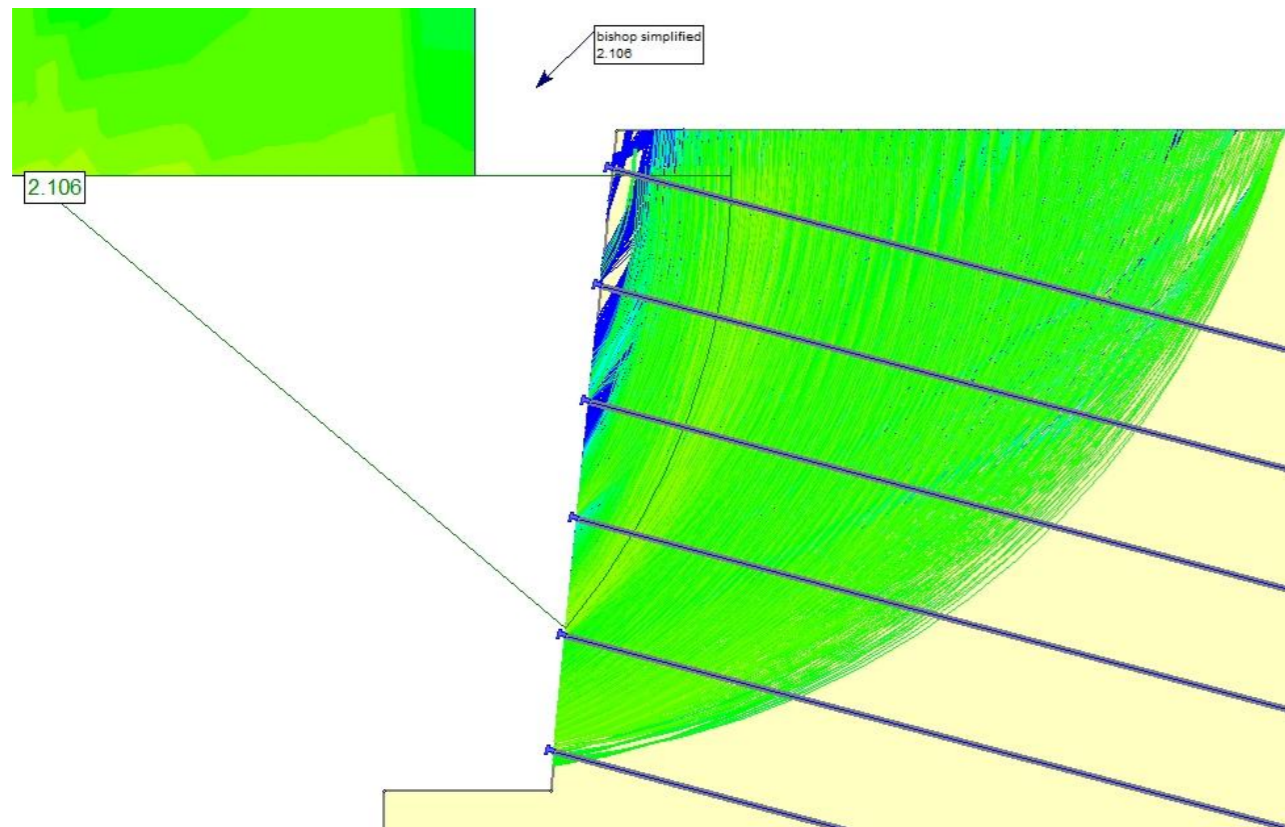
NAIL 5



NAIL 7

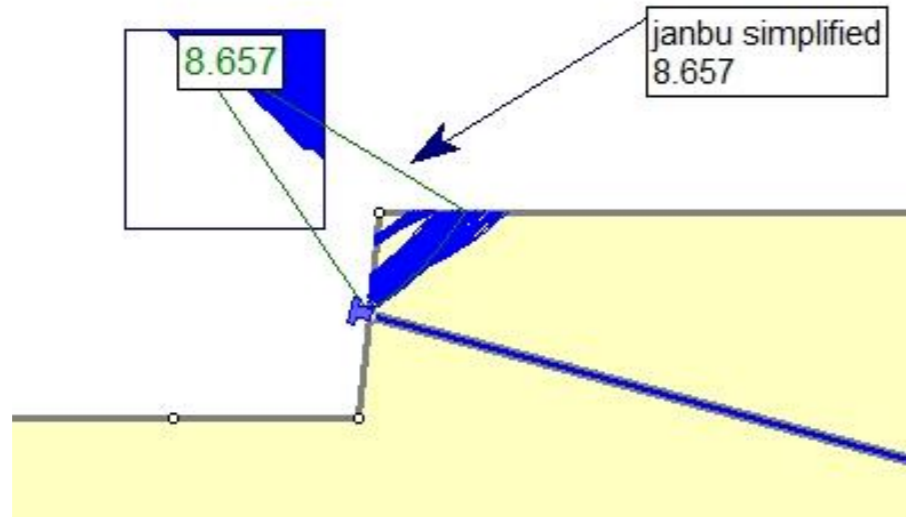


NAIL 6

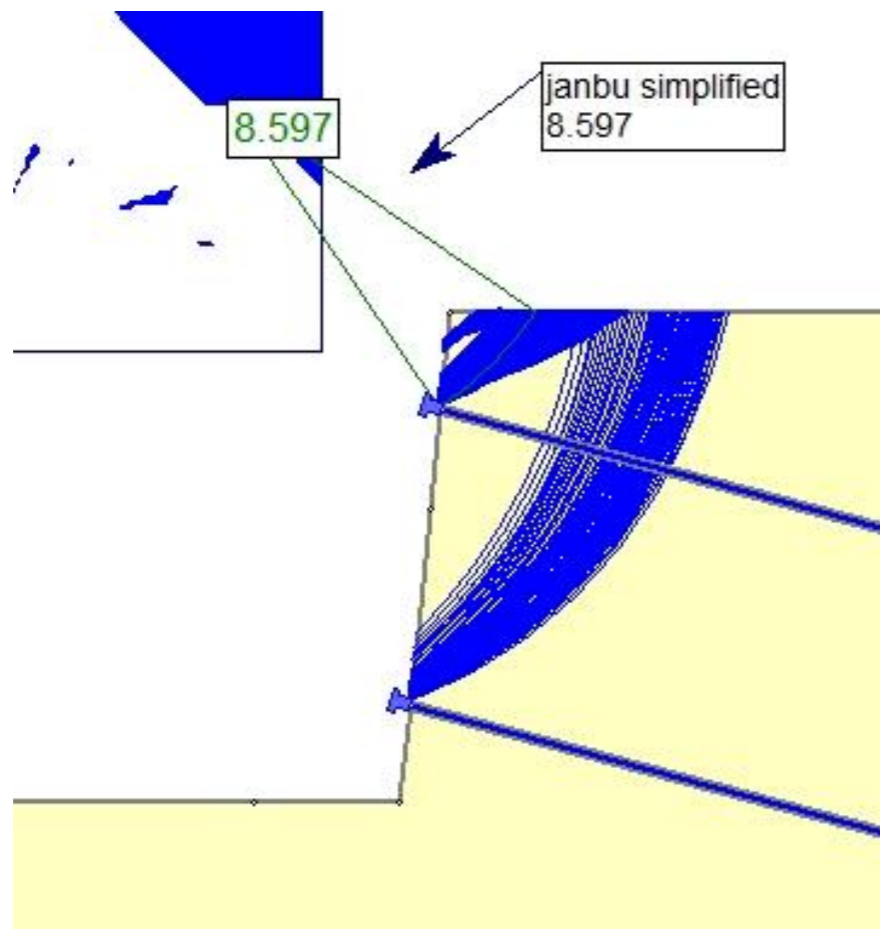


B1.1.5.2 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 10$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

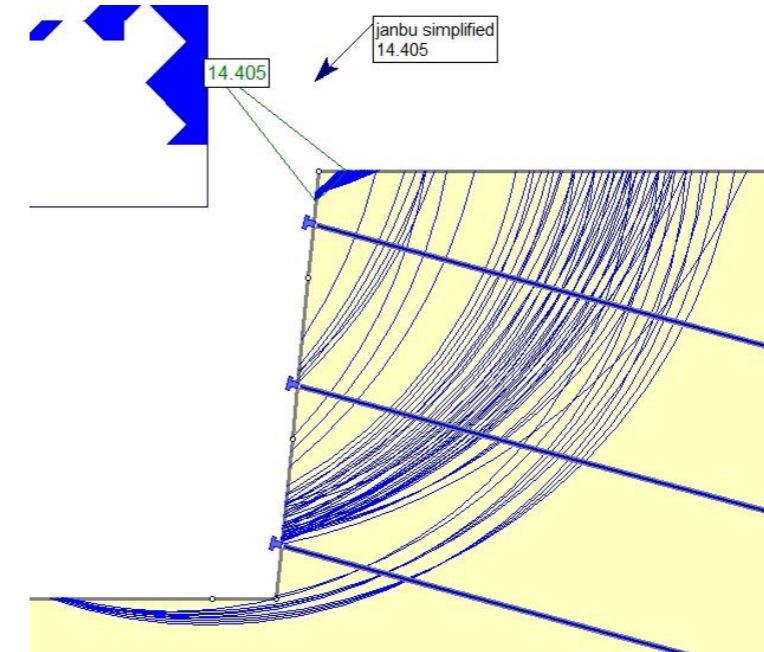
NAIL 1



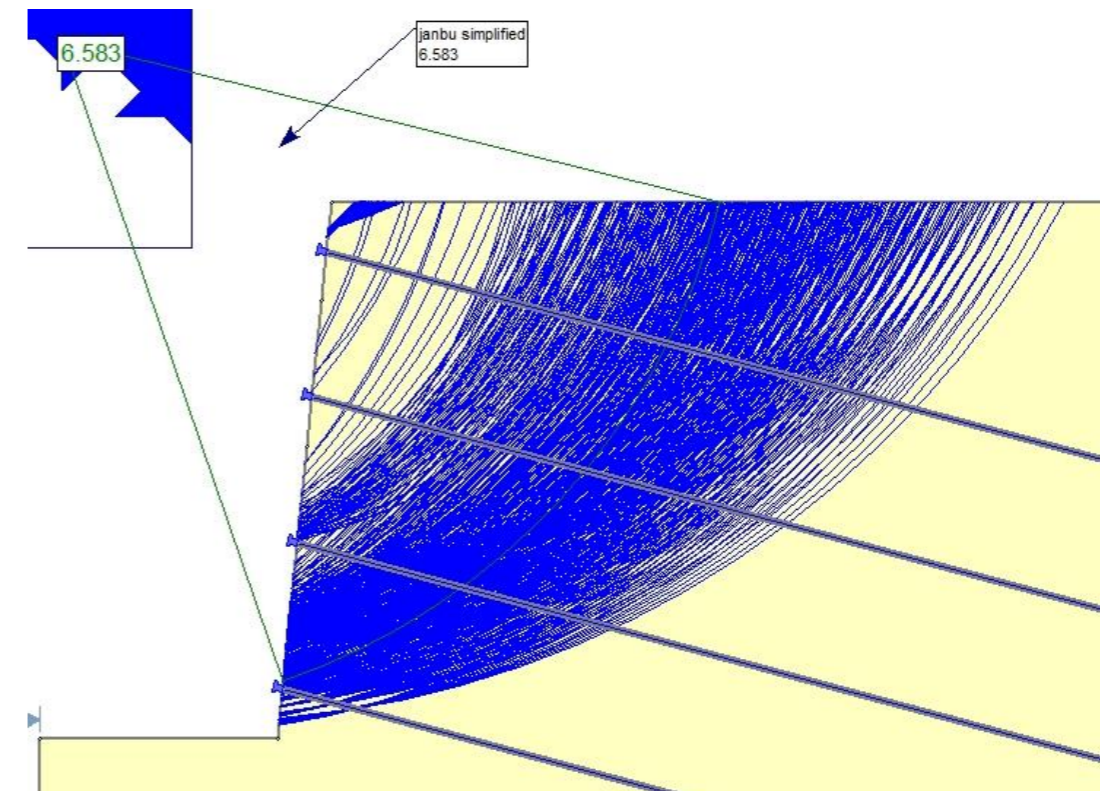
NAIL 2



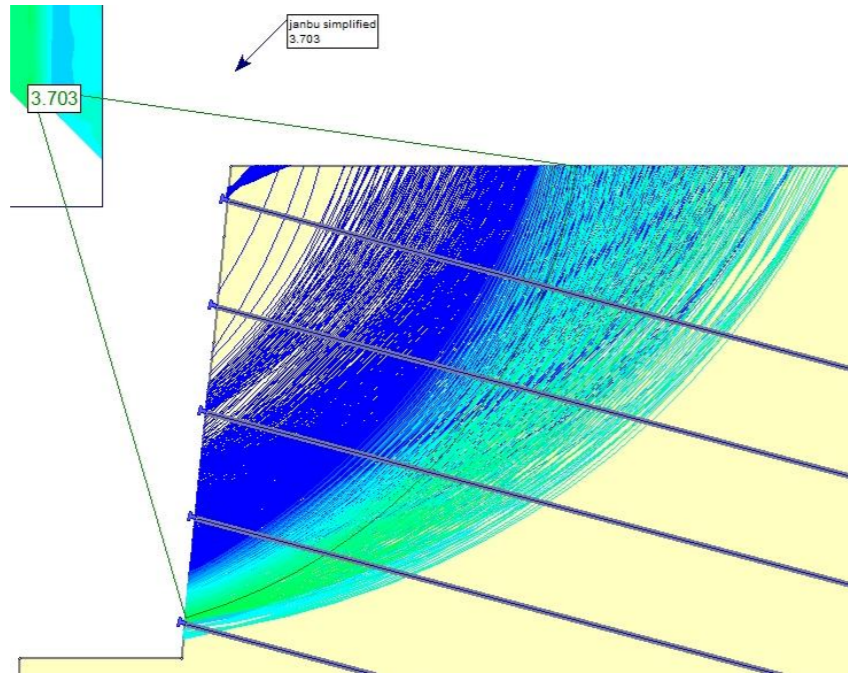
NAIL 3



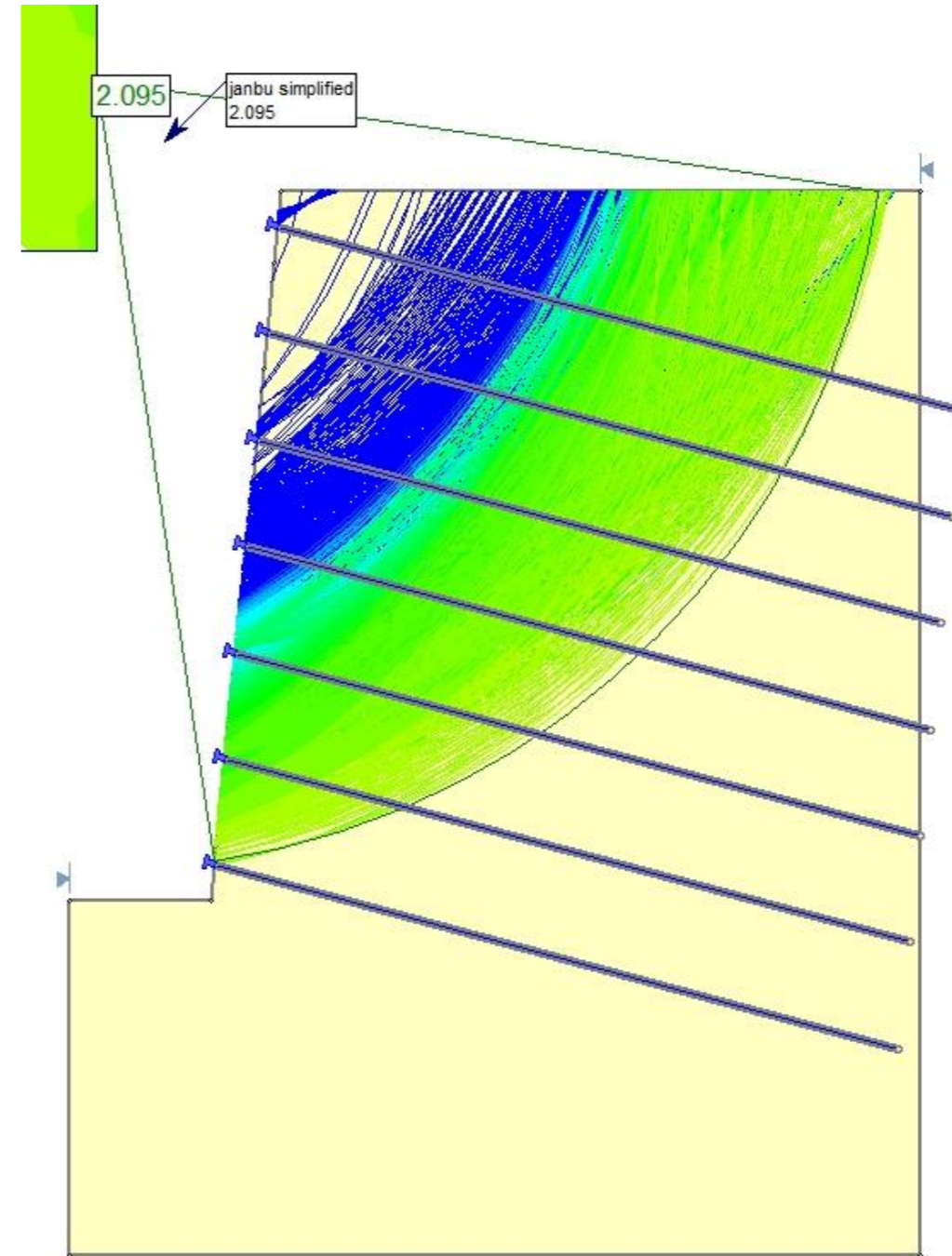
NAIL 4



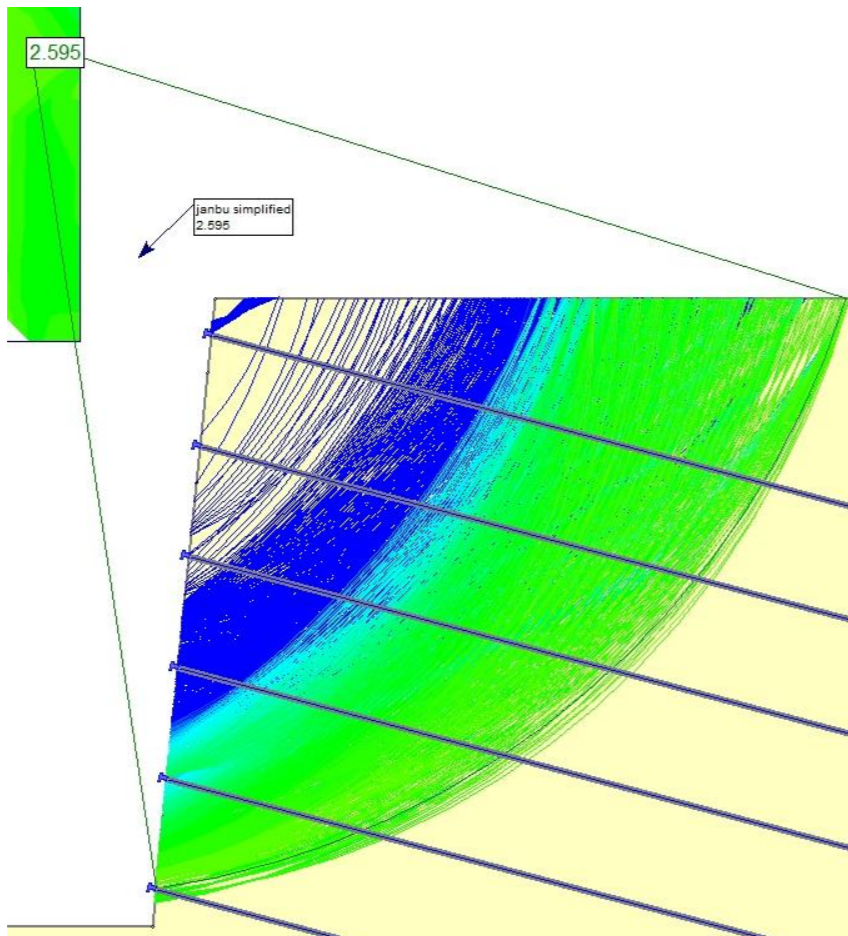
NAIL 5



NAIL 7

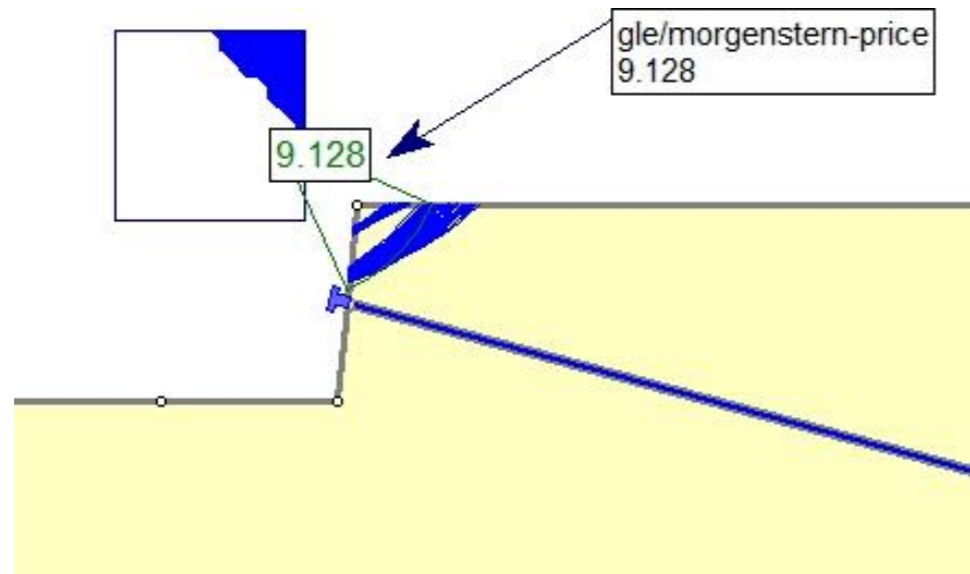


NAIL 6

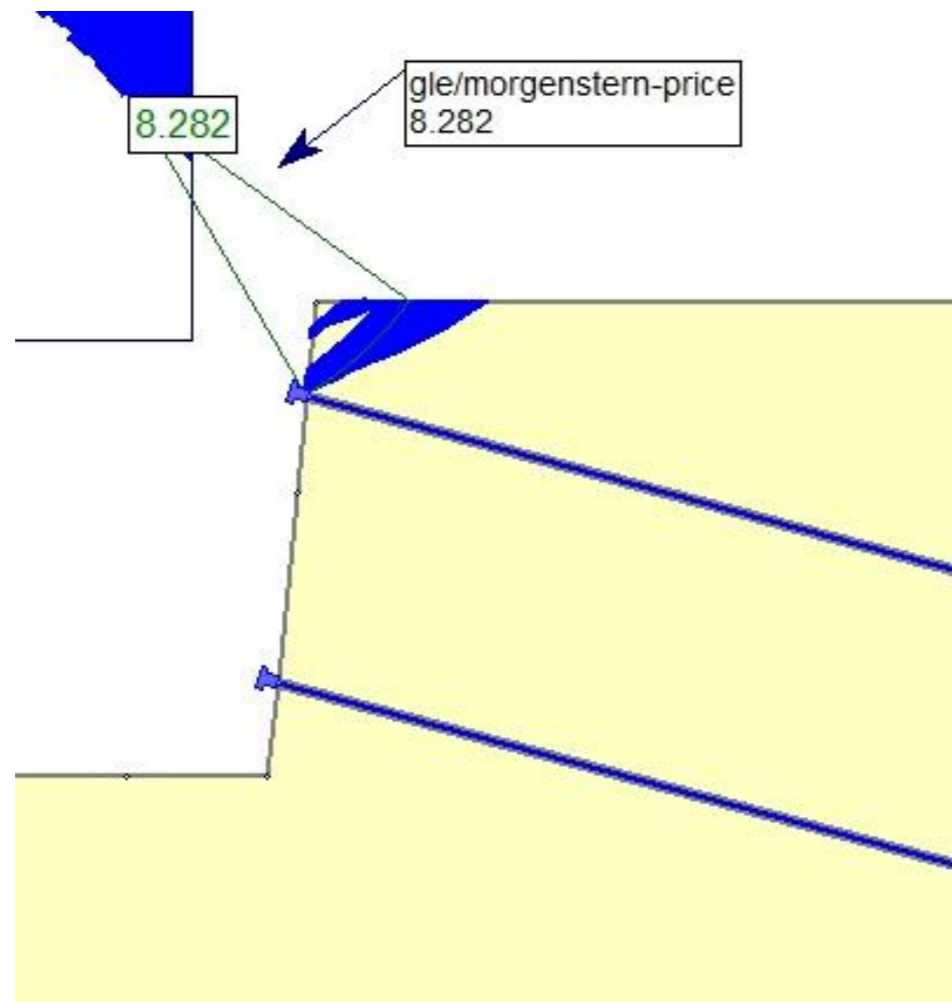


B1.1.5.3 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 10$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

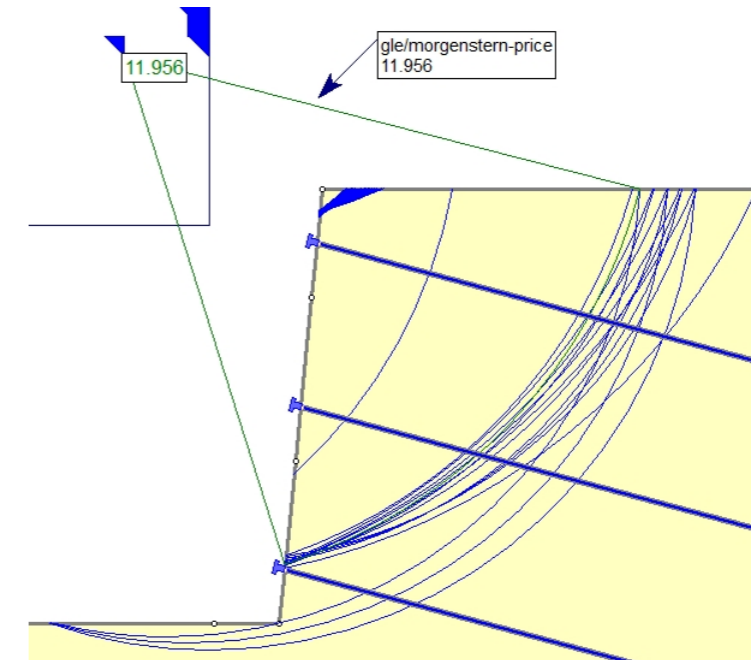
NAIL 1



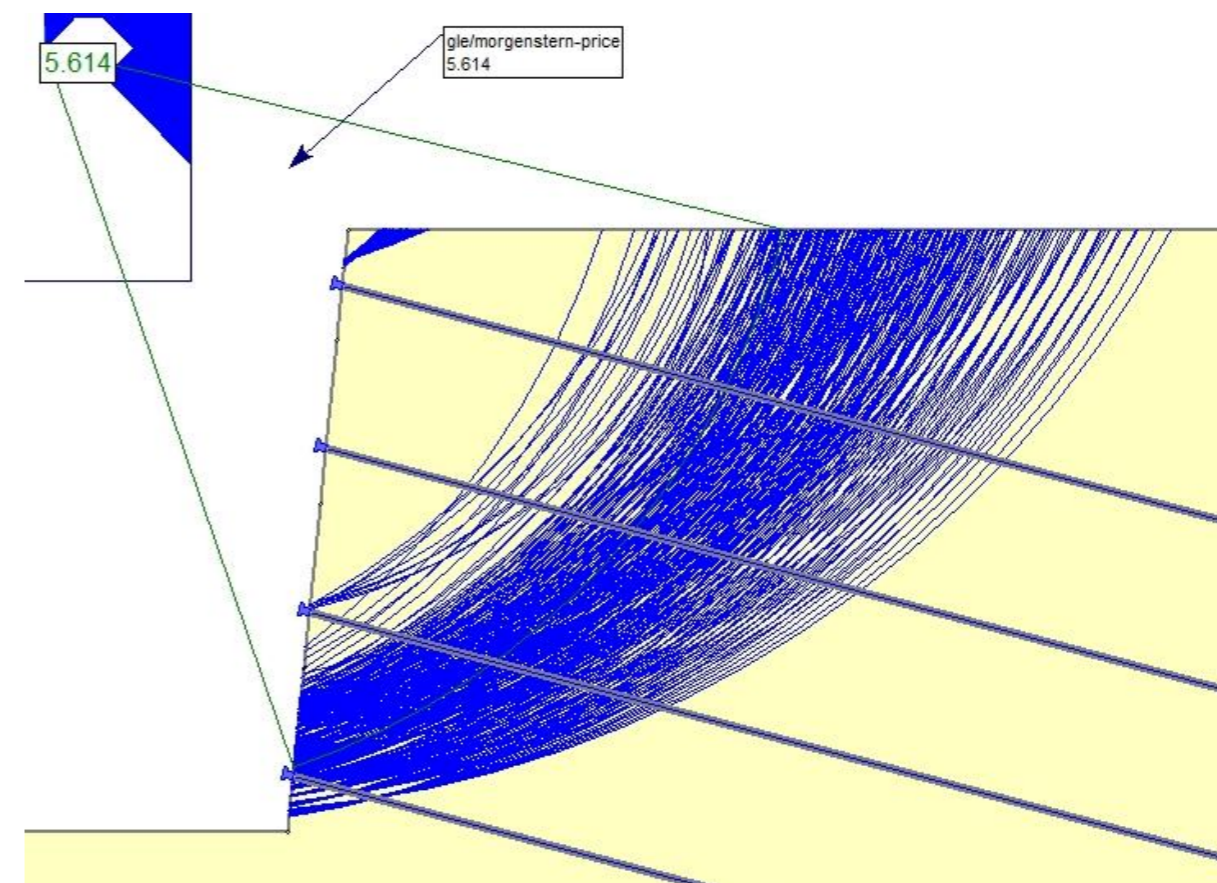
NAIL 2



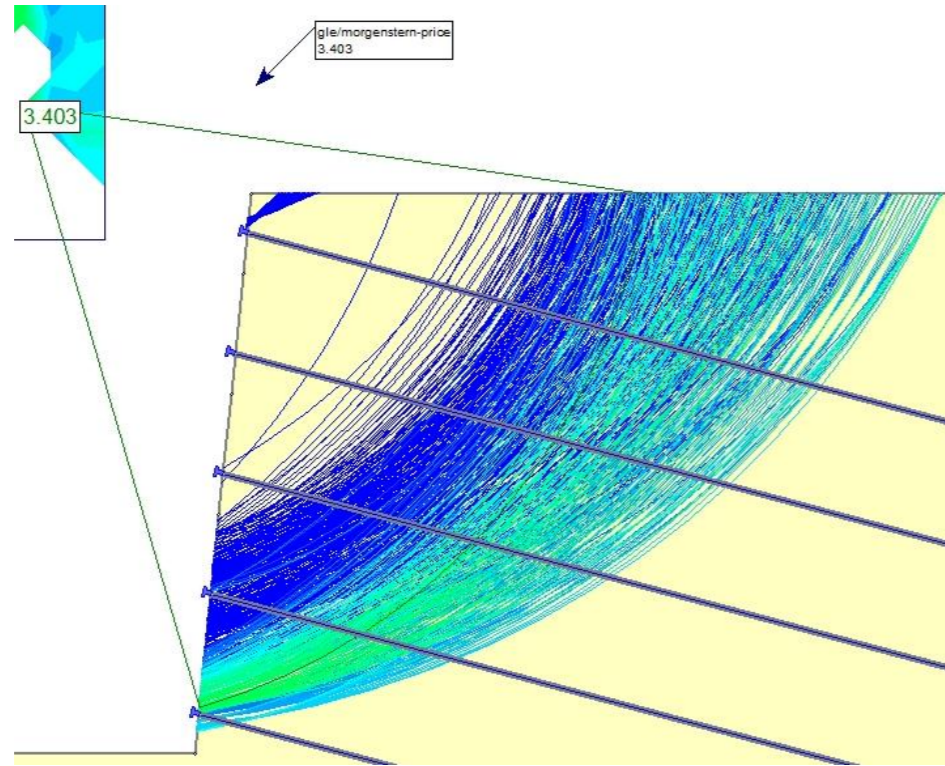
NAIL 3



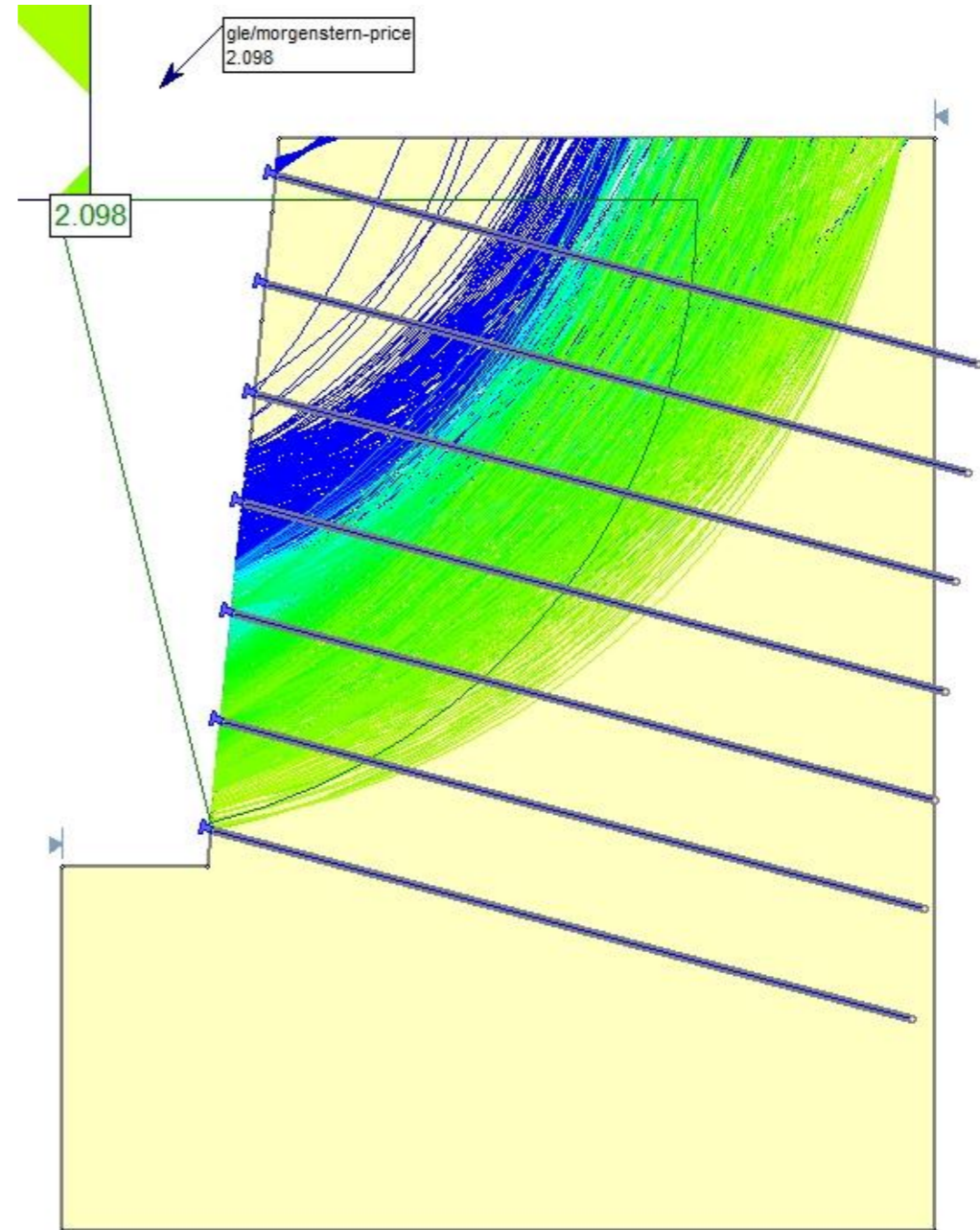
NAIL 4



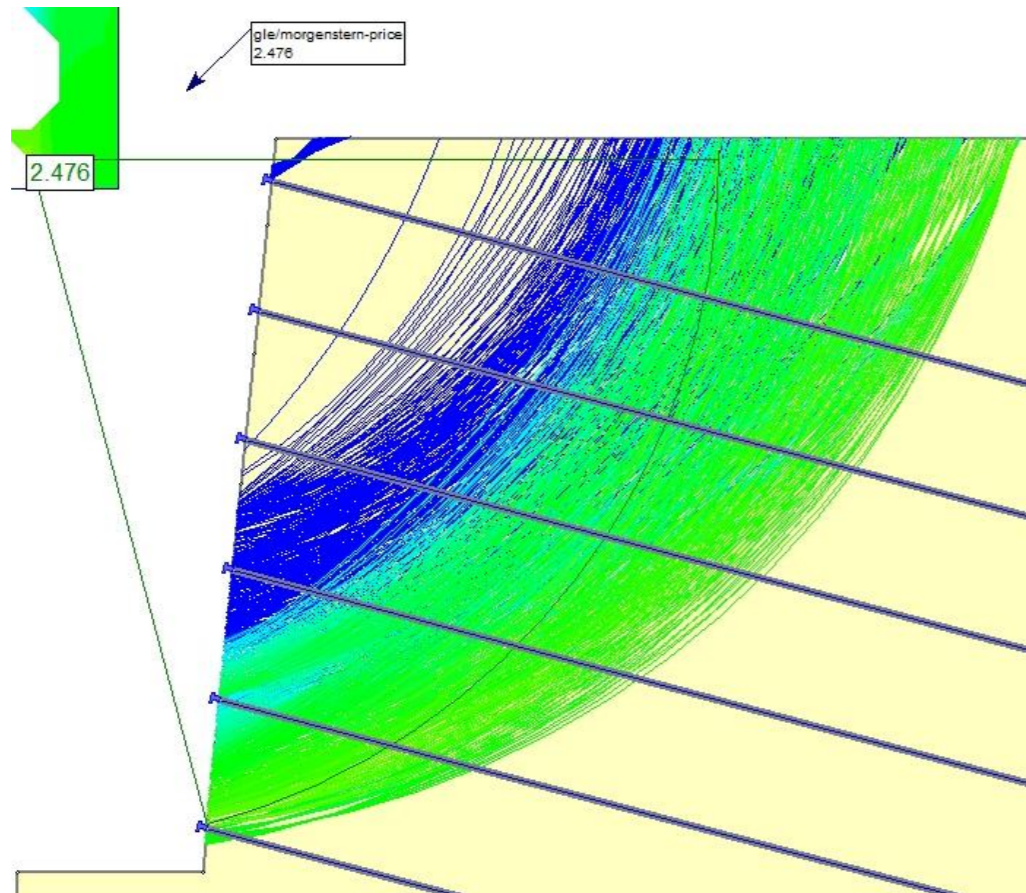
NAIL 5



NAIL 7

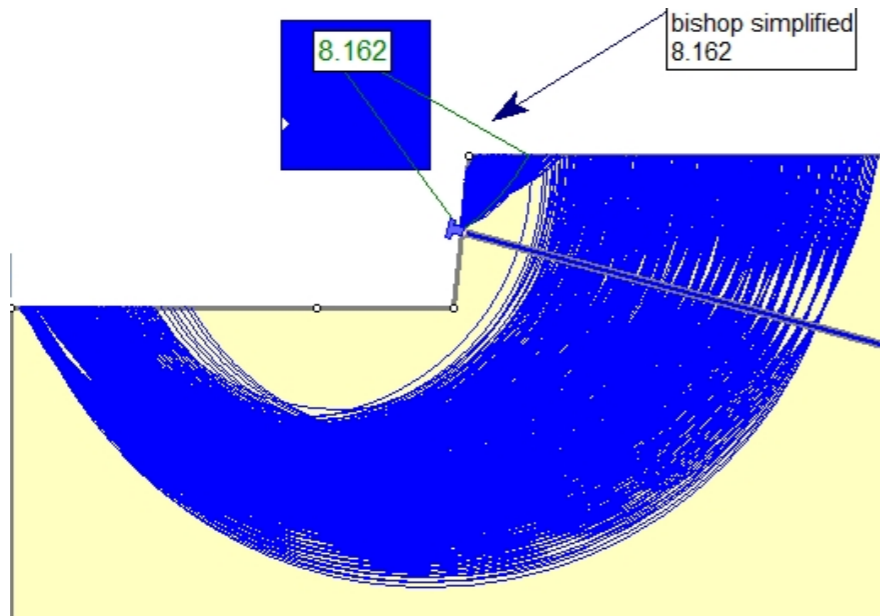


NAIL 6

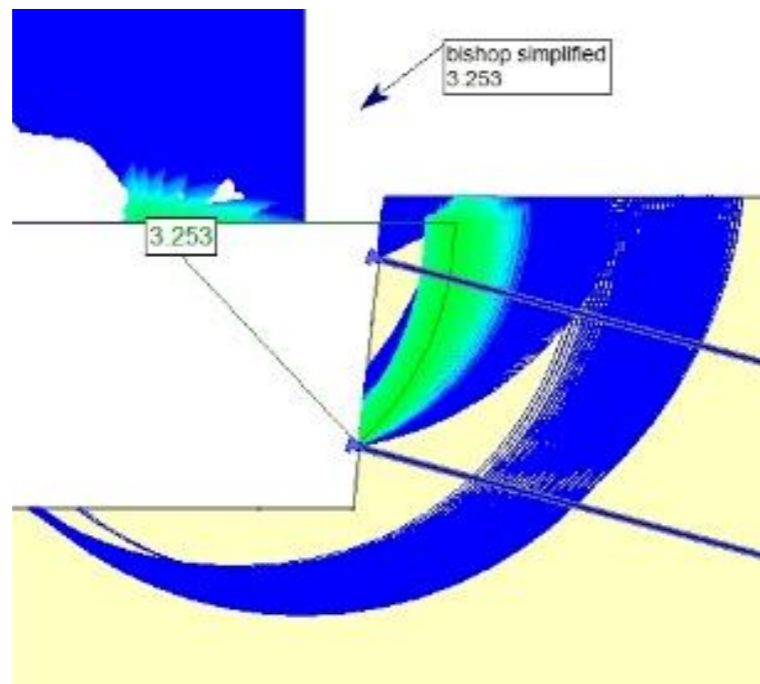


B1.1.6.1 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 11$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

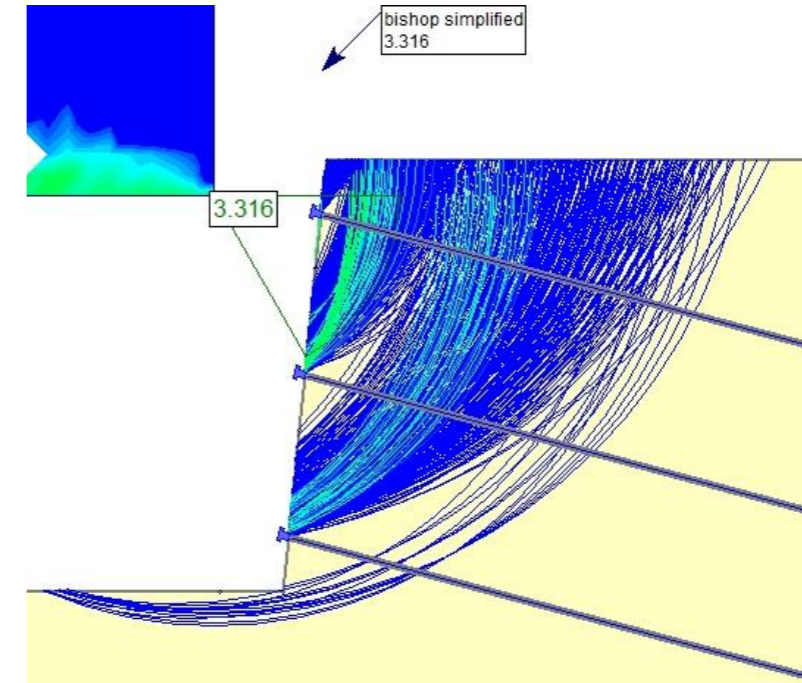
NAIL 1



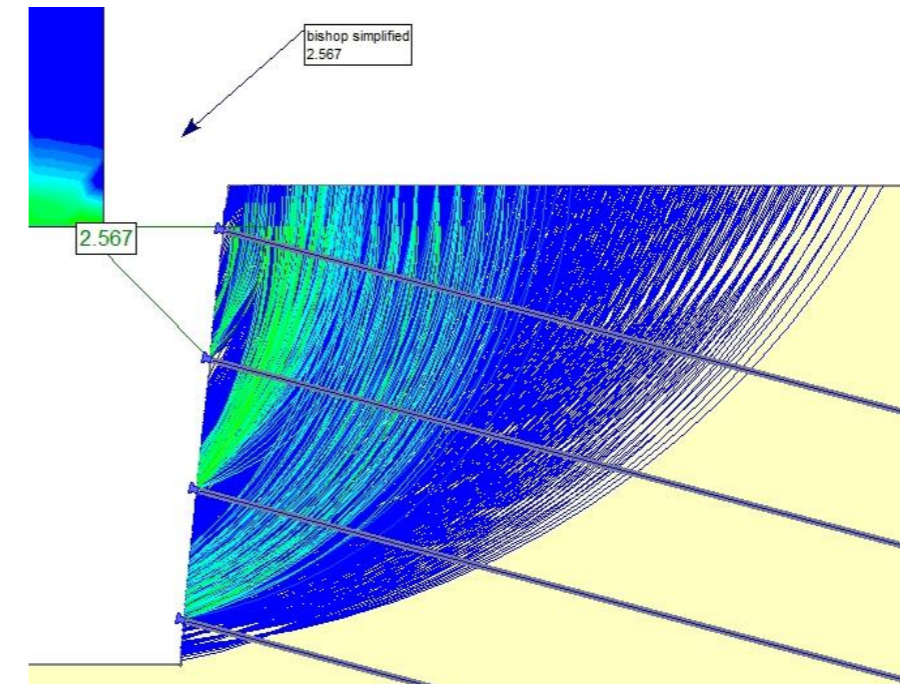
NAIL 2



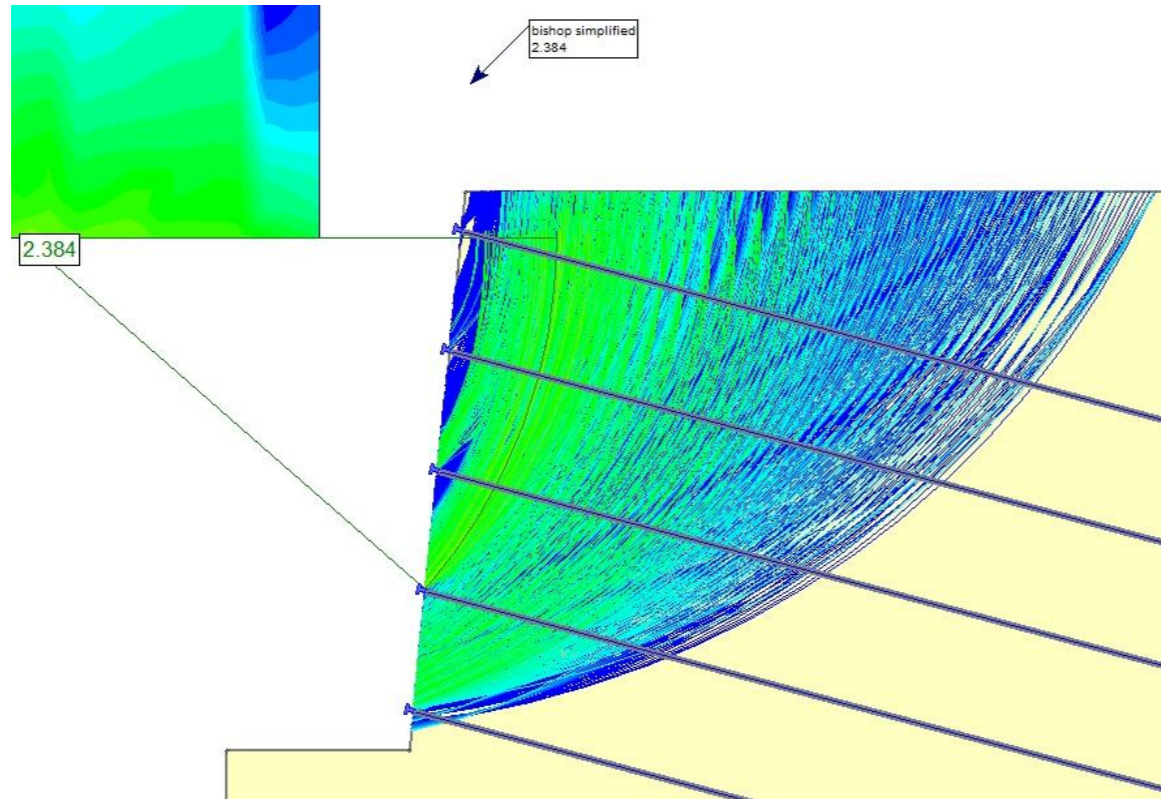
NAIL 3



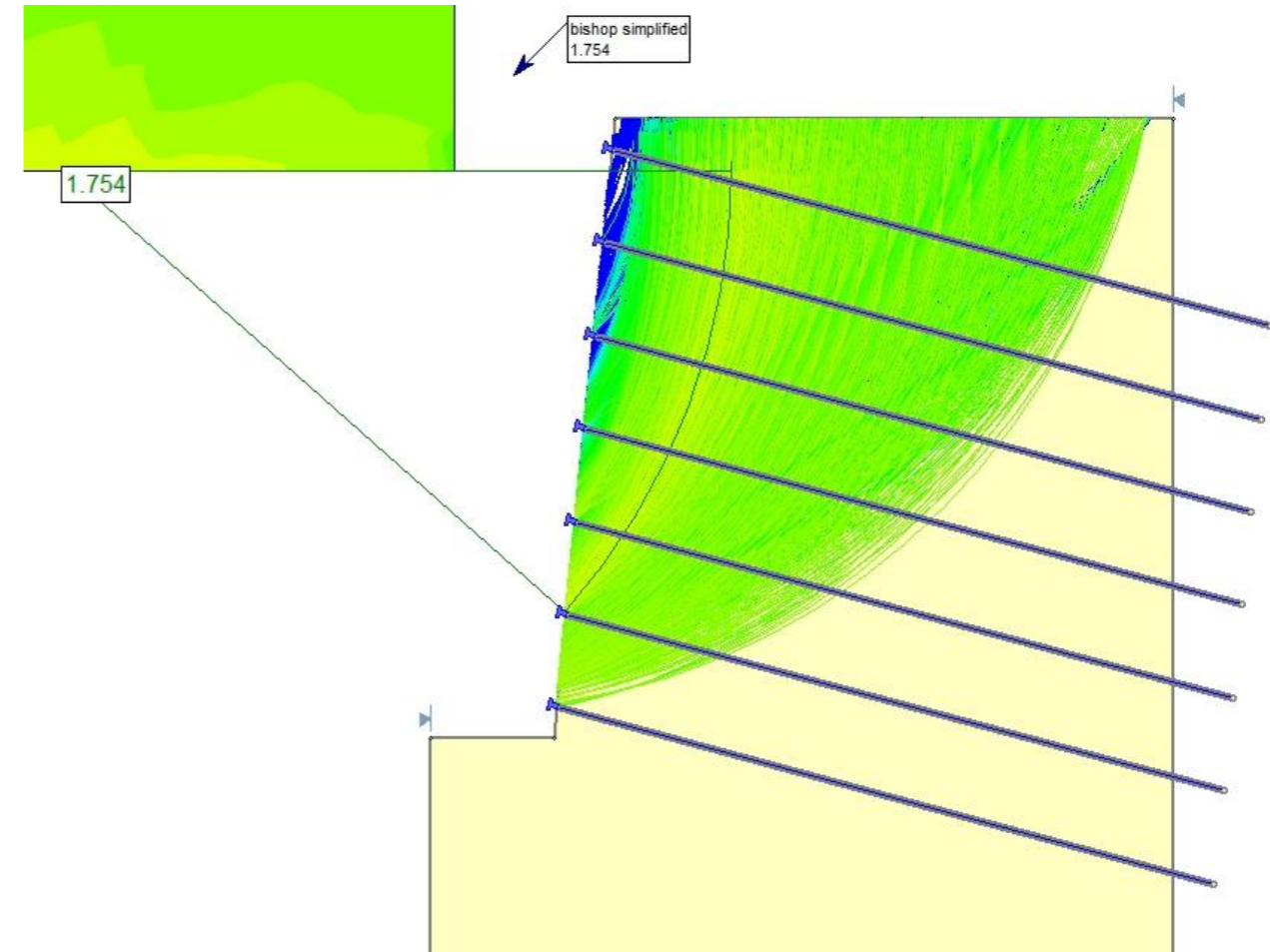
NAIL 4



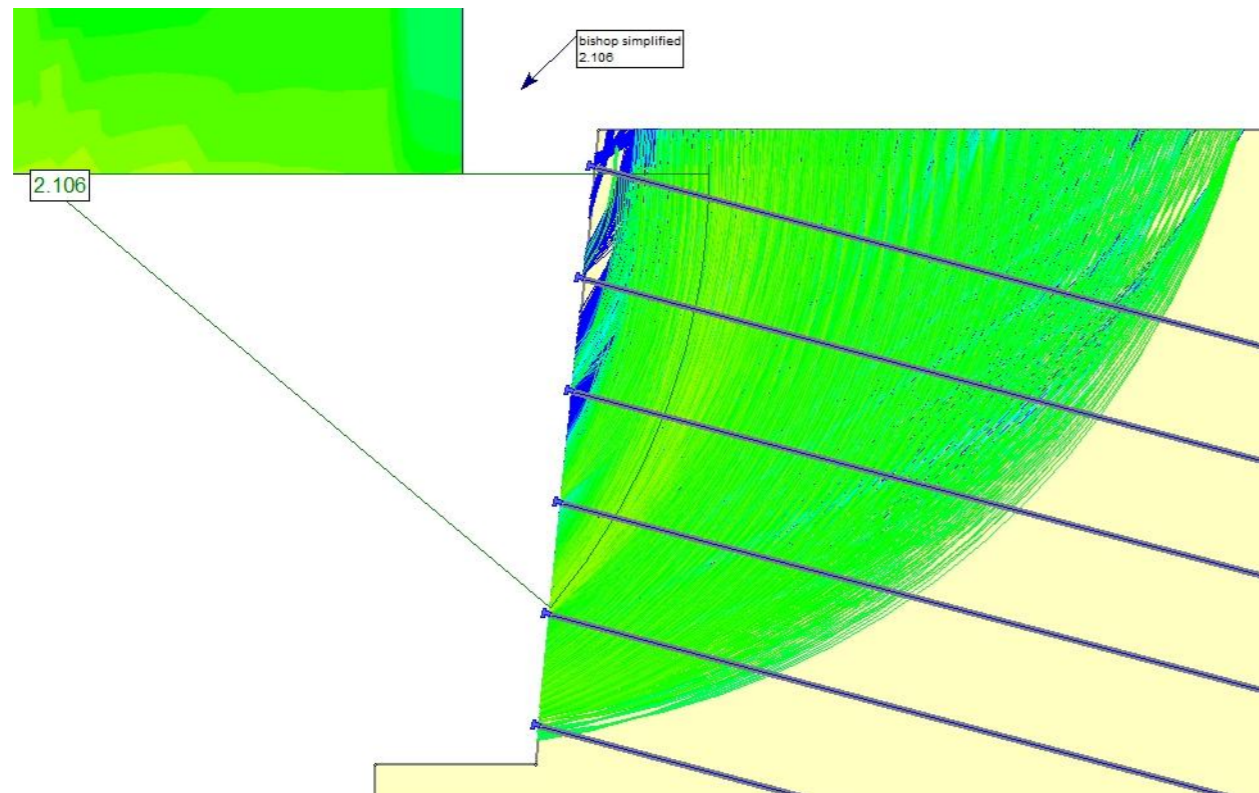
NAIL 5



NAIL 7

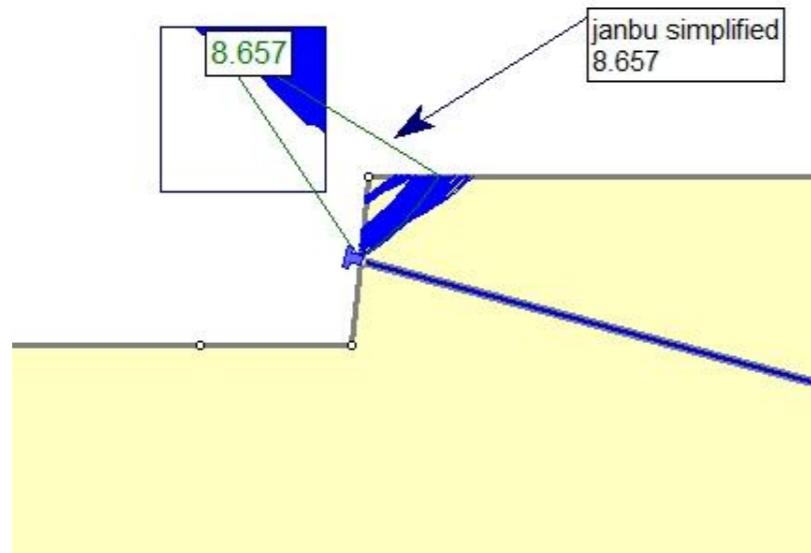


NAIL 6

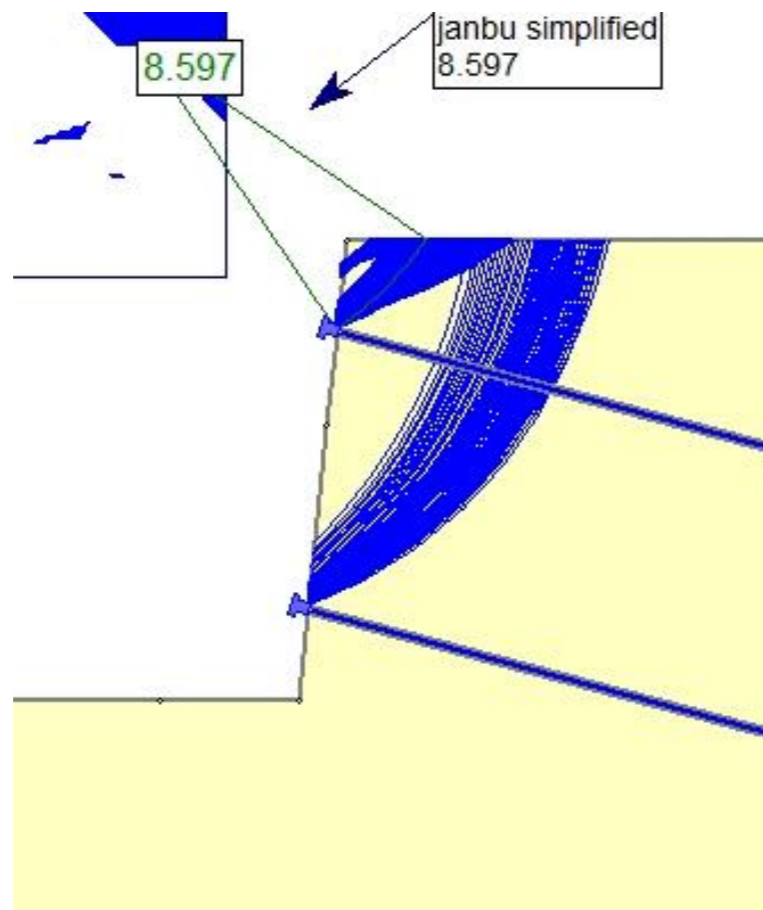


B1.1.6.2 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 11$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

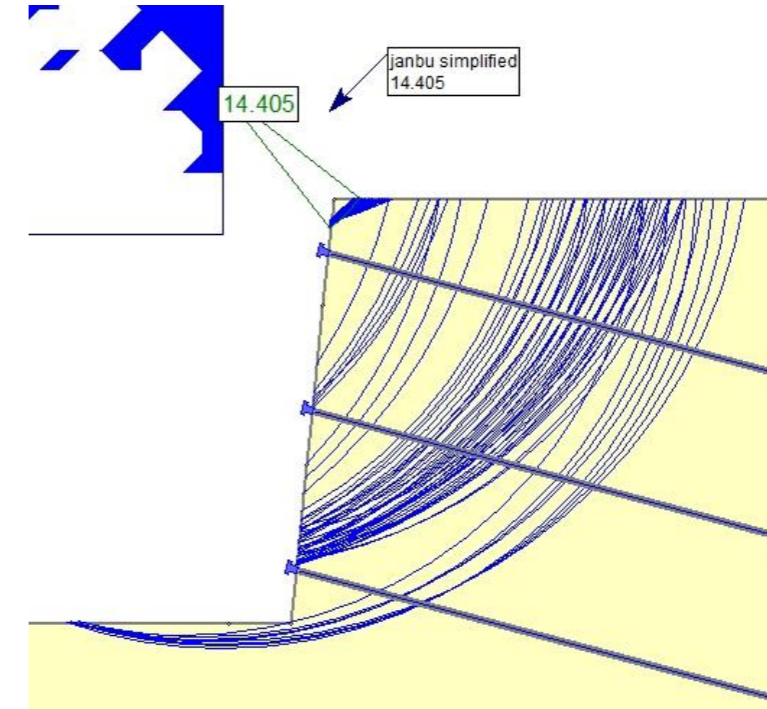
NAIL 1



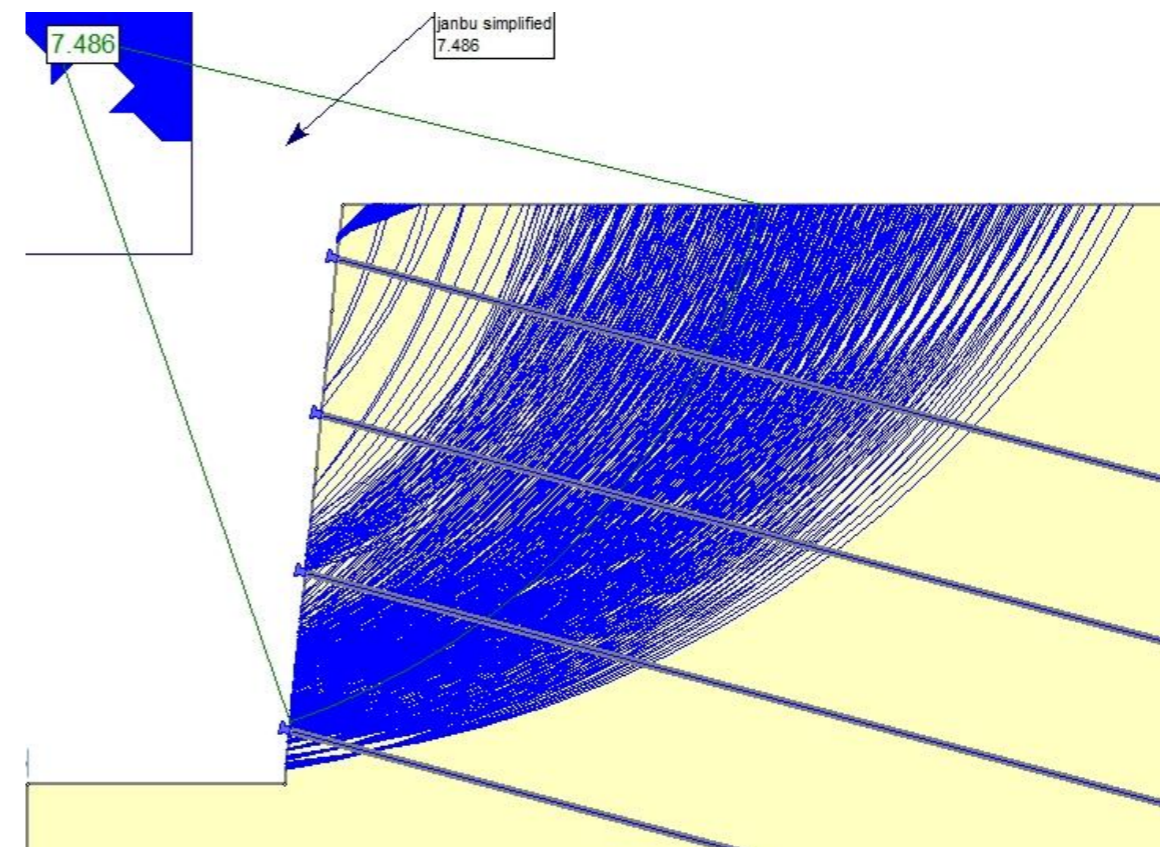
NAIL 2



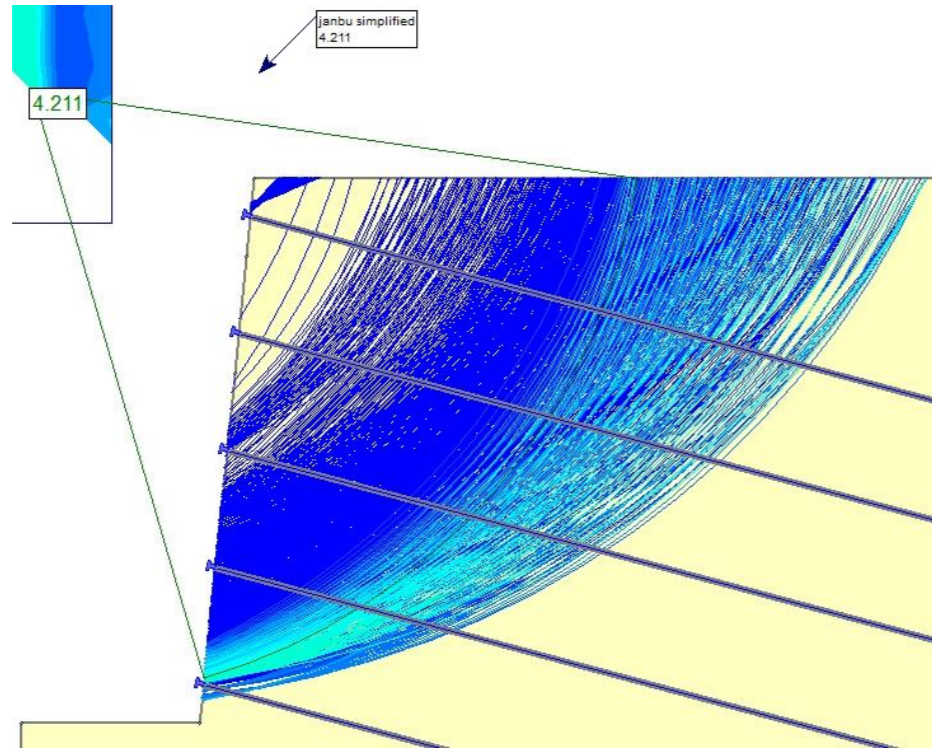
NAIL 3



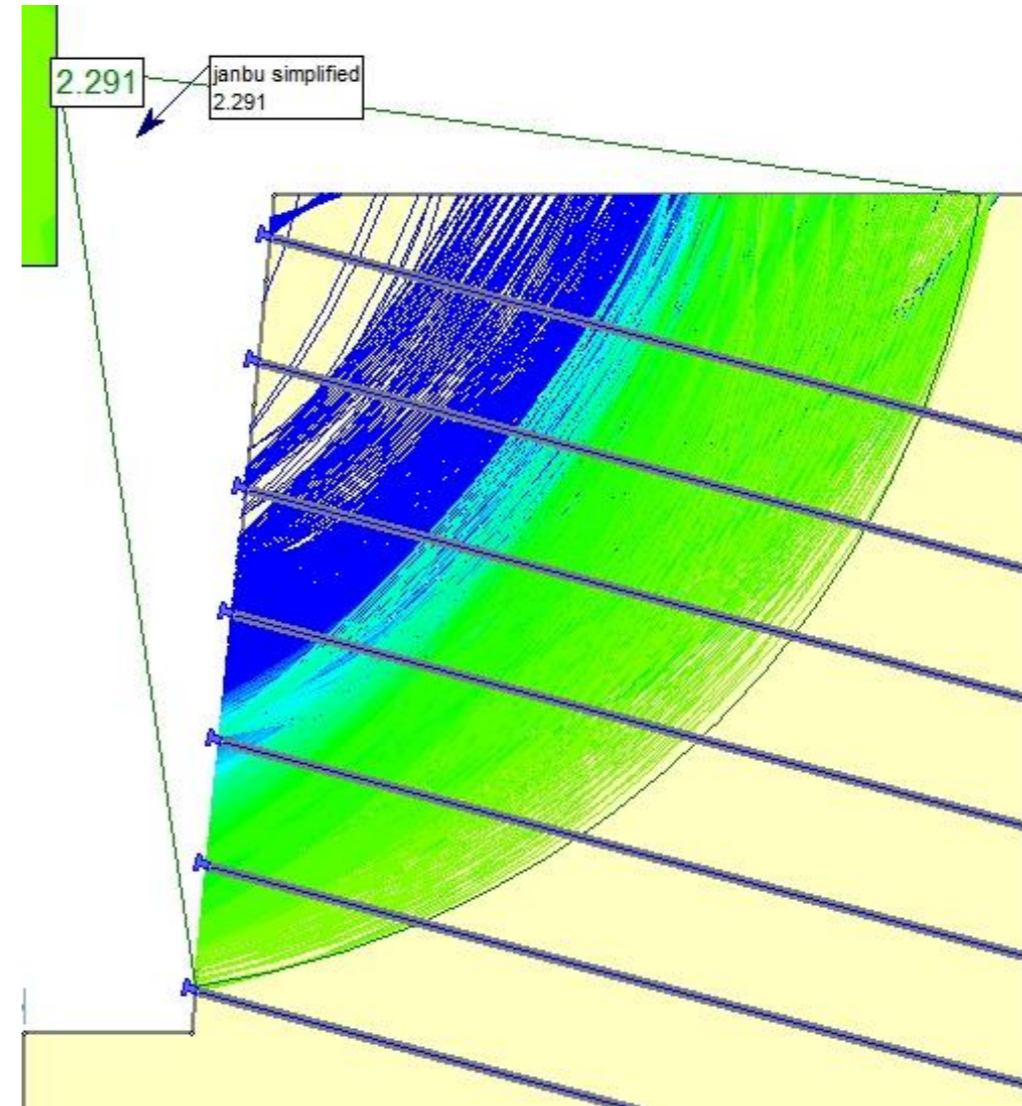
NAIL 4



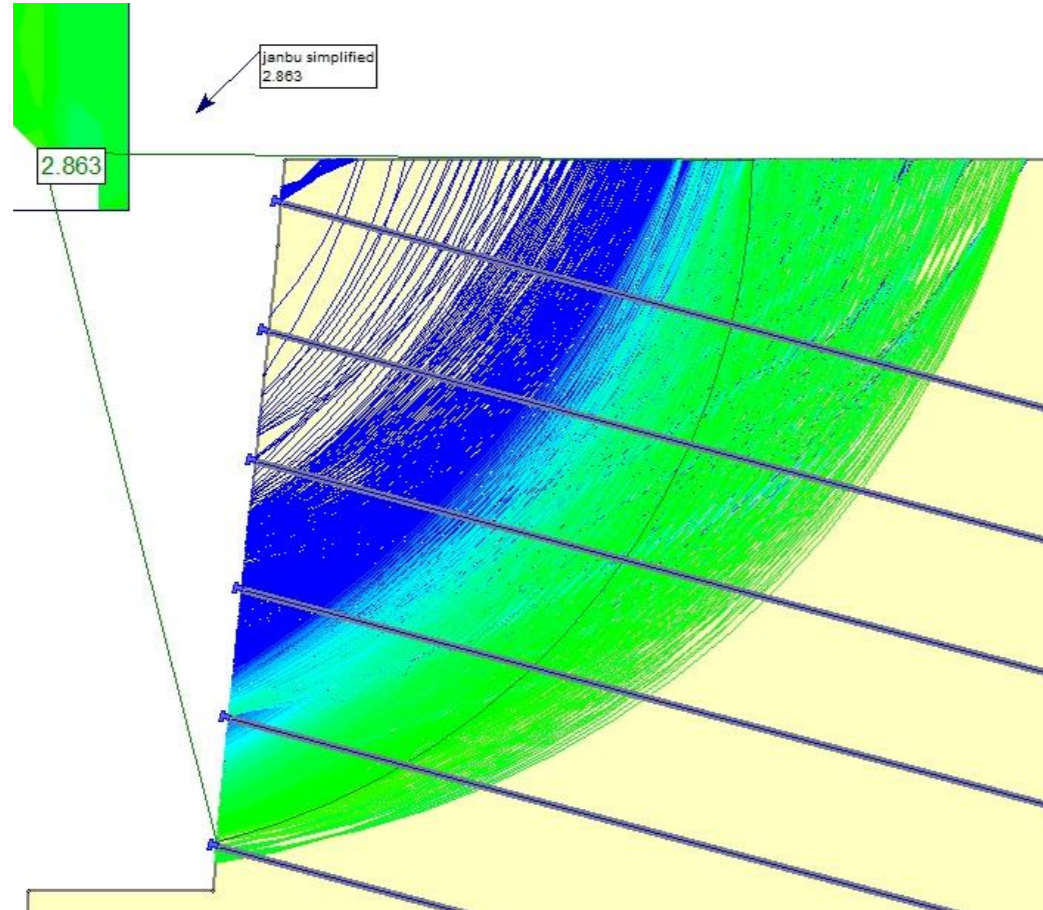
NAIL 5



NAIL 7

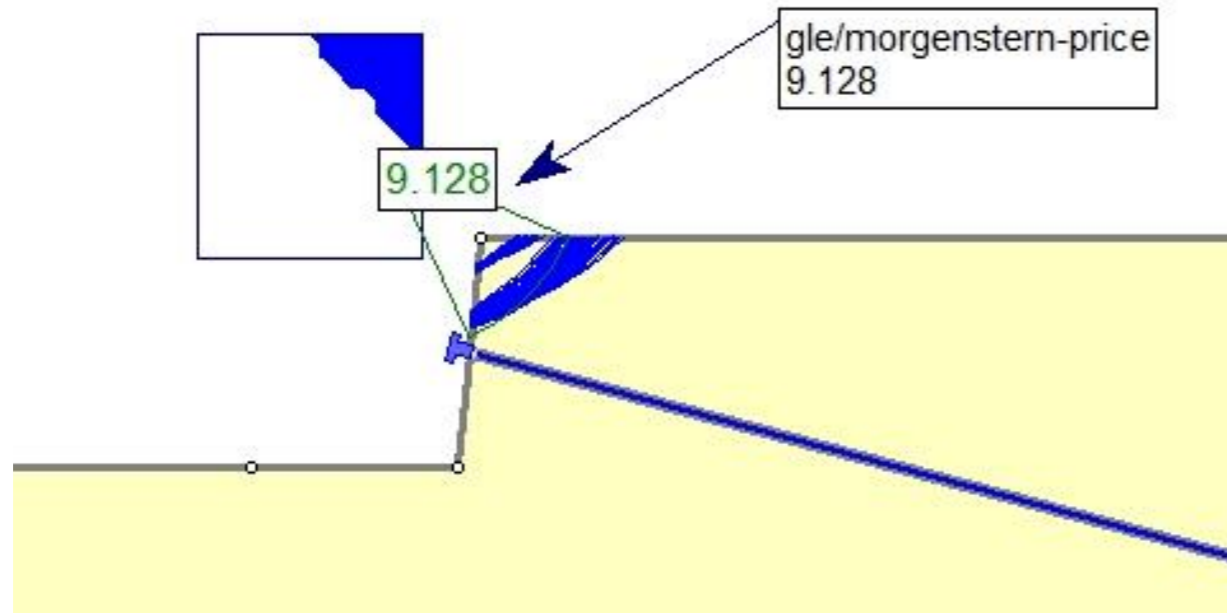


NAIL 6

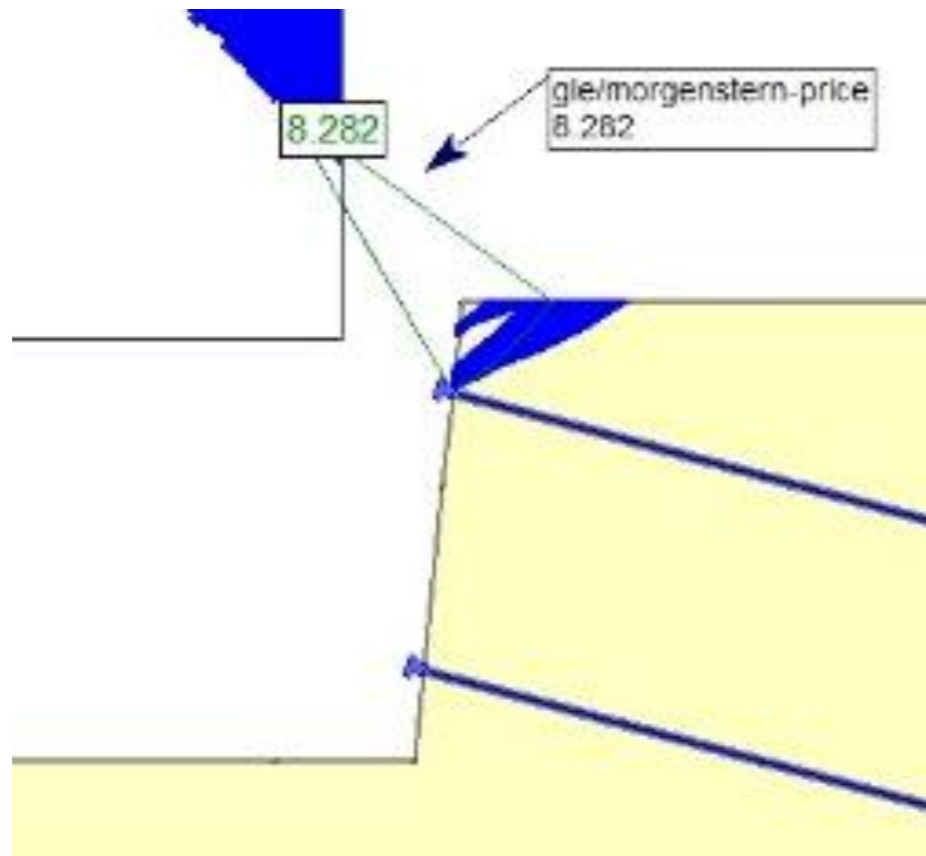


B1.1.6.3 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 11$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

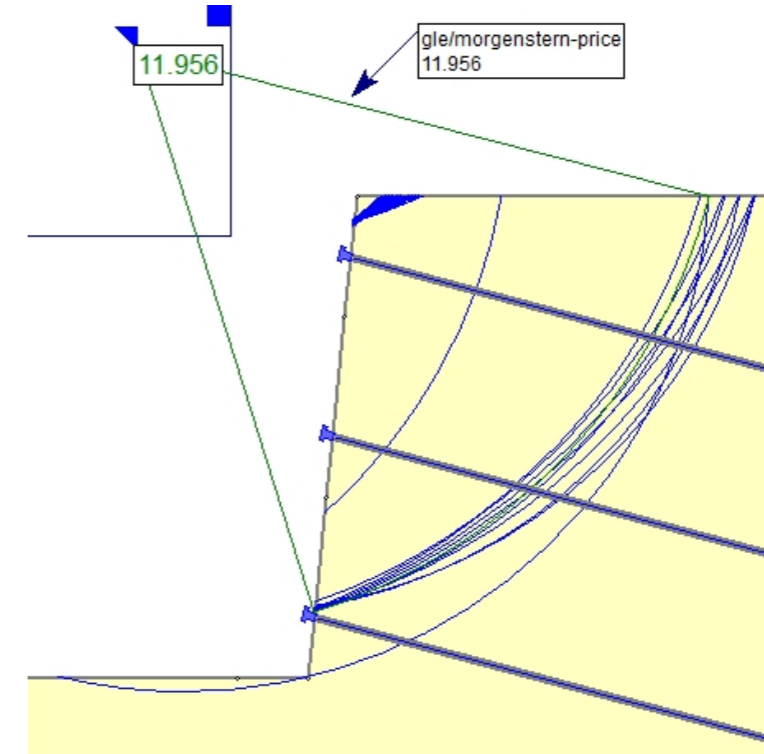
NAIL 1



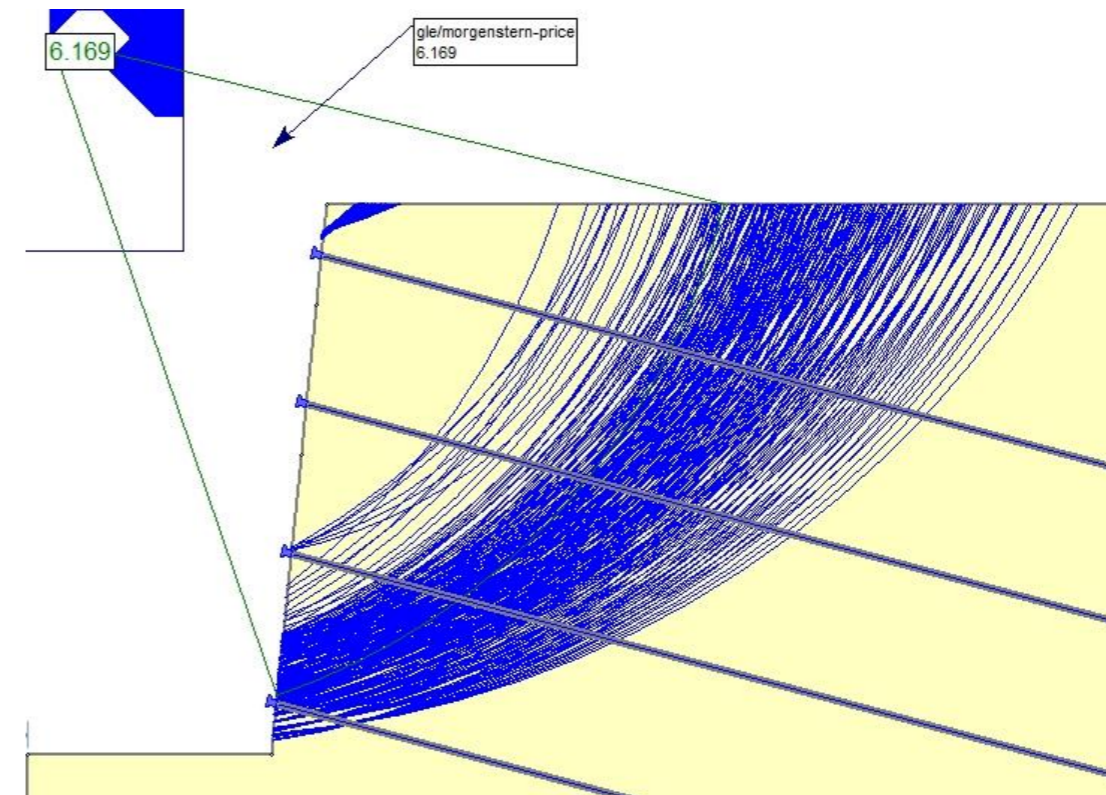
NAIL 2



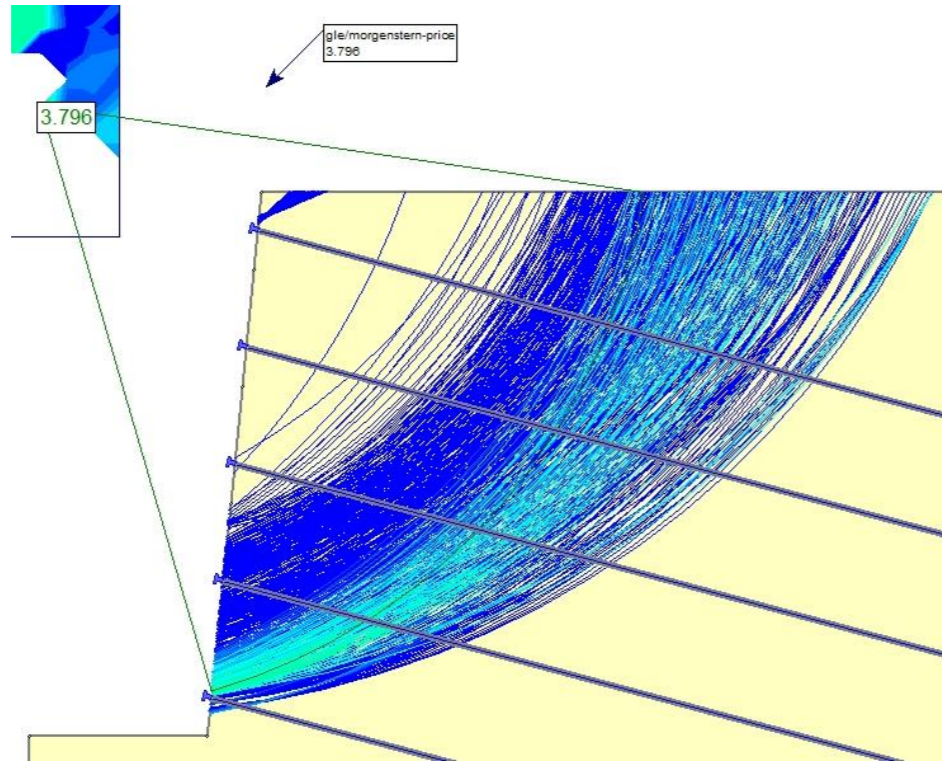
NAIL 3



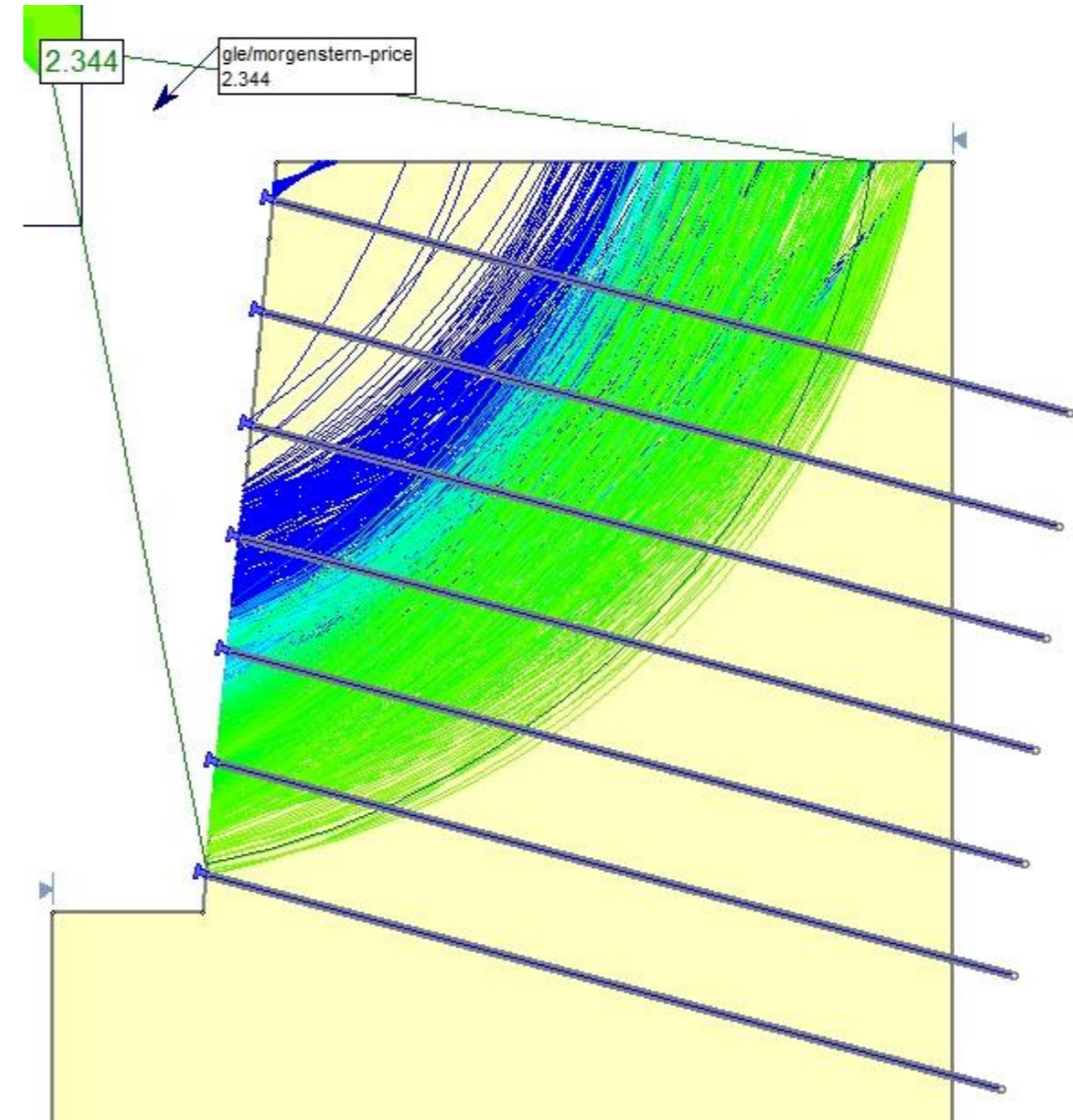
NAIL 4



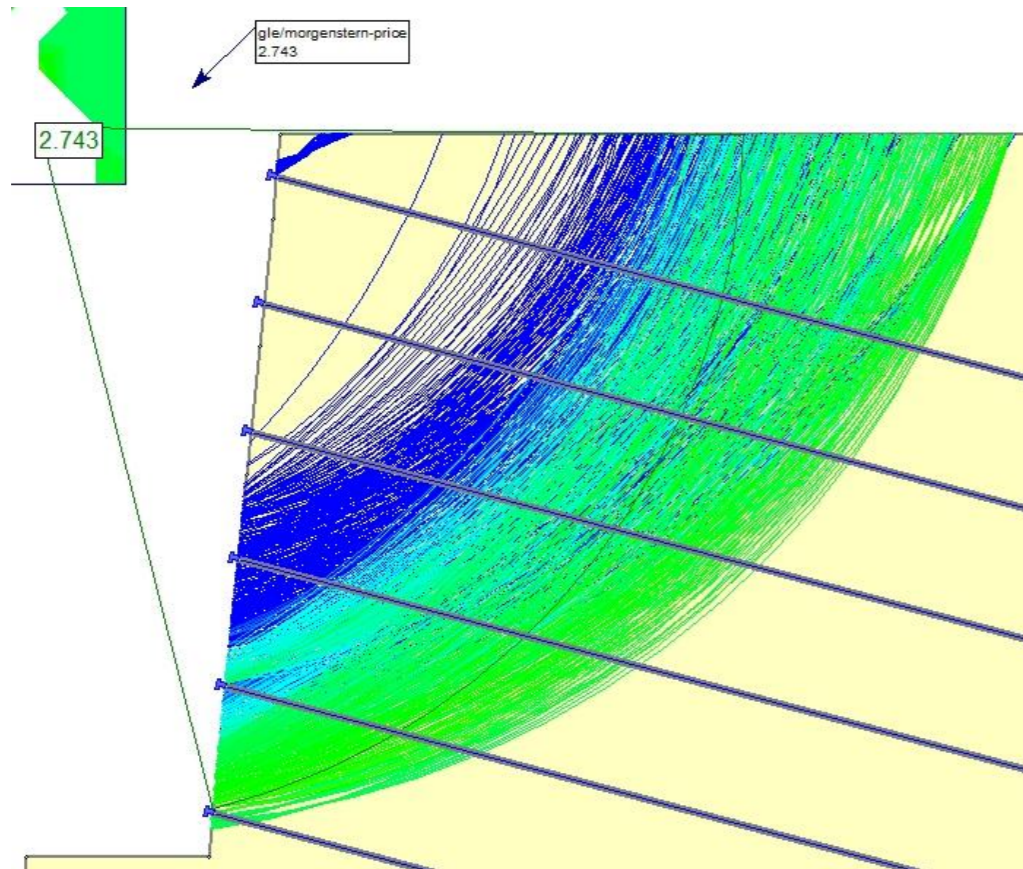
NAIL 5



NAIL 7

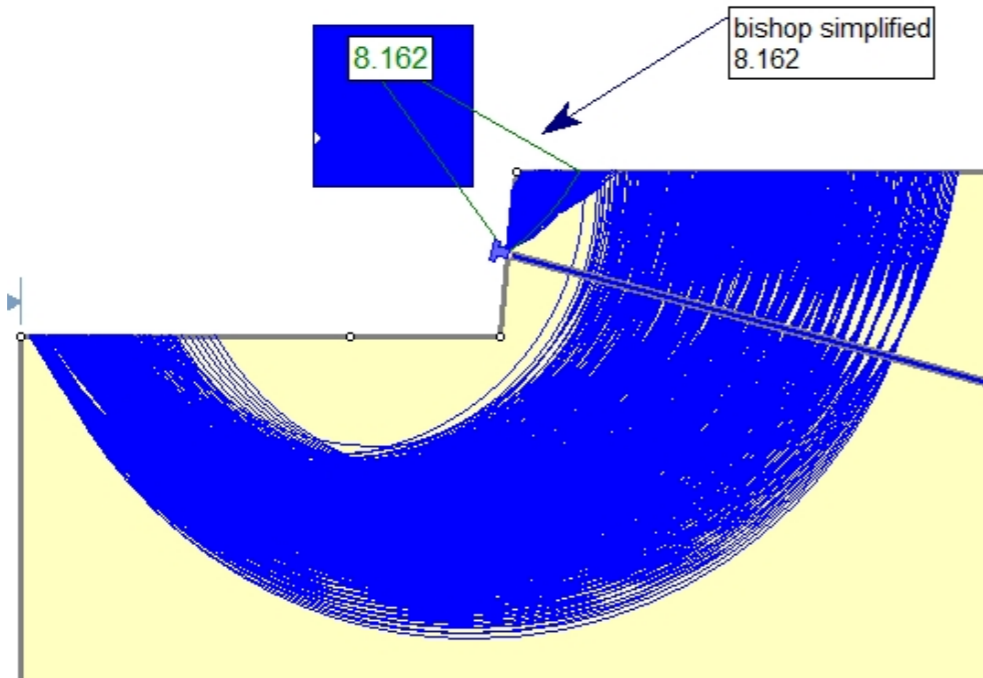


NAIL 6

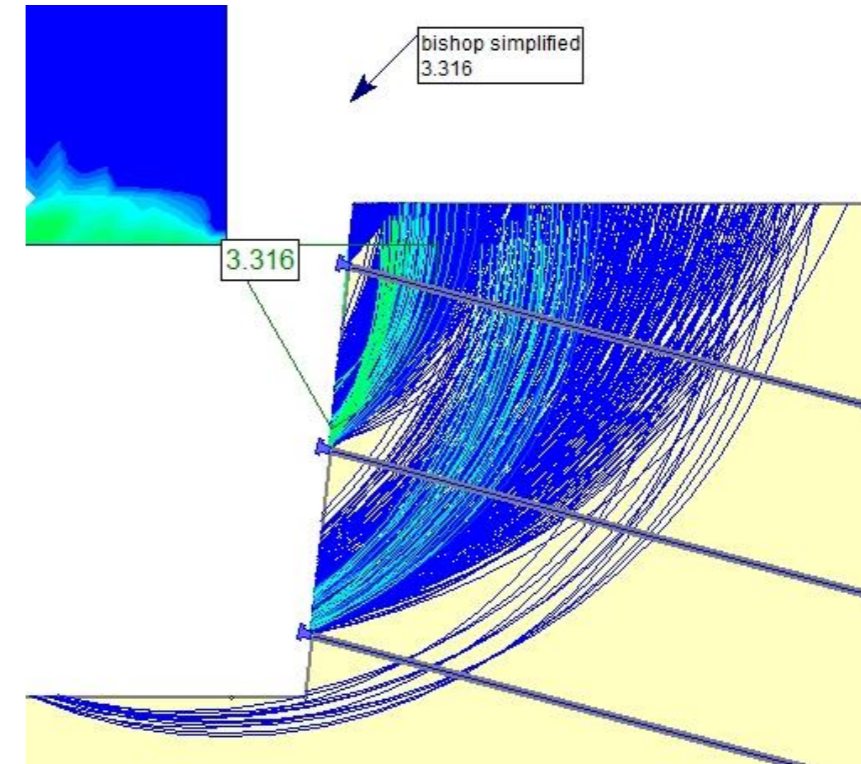


B1.1.7.1 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 12$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

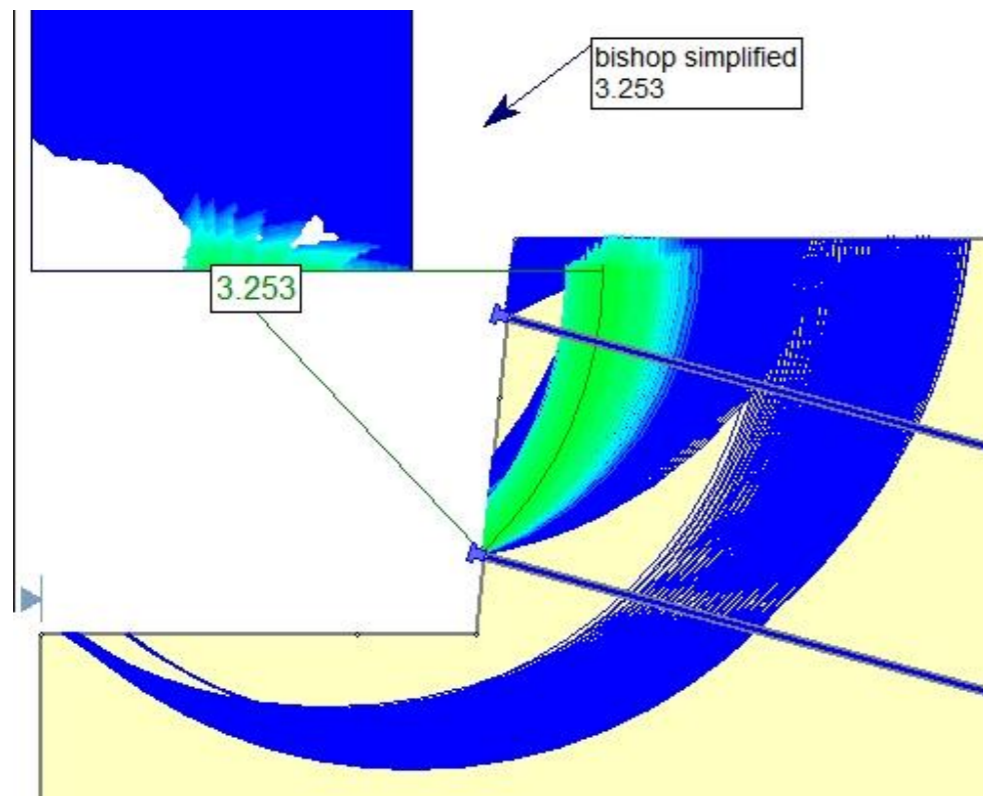
NAIL 1



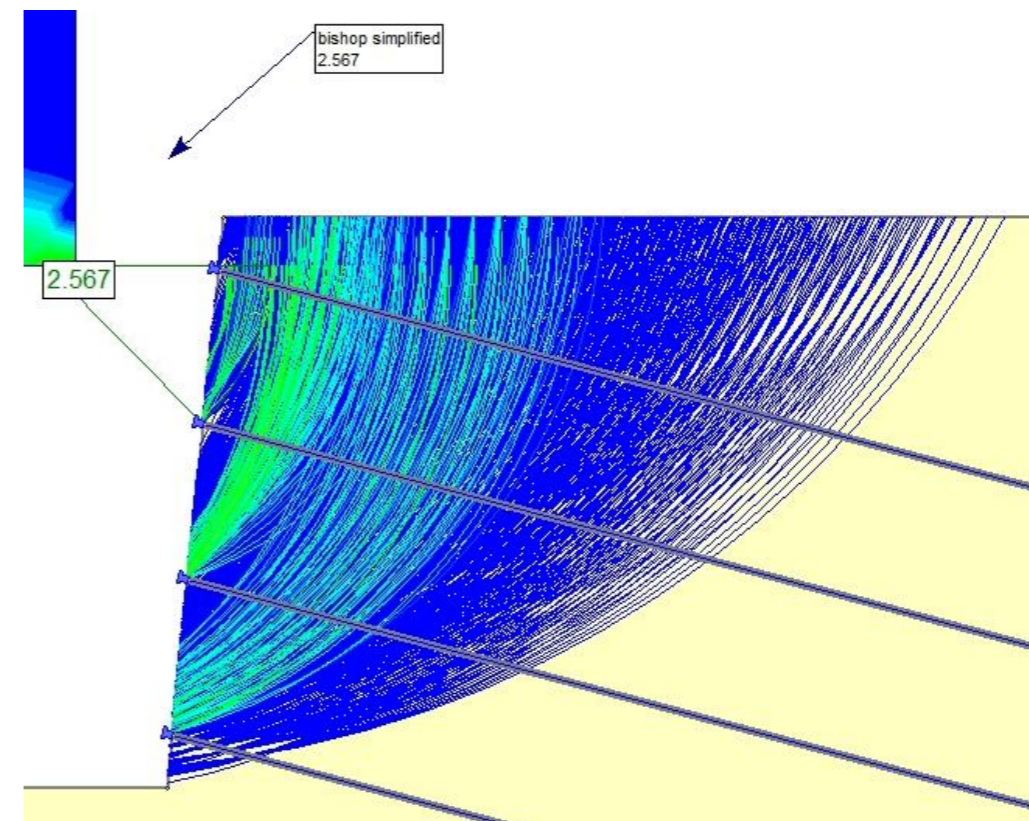
NAIL 3



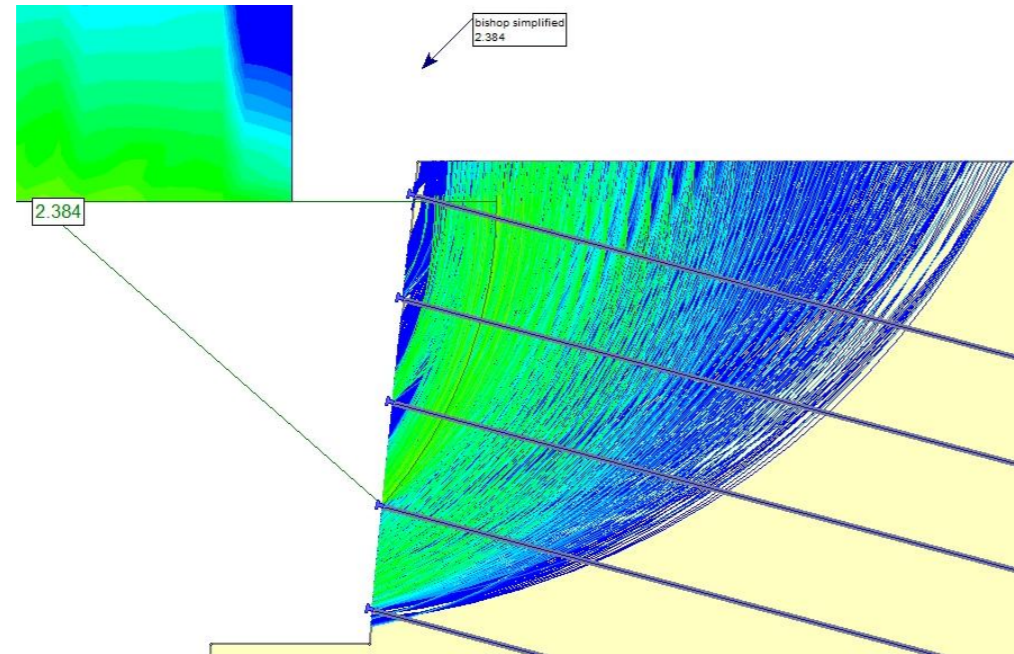
NAIL 2



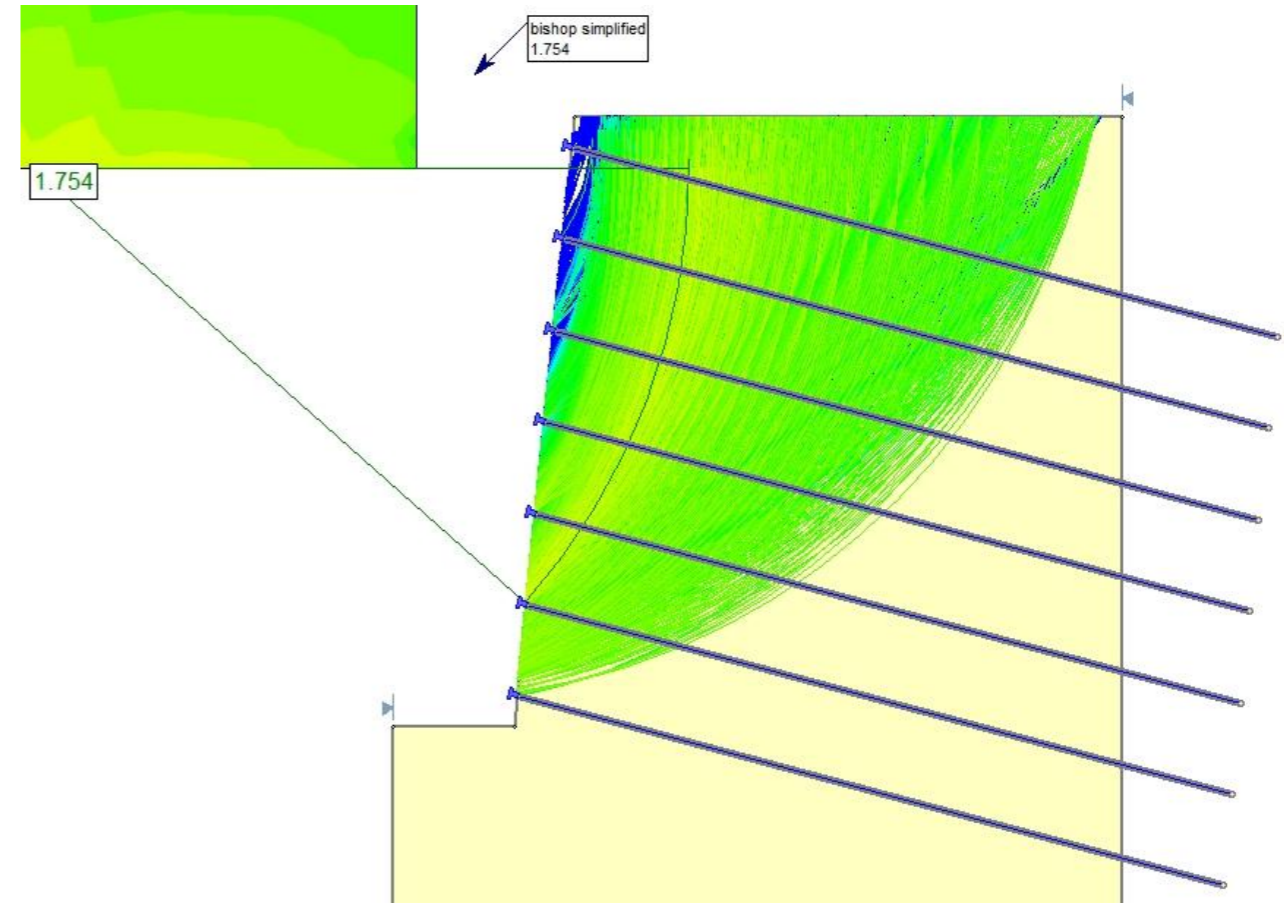
NAIL 4



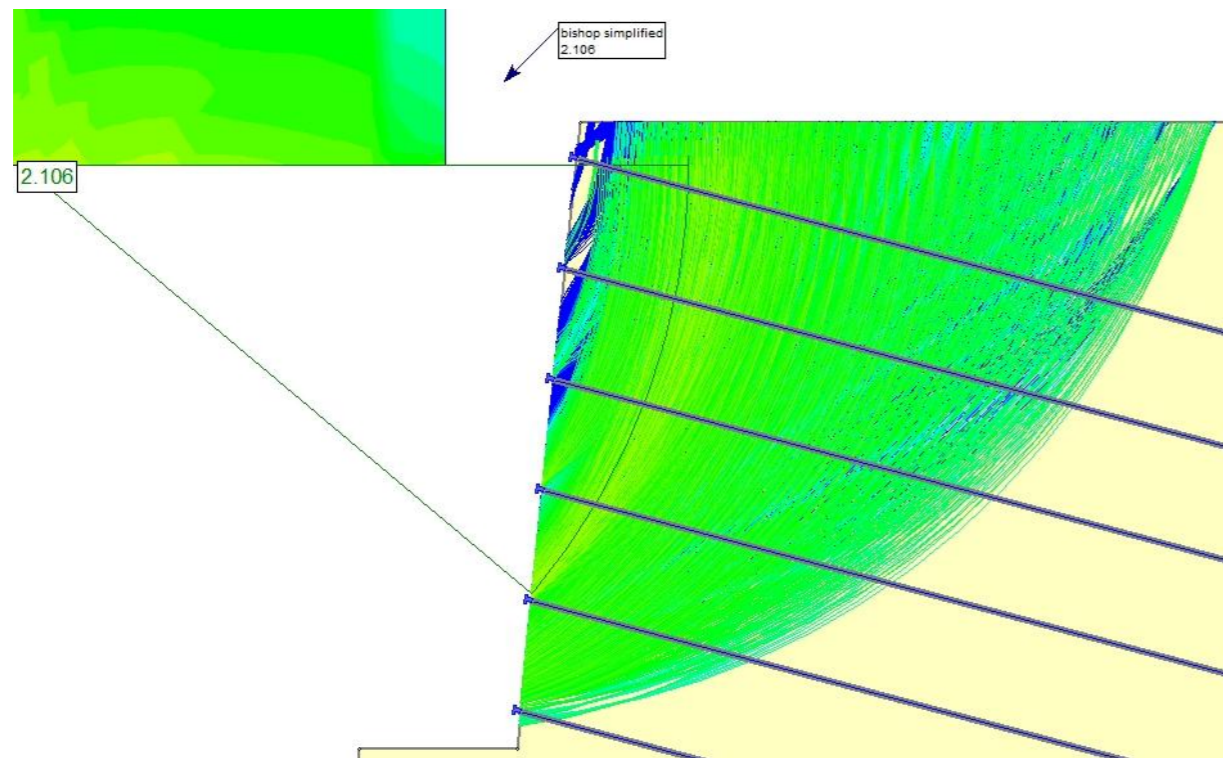
NAIL 5



NAIL 7

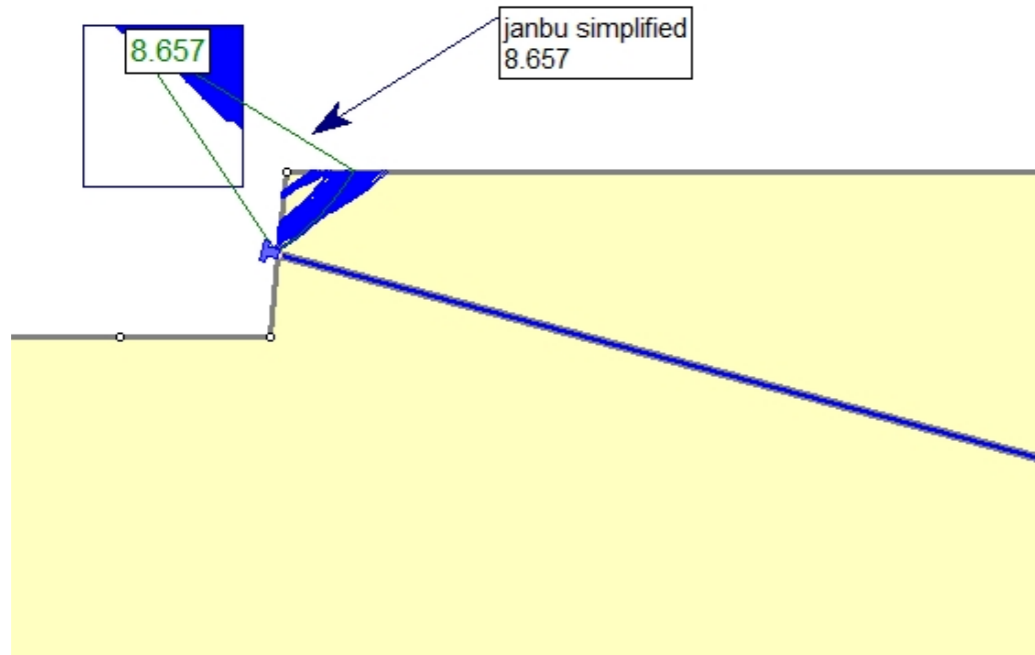


NAIL 6

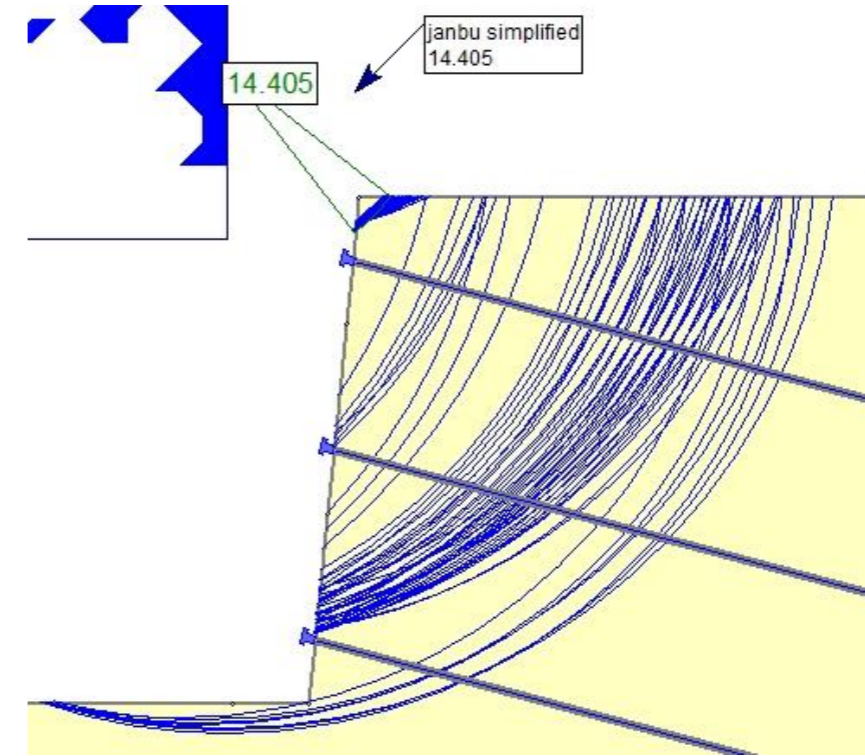


B1.1.1.7.2 CASO 1 – TERRENO 1 -  $L_b = 12$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

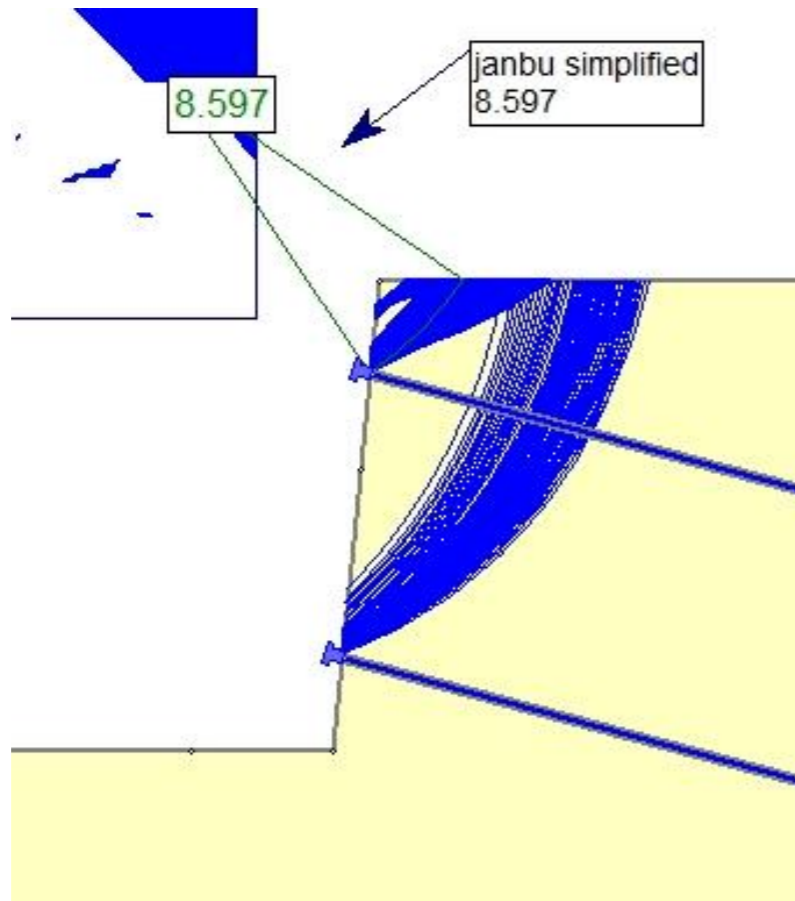
NAIL 1



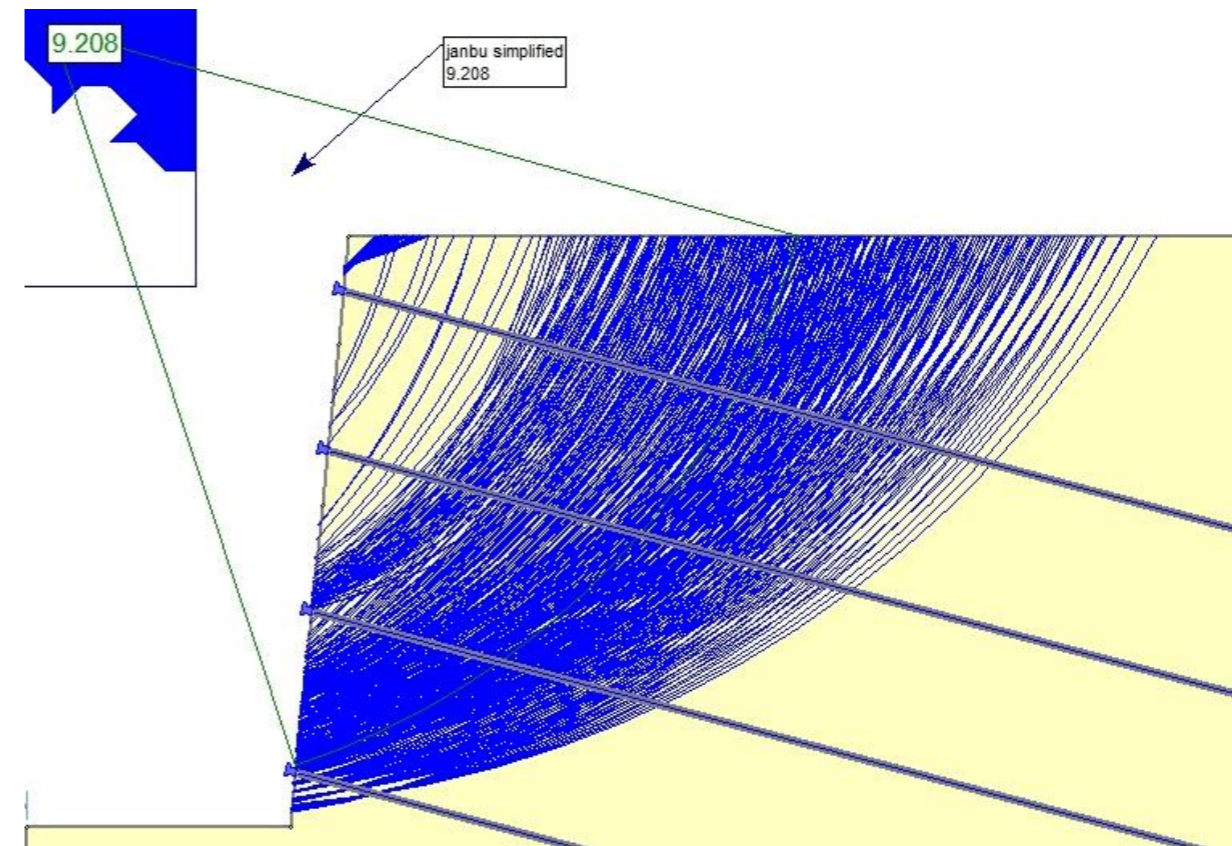
NAIL 3



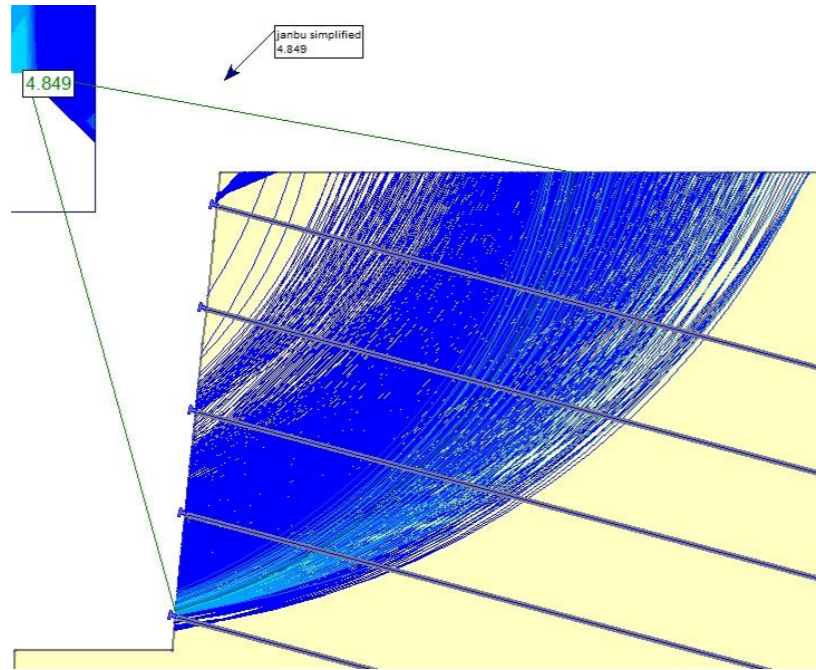
NAIL 2



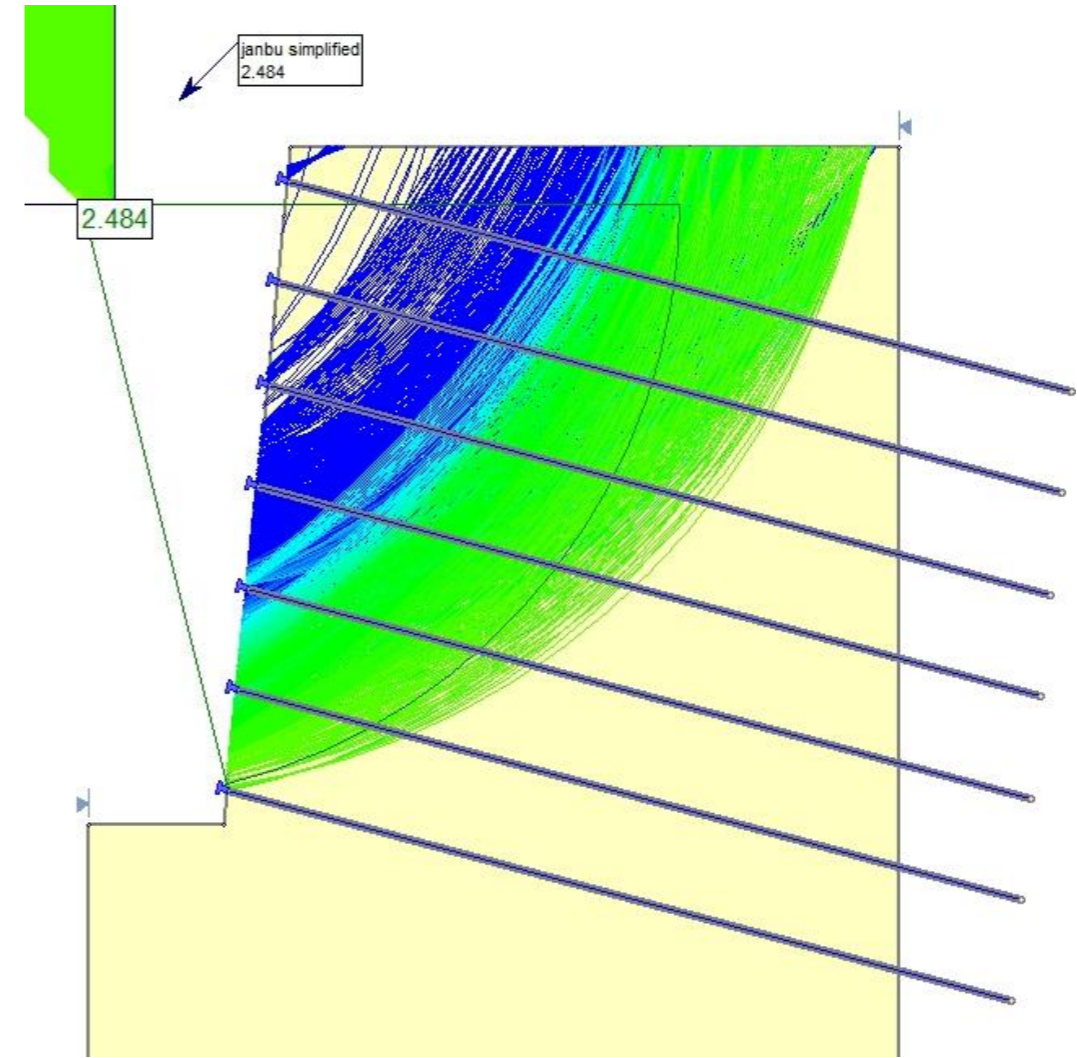
NAIL 4



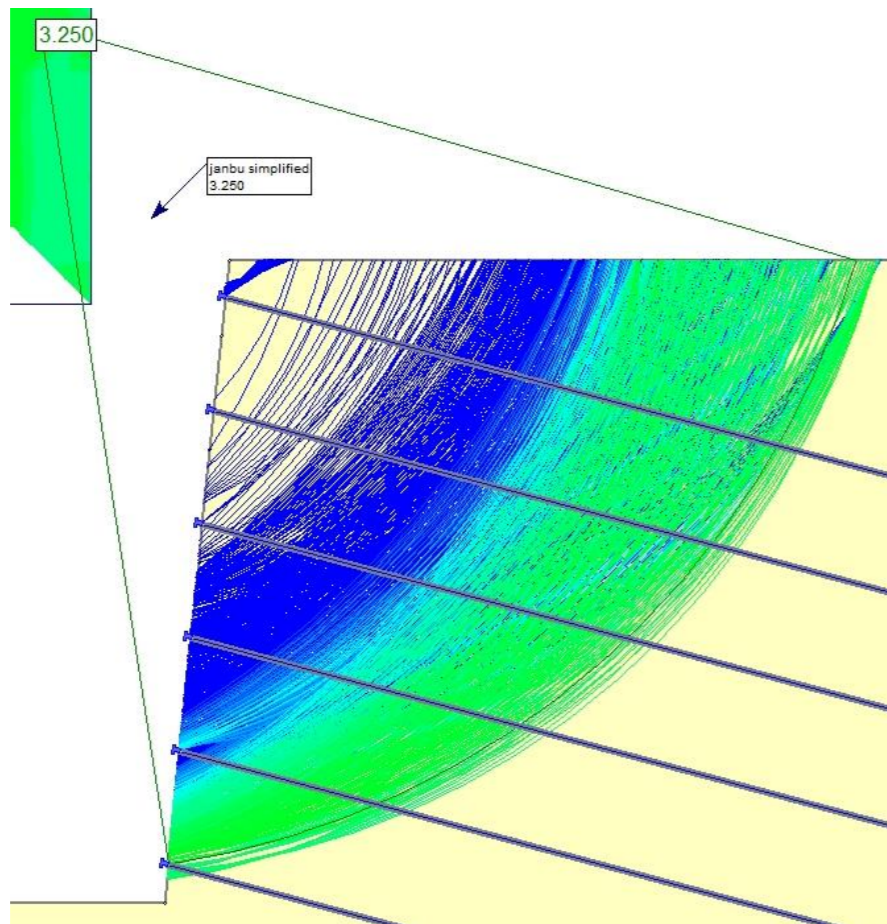
NAIL 5



NAIL 7

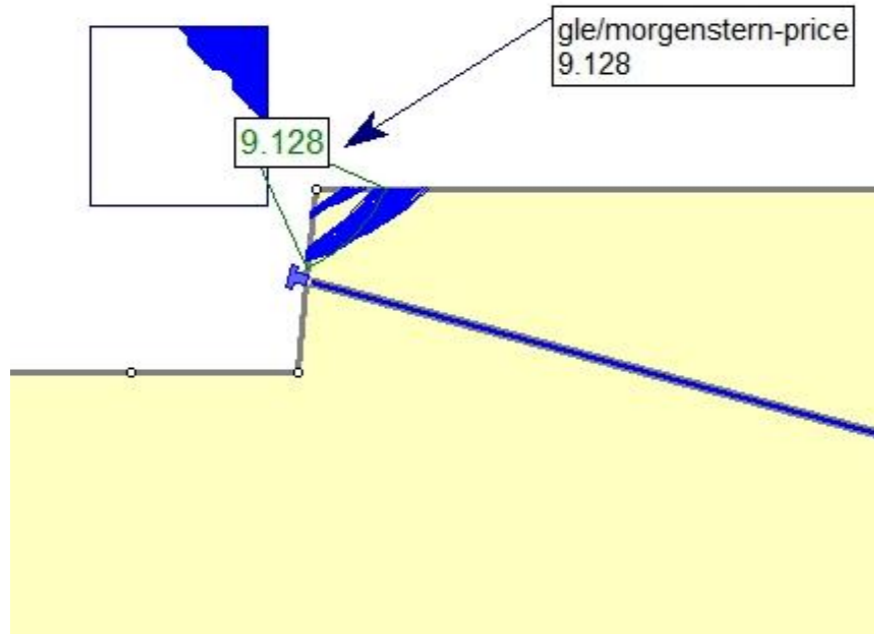


NAIL 6

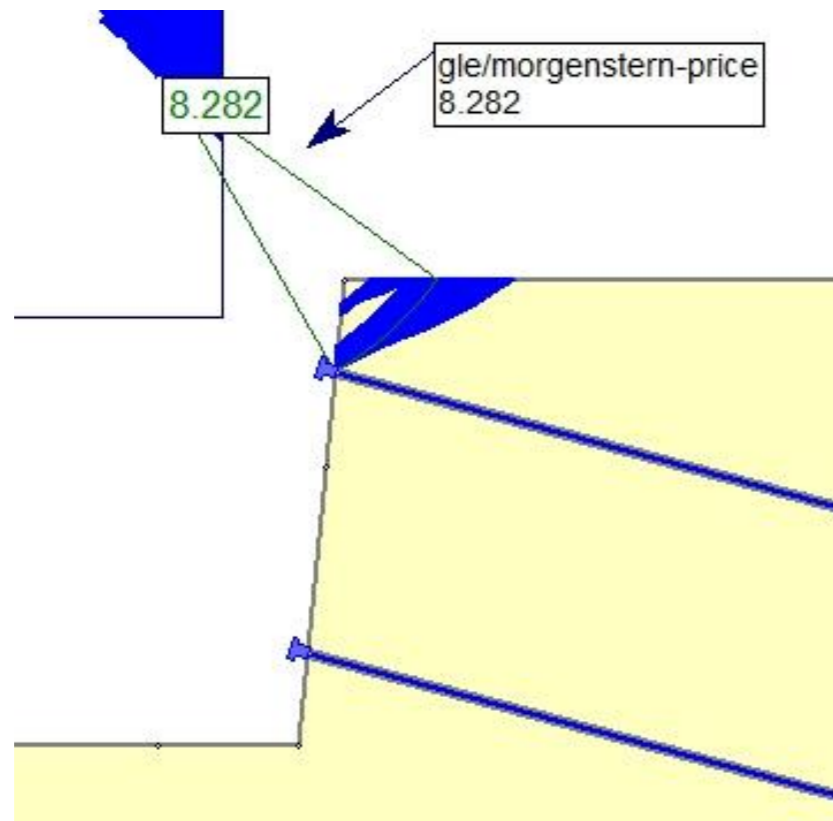


B1.1.1.7.3 CASO 1 – TERRENO 1 –  $L_b = 12$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

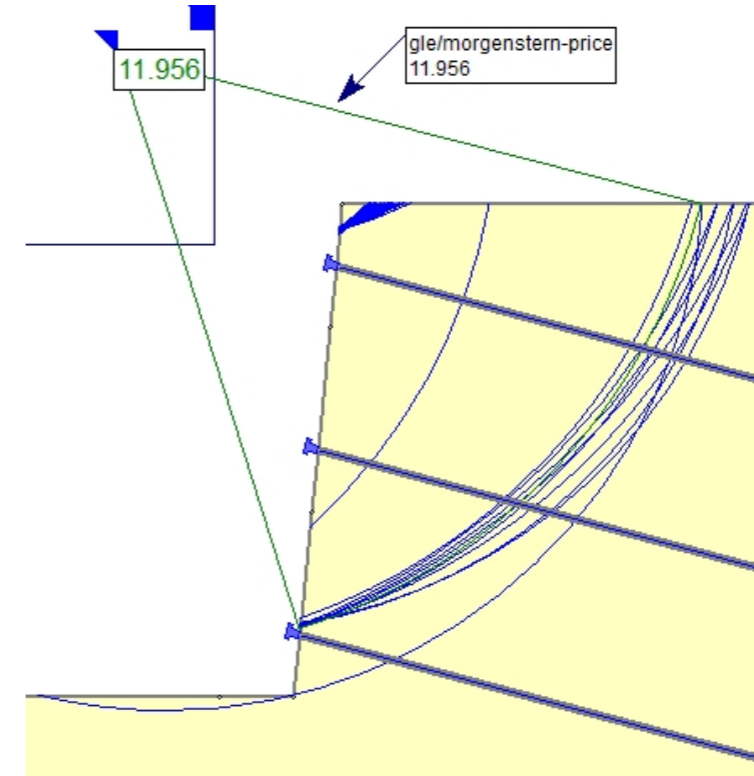
NAIL 1



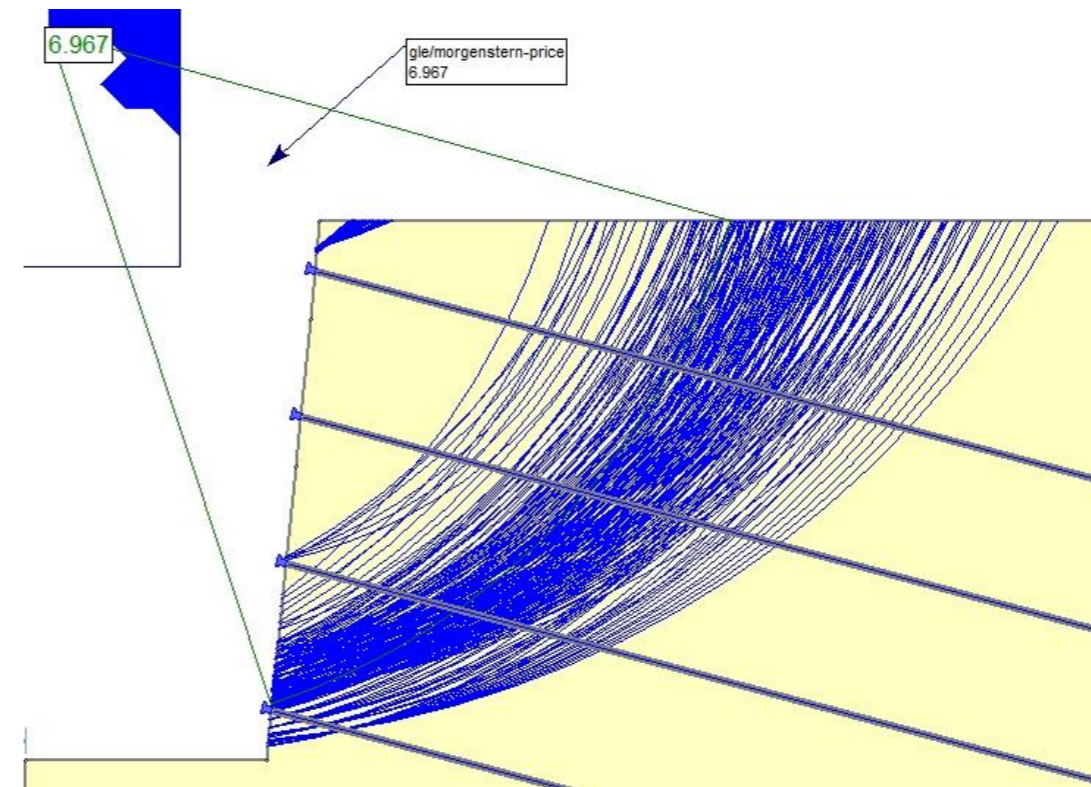
NAIL 2



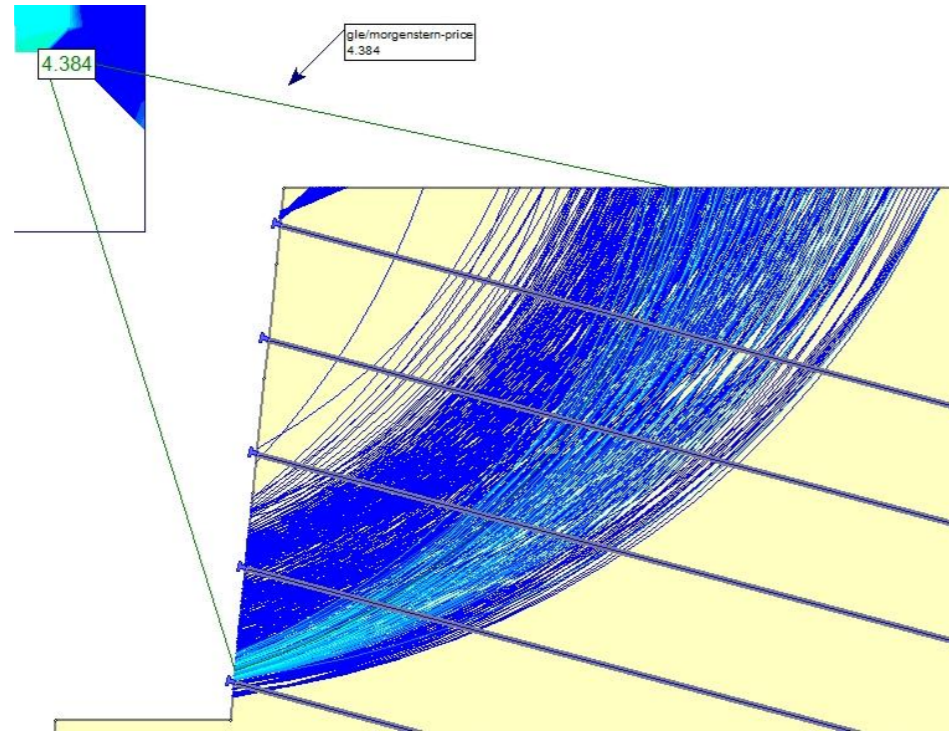
NAIL 3



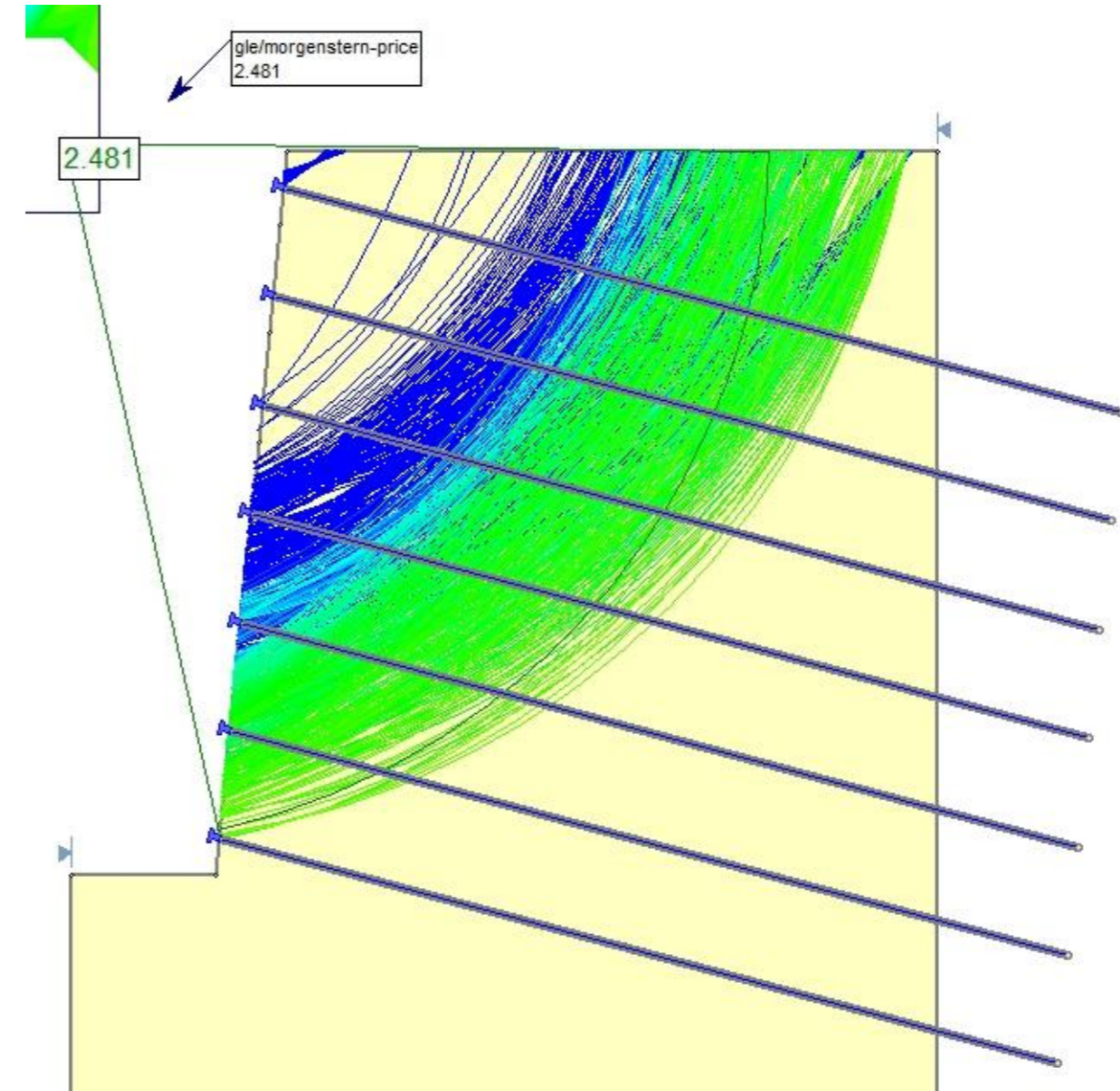
NAIL 4



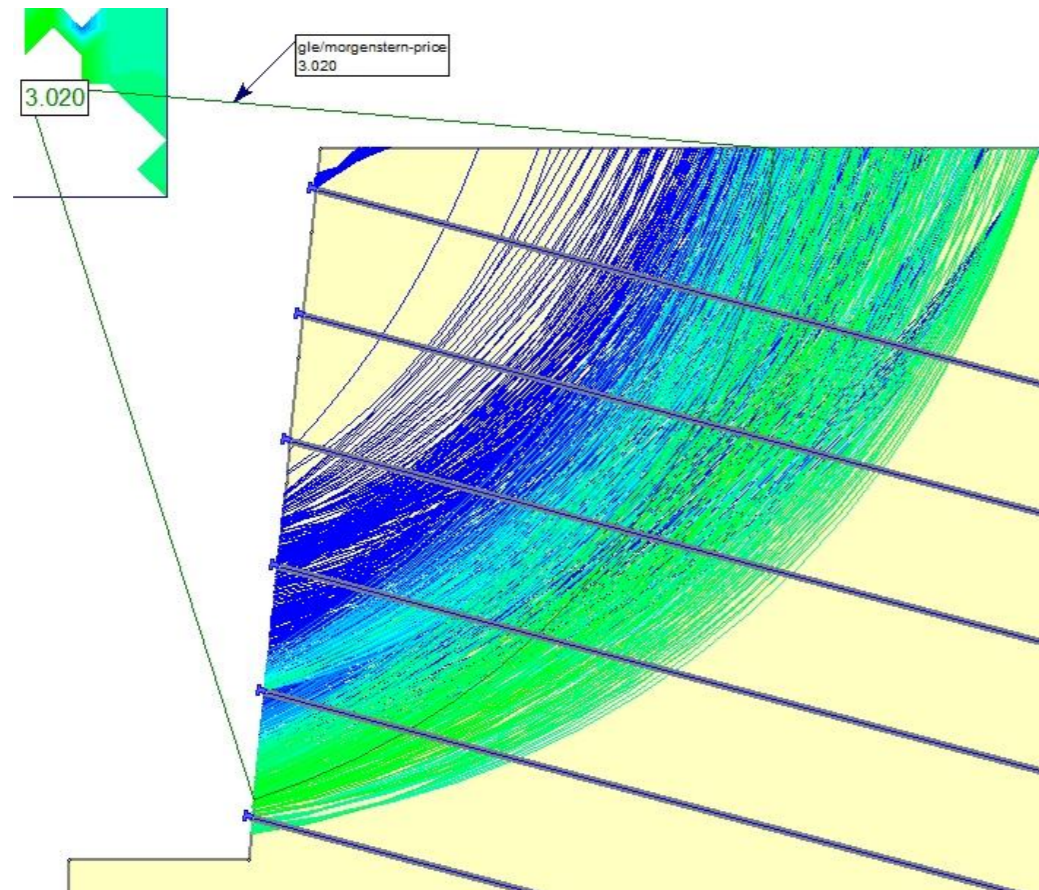
NAIL 5



NAIL 7



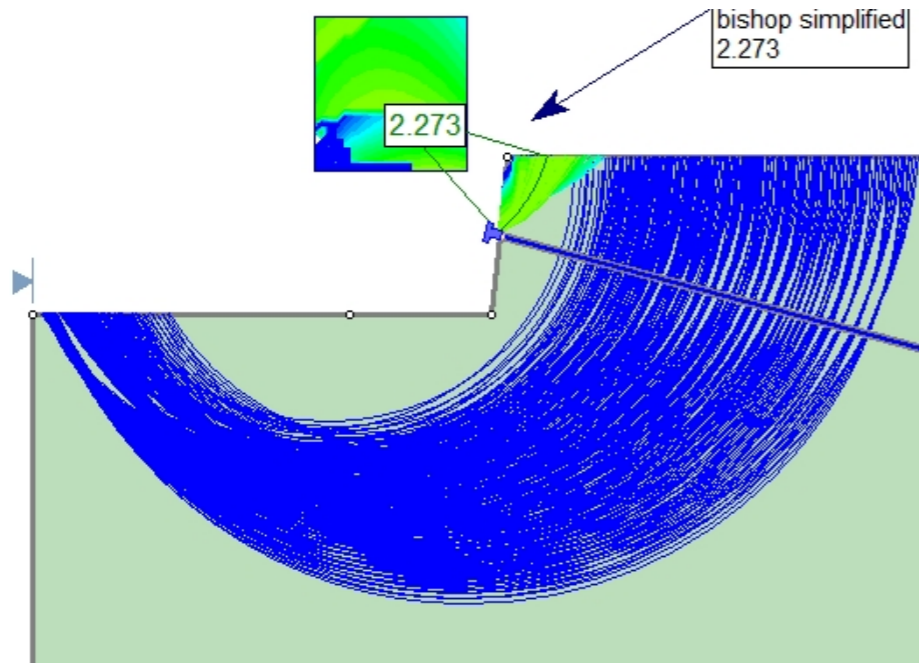
NAIL 6



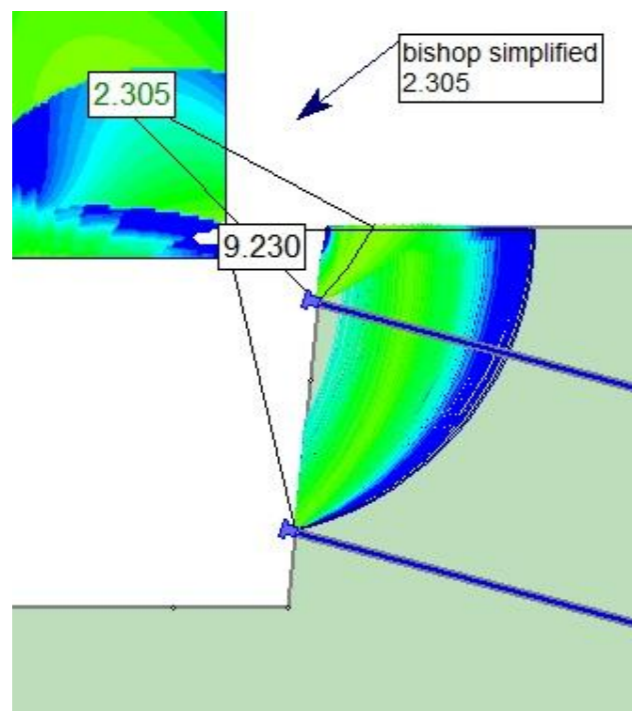
B1.2 CASO 1 – TERRENO 2

B1.2.1.1 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 6\text{ m}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

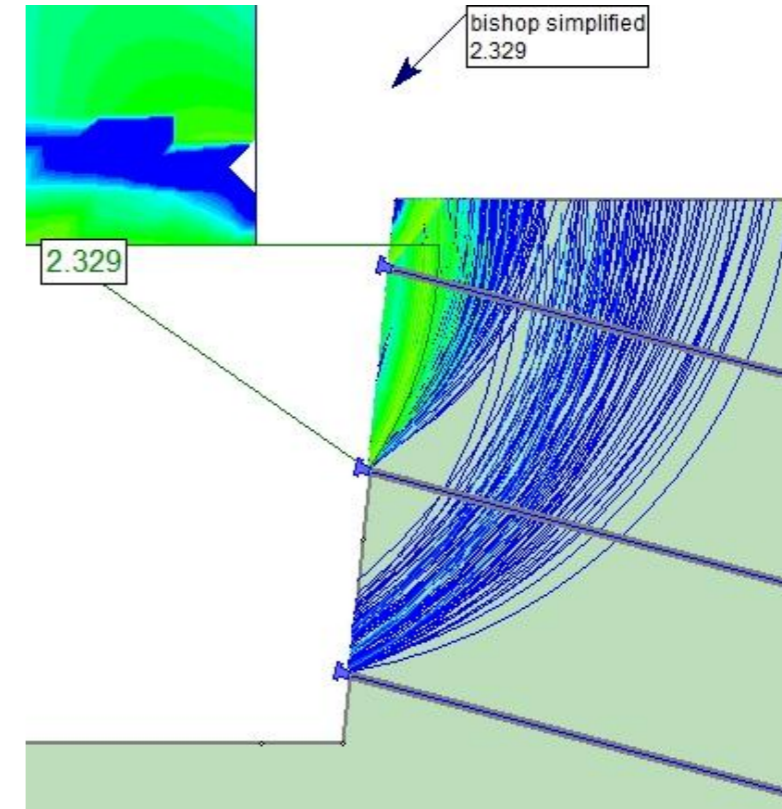
NAIL 1



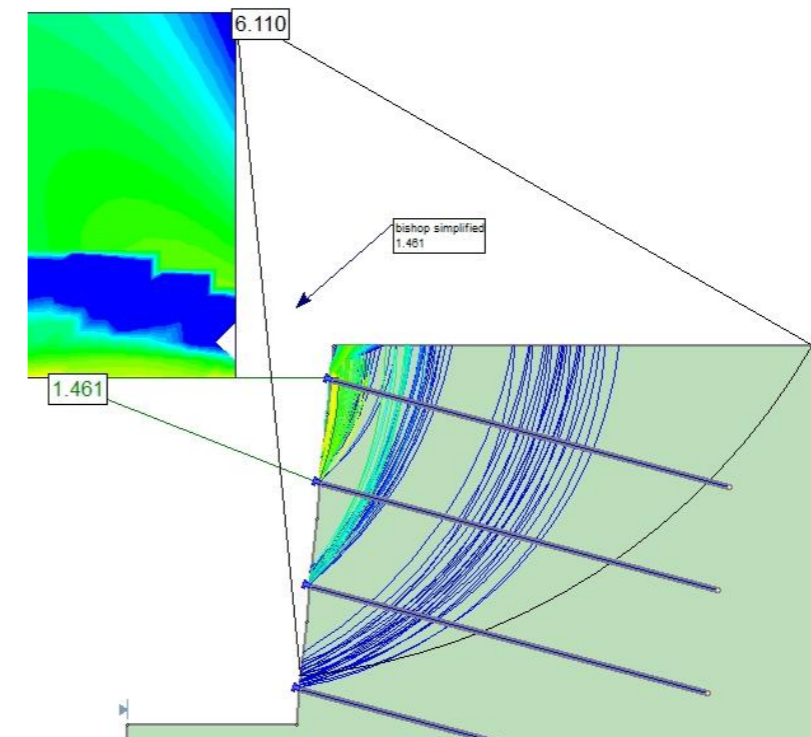
NAIL 2



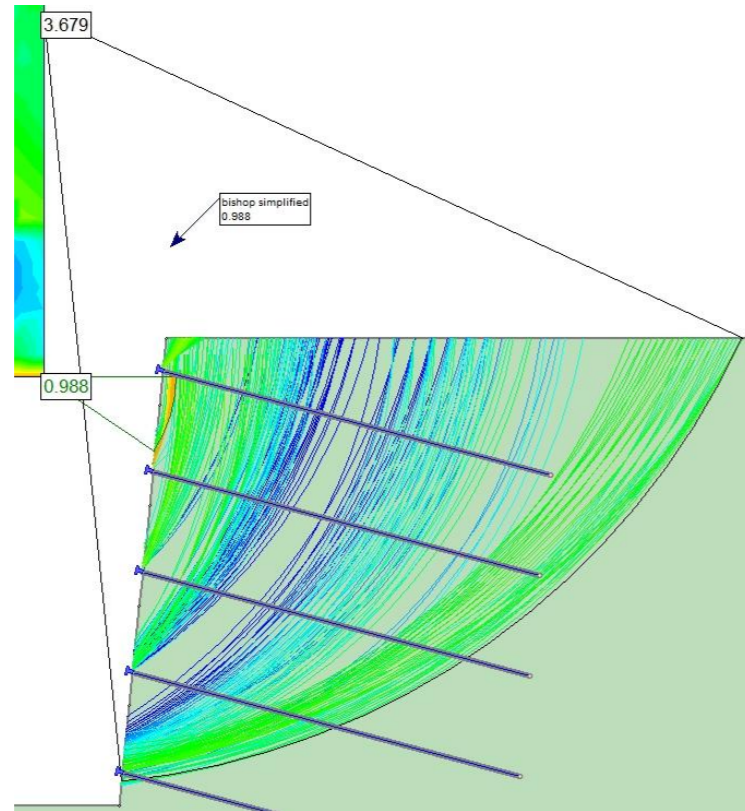
NAIL 3



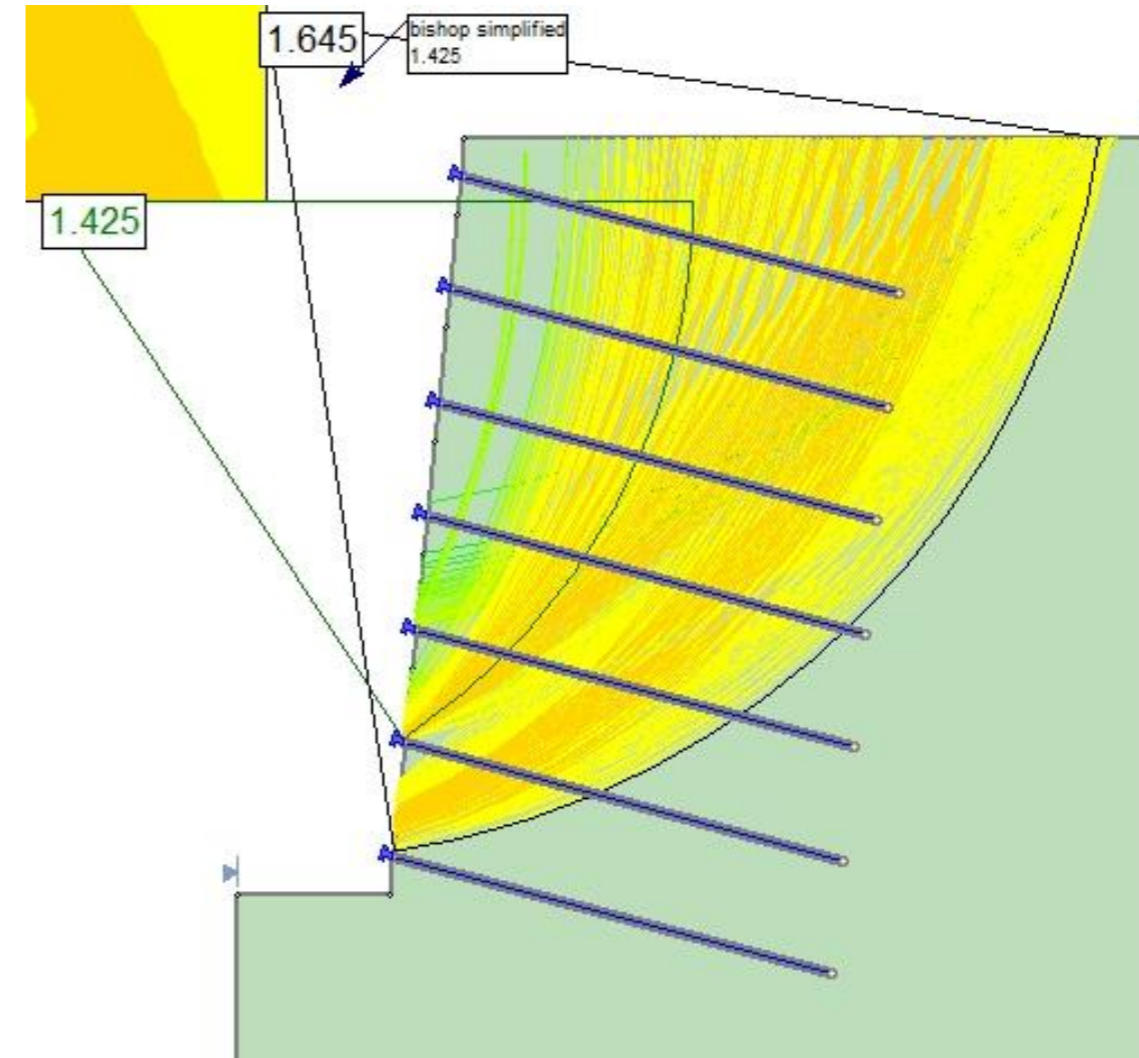
NAIL 4



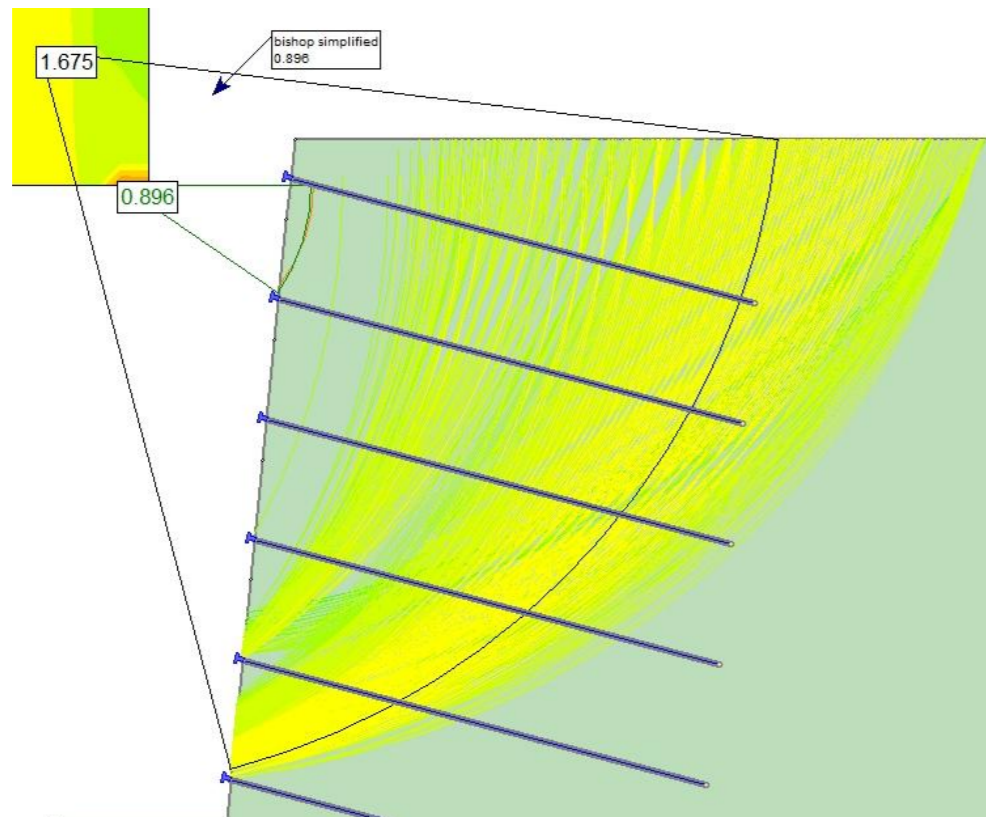
NAIL 5



NAIL 7

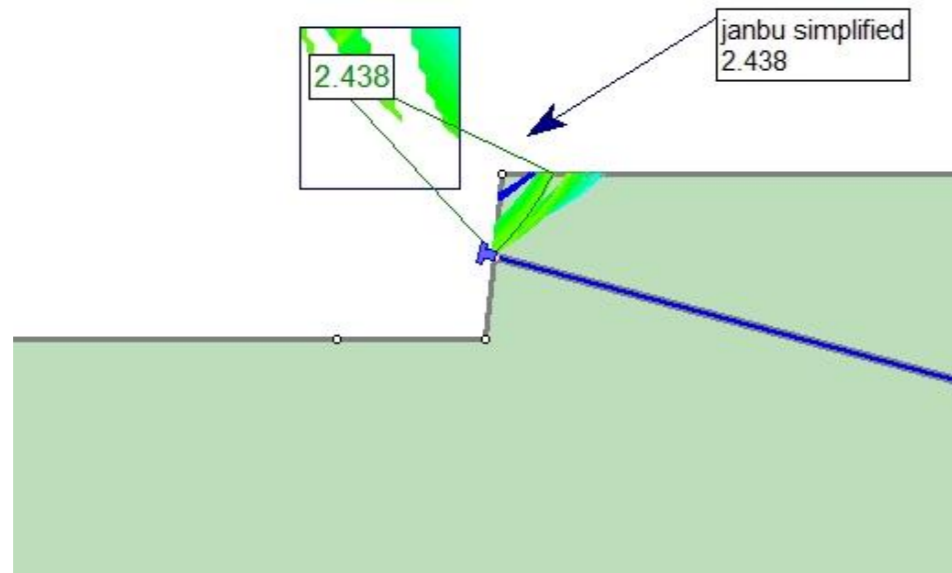


NAIL 6

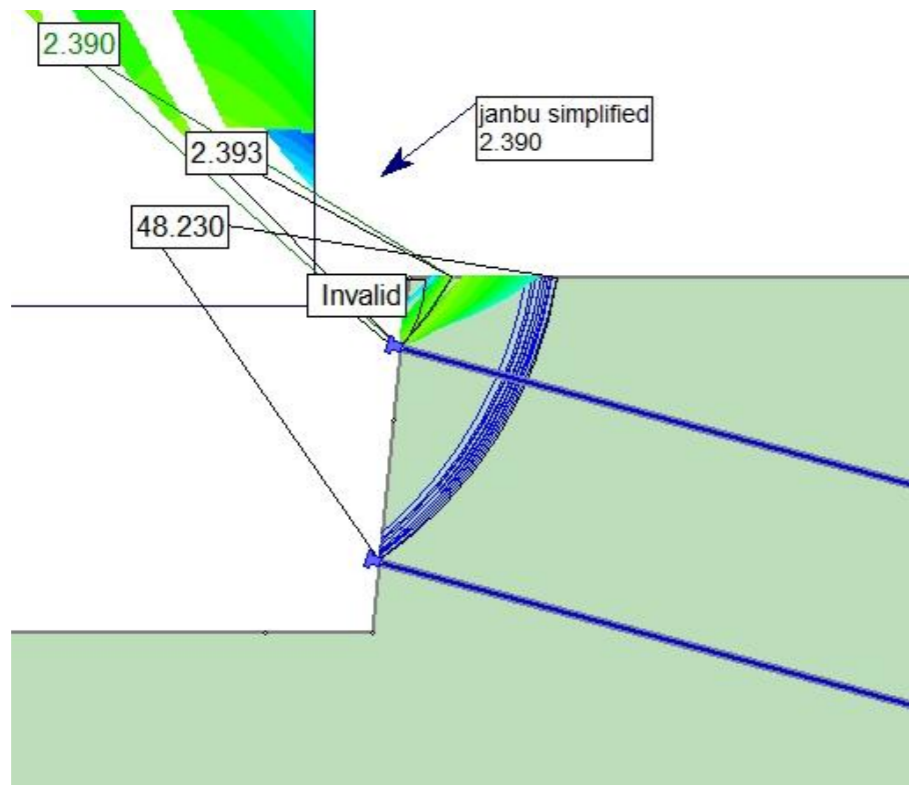


B1.2.1.2 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 6$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

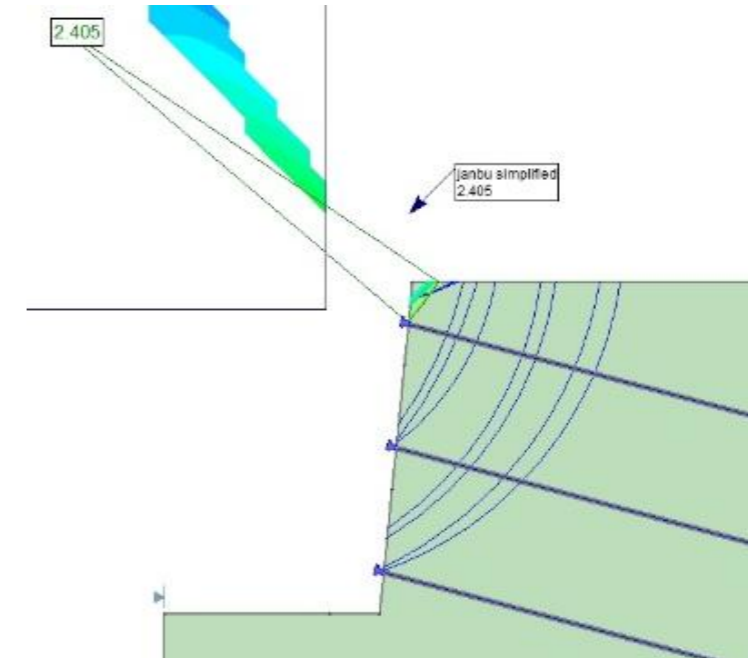
NAIL 1



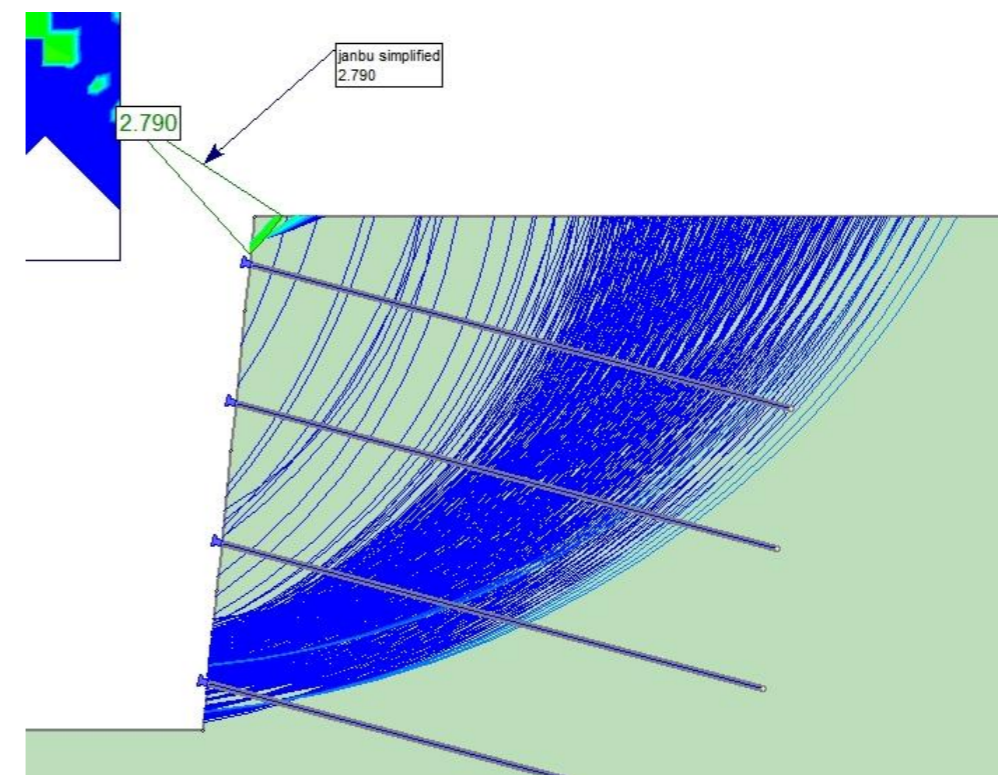
NAIL 2



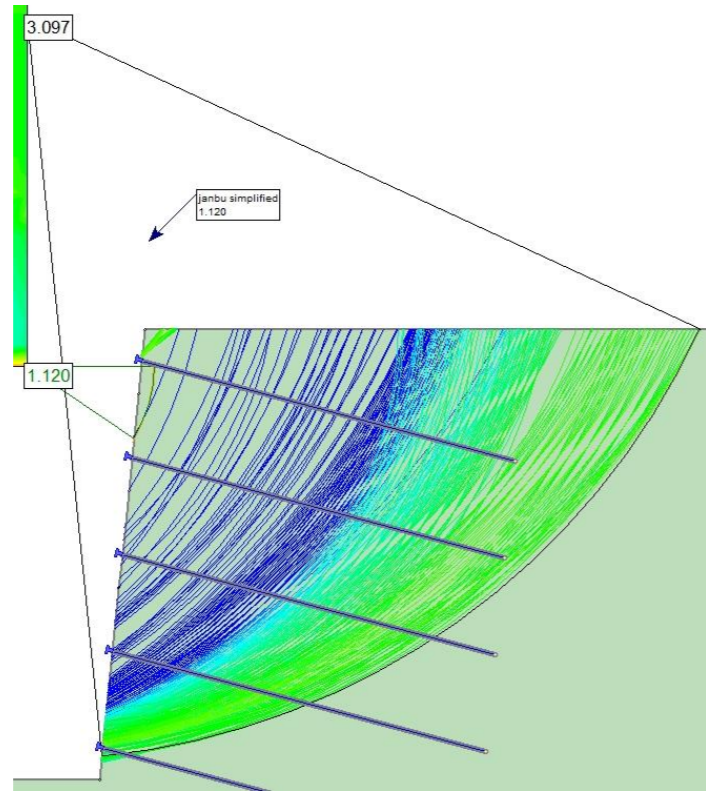
NAIL 3



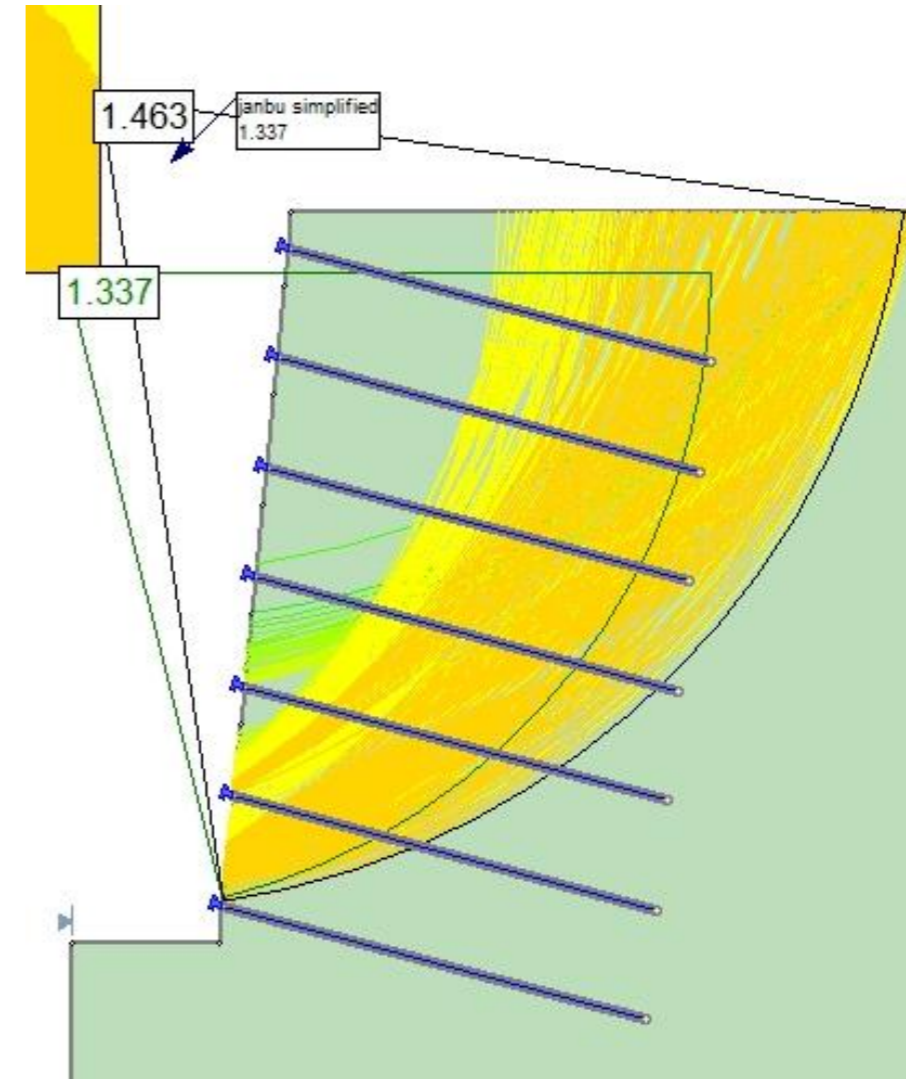
NAIL 4



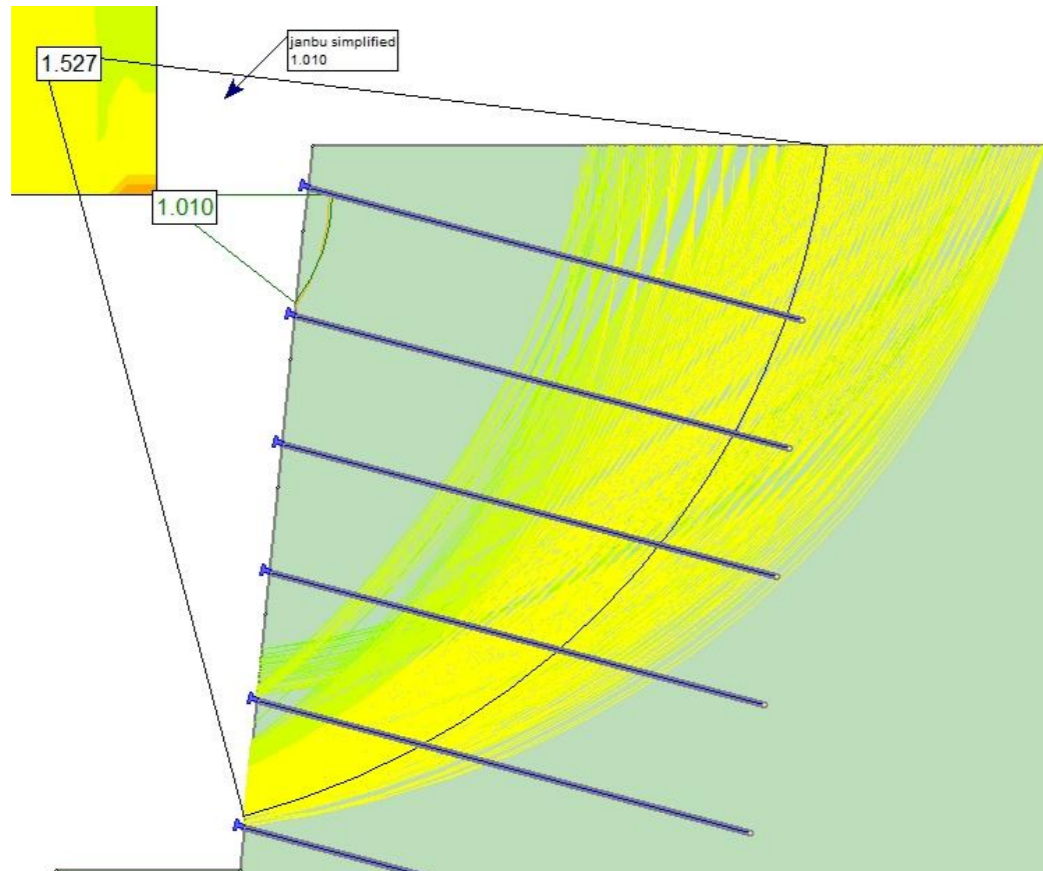
NAIL 5



NAIL 7

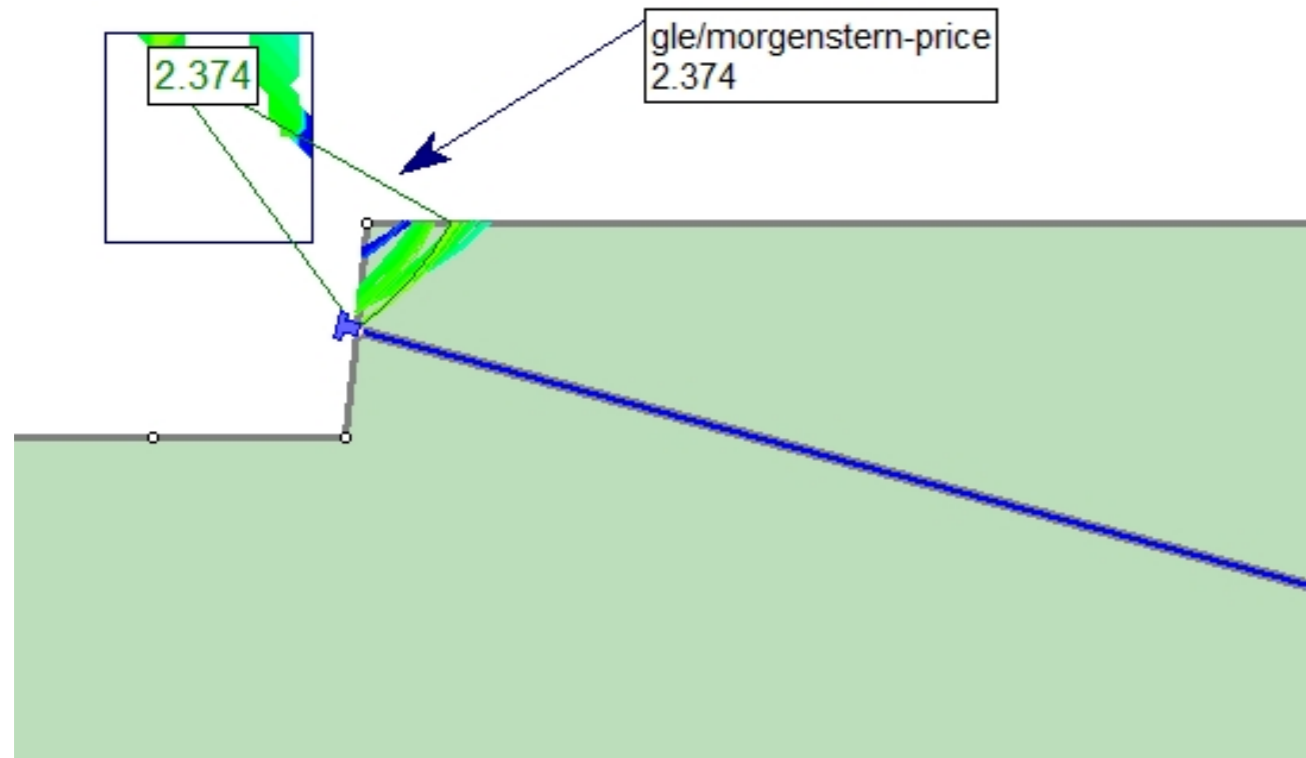


NAIL 6

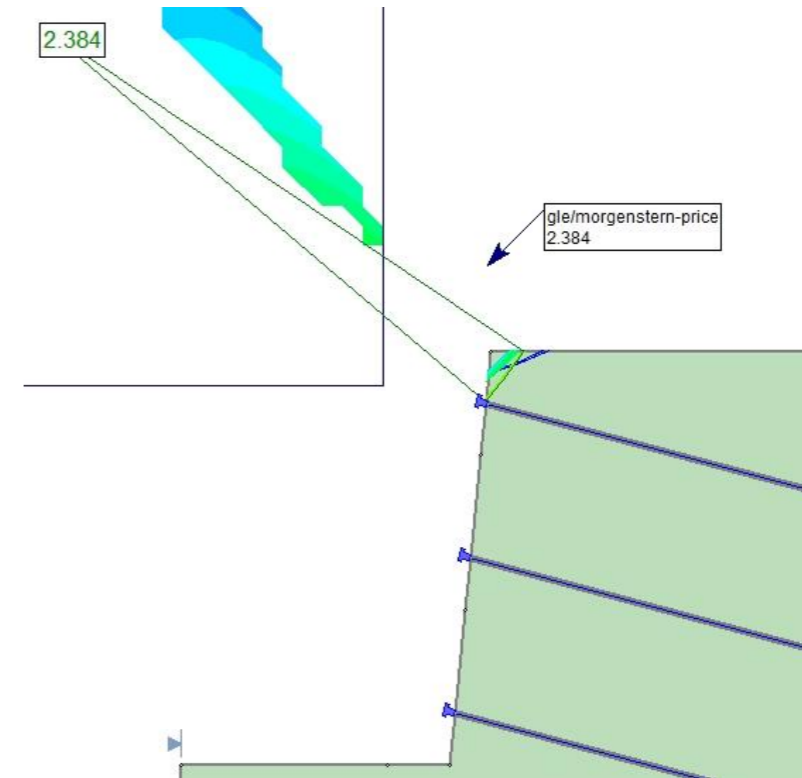


B1.2.1.3 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 6$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

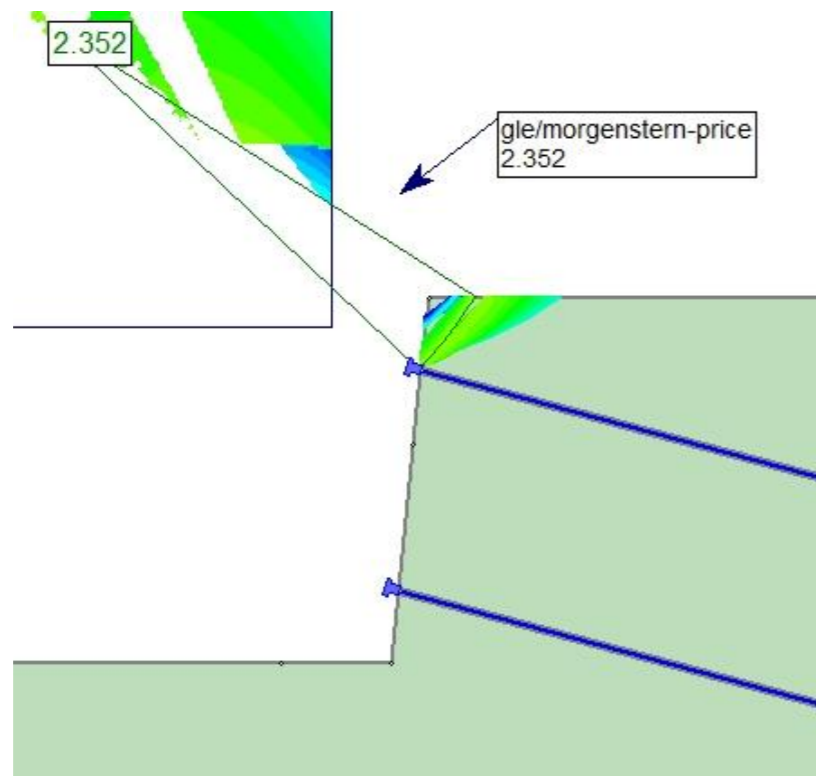
NAIL 1



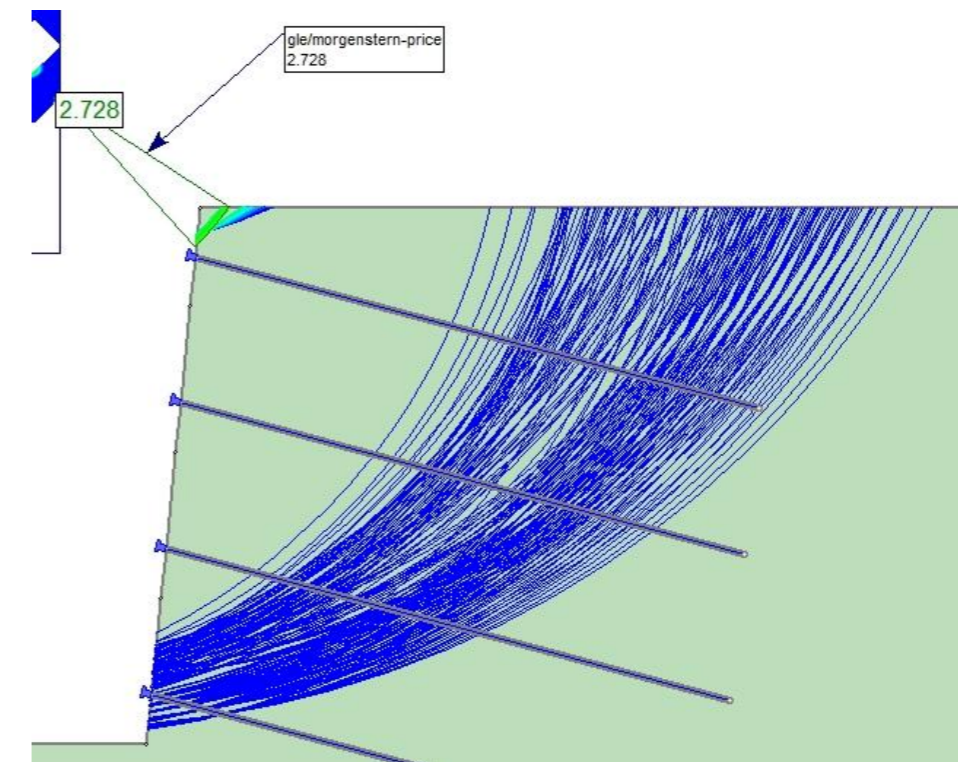
NAIL 3



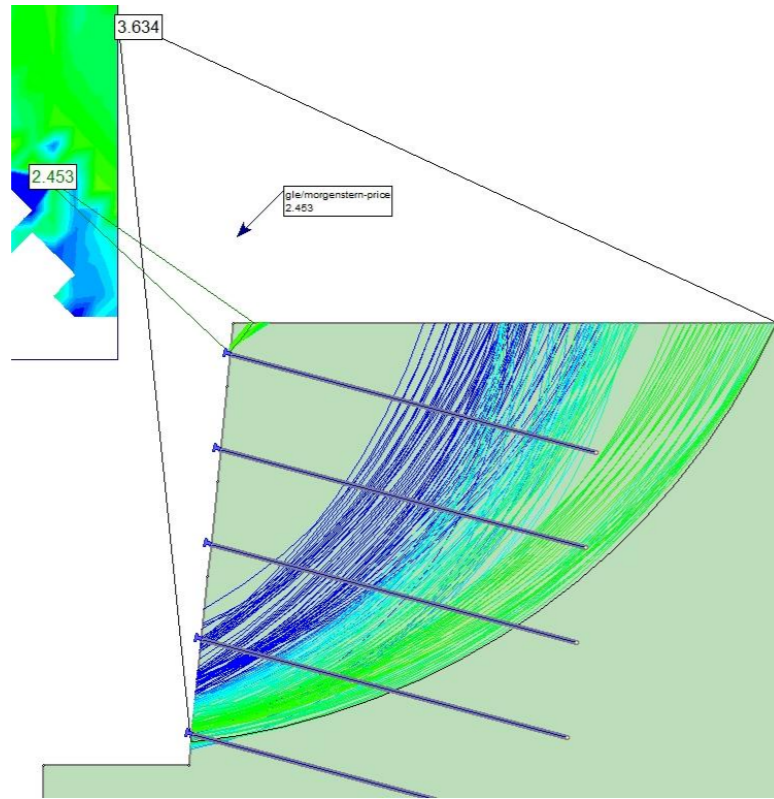
NAIL 2



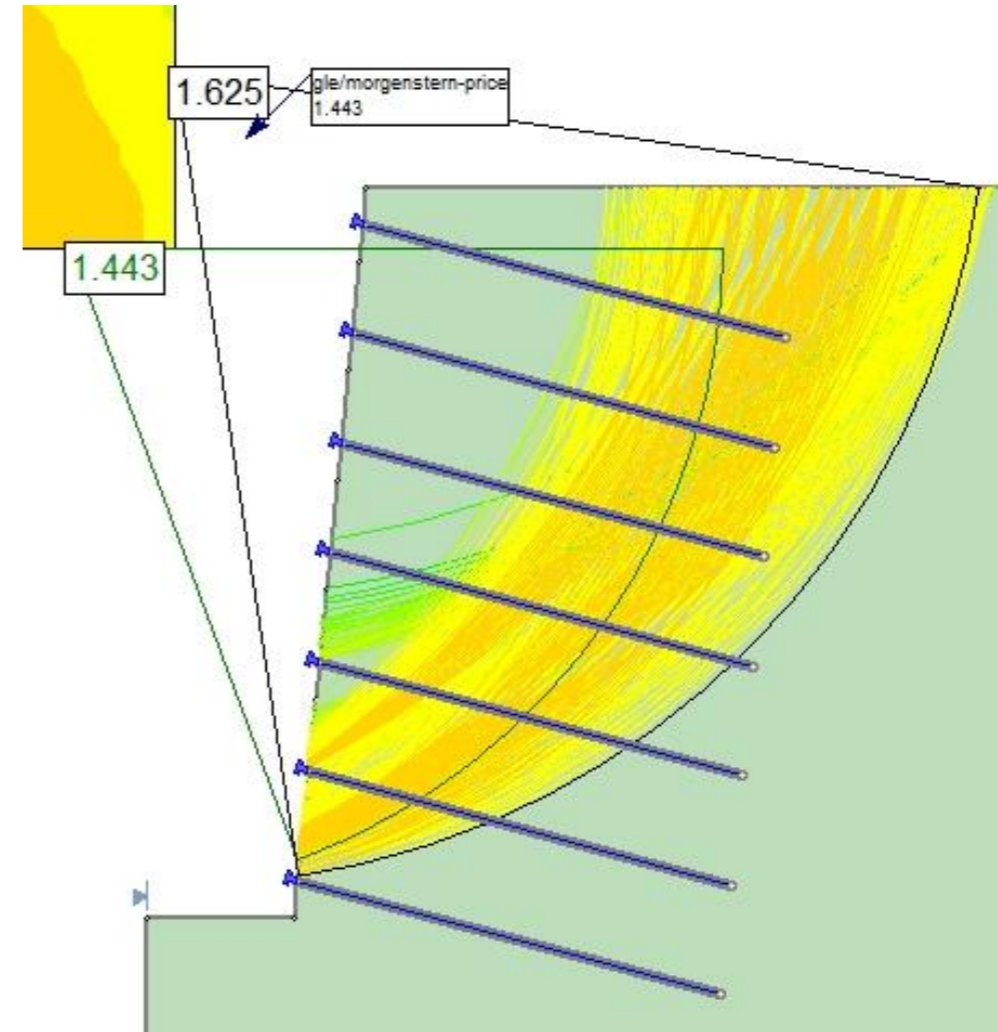
NAIL 4



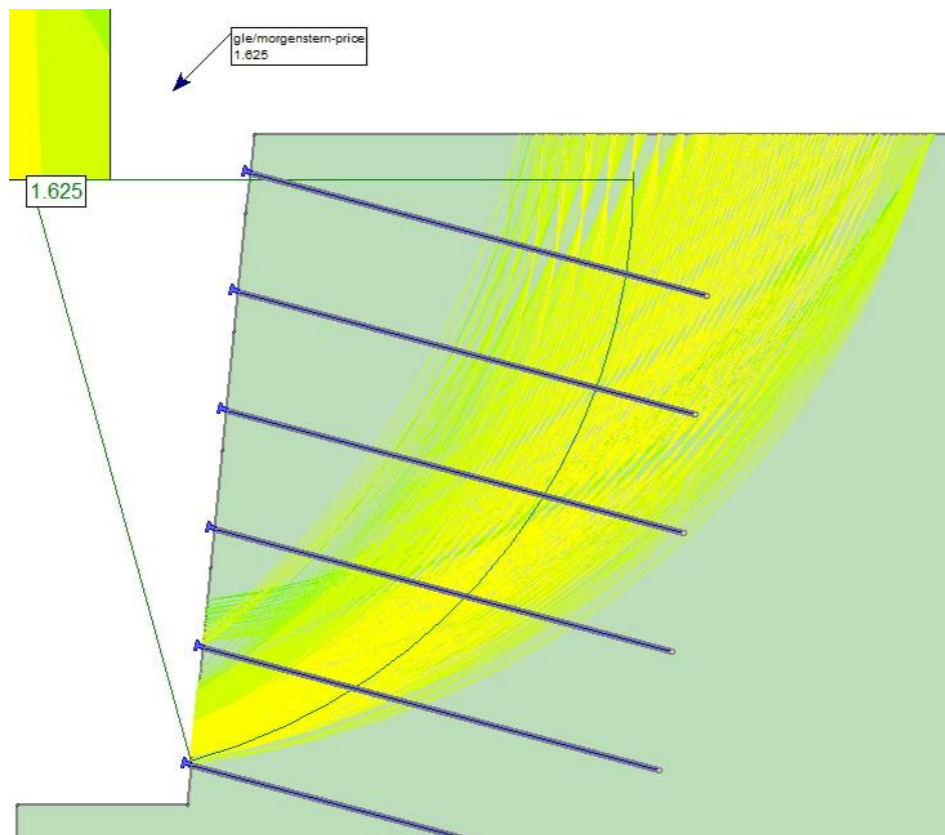
NAIL 5



NAIL 7

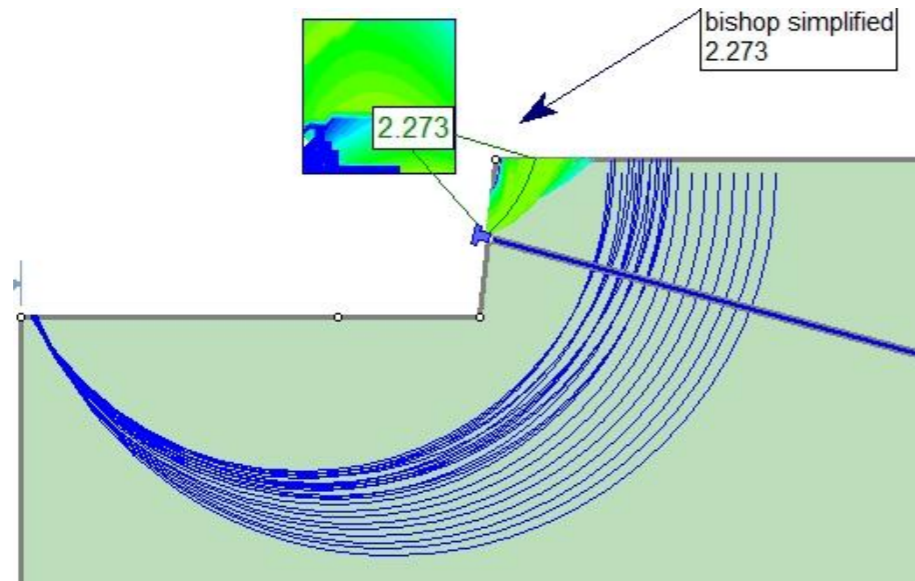


NAIL 6

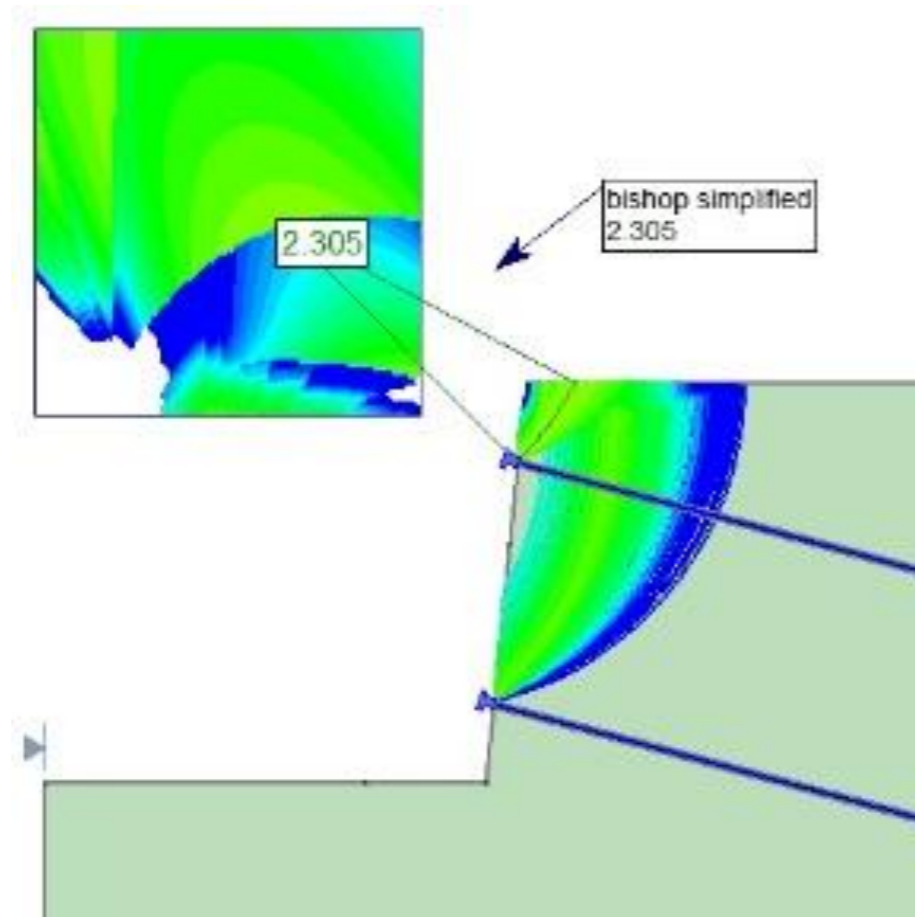


B1.2.2.1 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 7$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

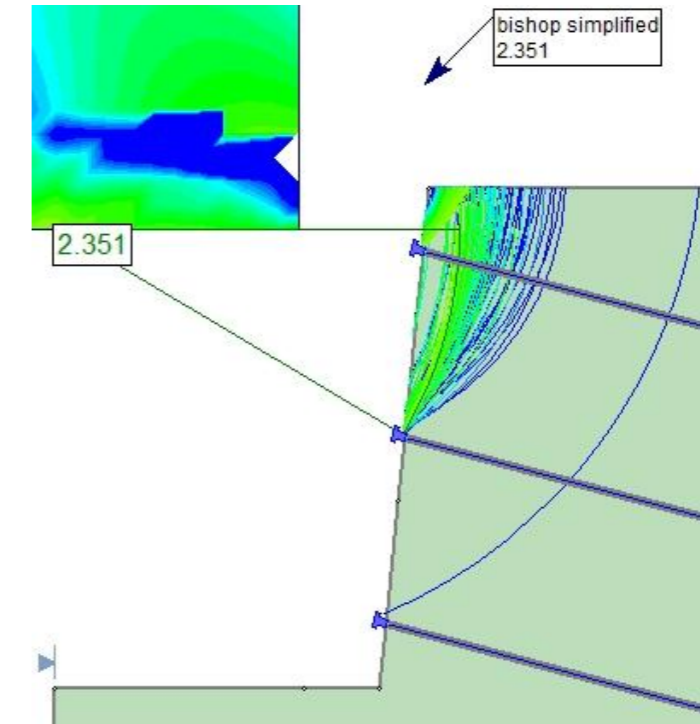
NAIL 1



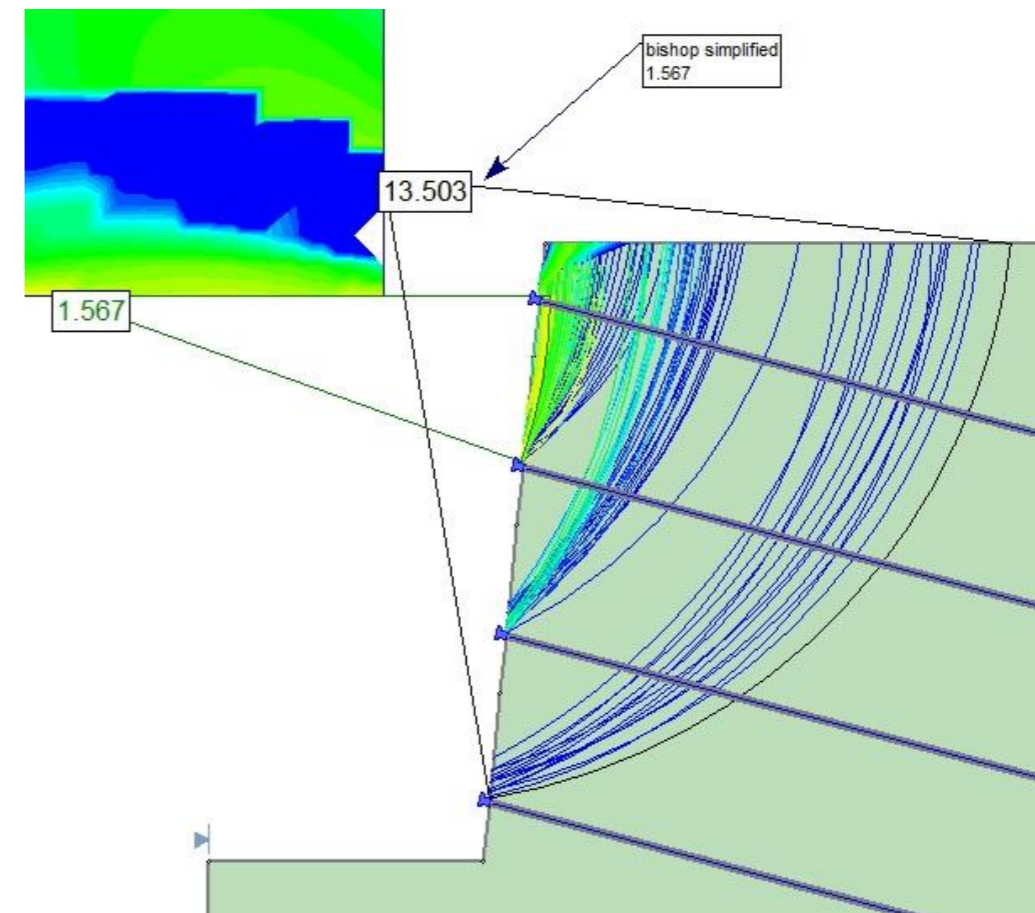
NAIL 2



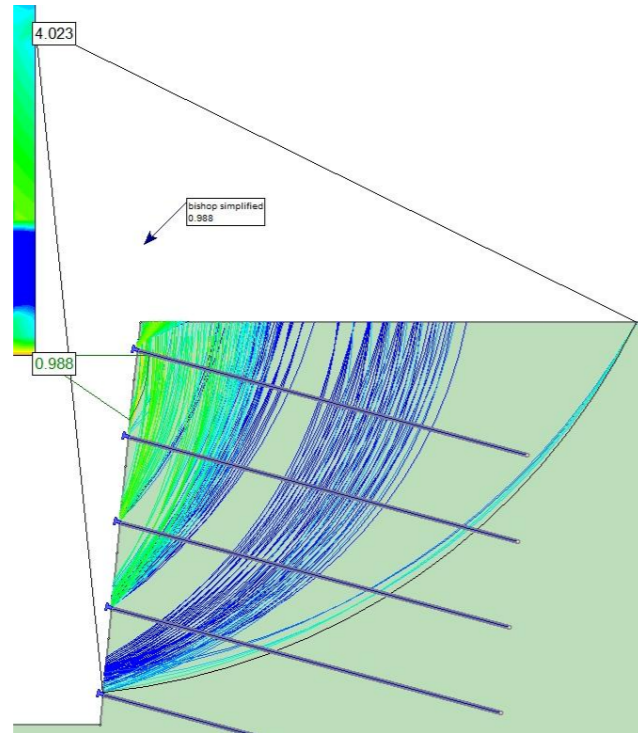
NAIL 3



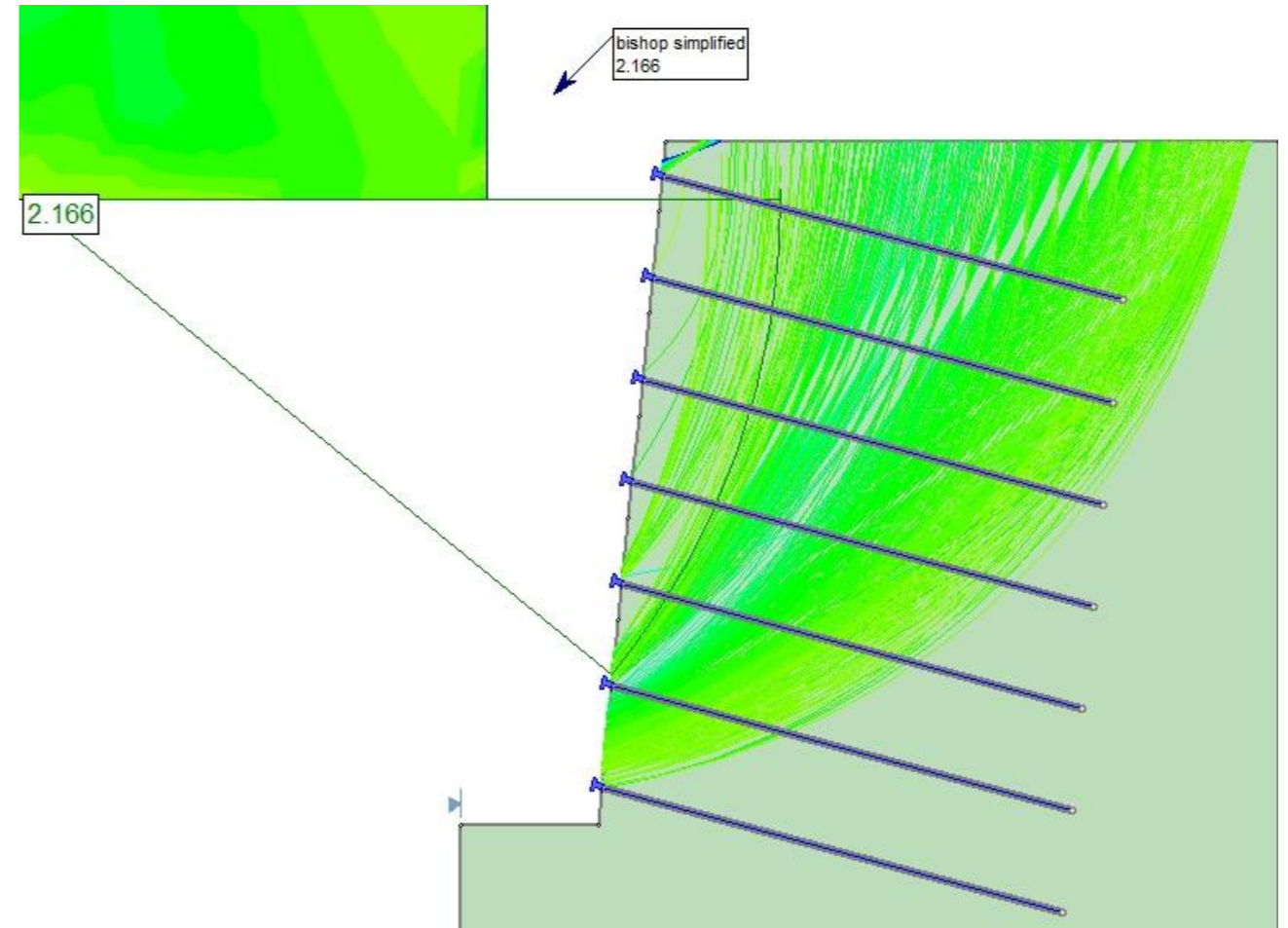
NAIL 4



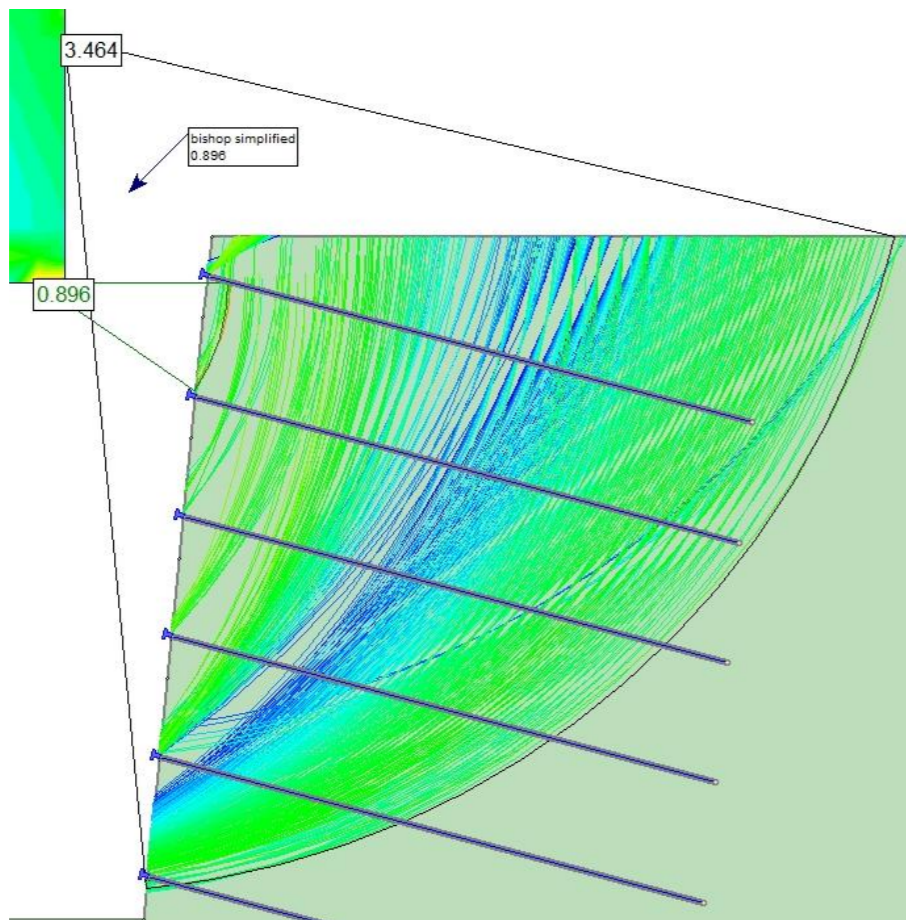
NAIL 5



NAIL 7

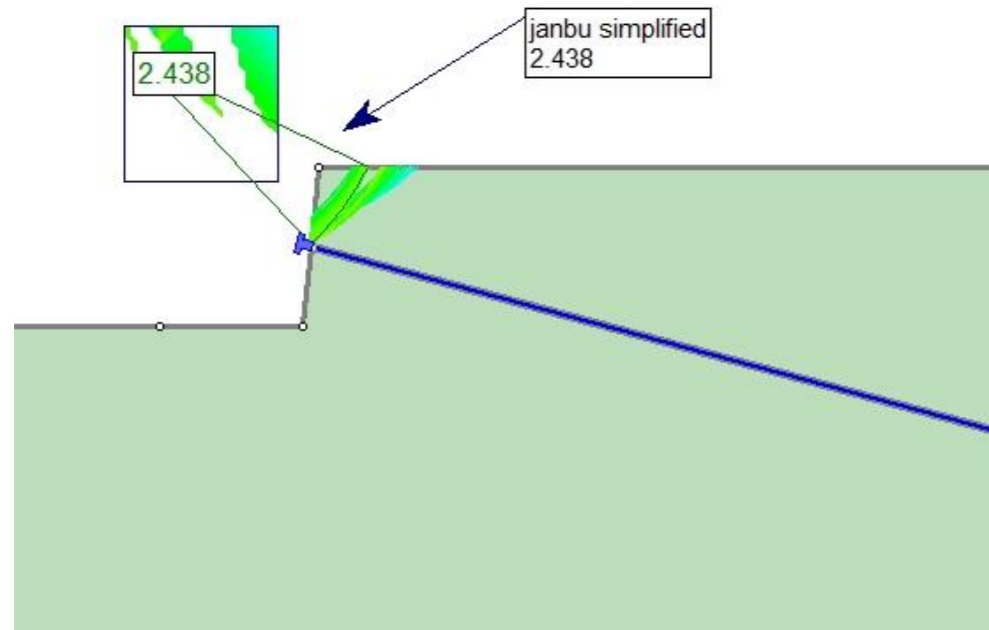


NAIL 6

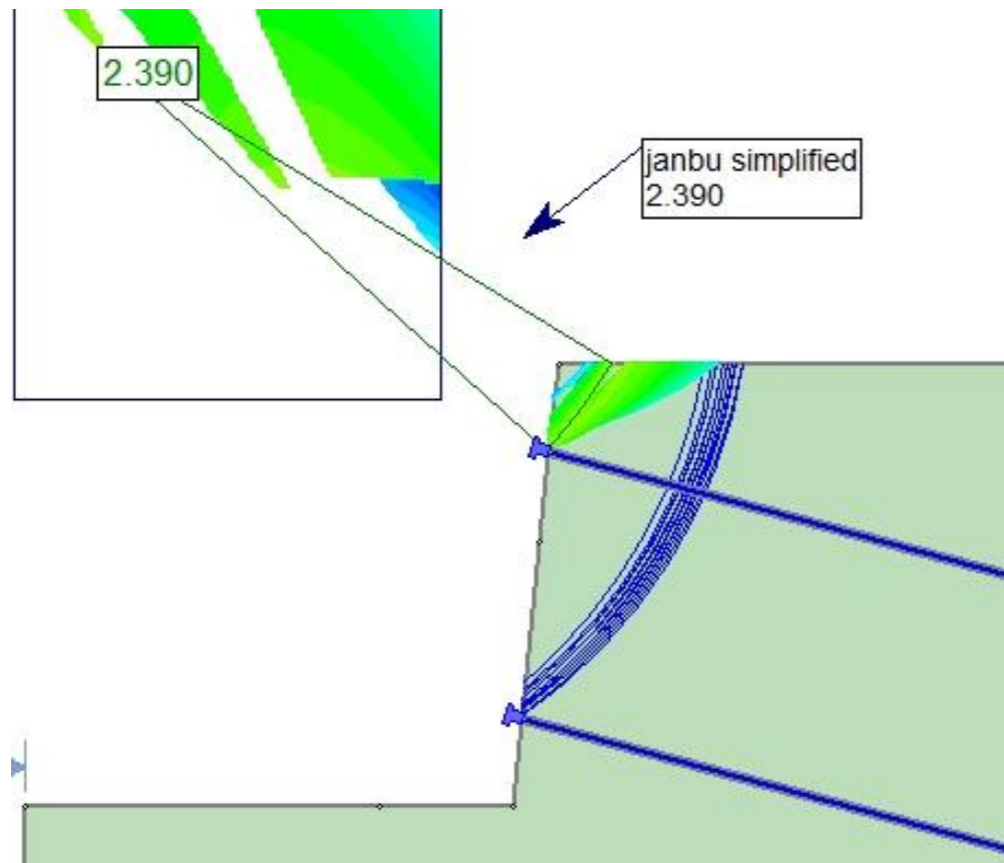


B1.2.2.2 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 7$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

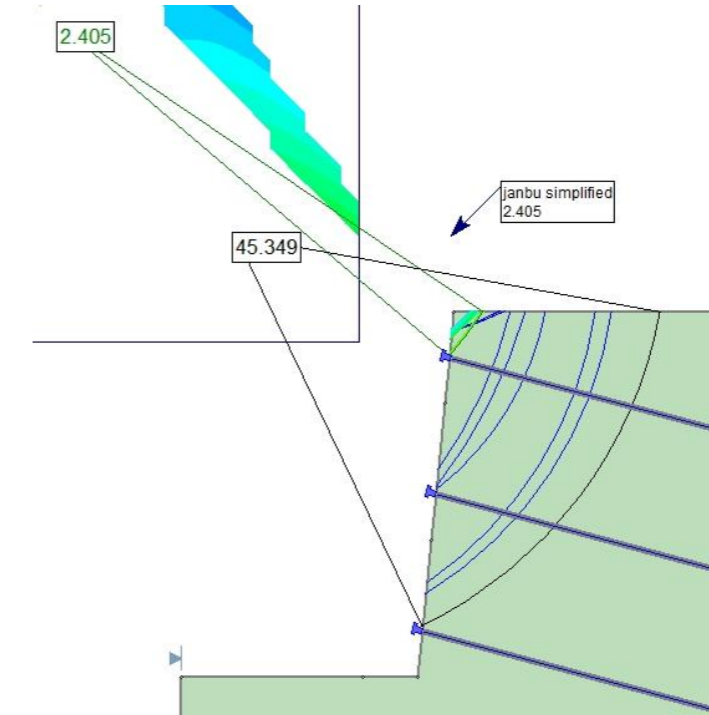
NAIL 1



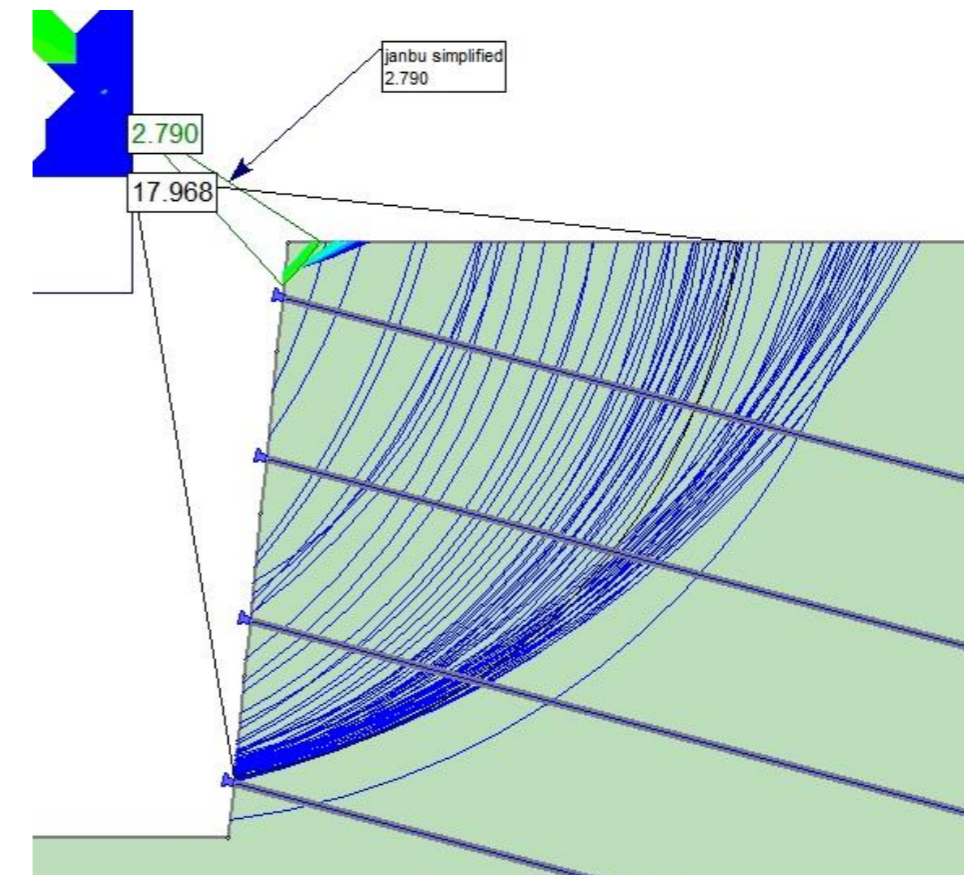
NAIL 2



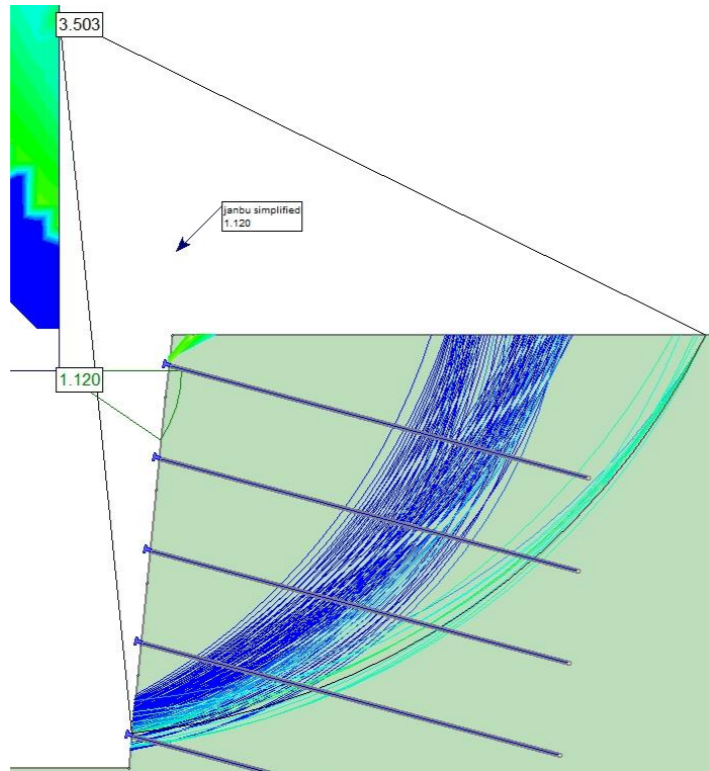
NAIL 3



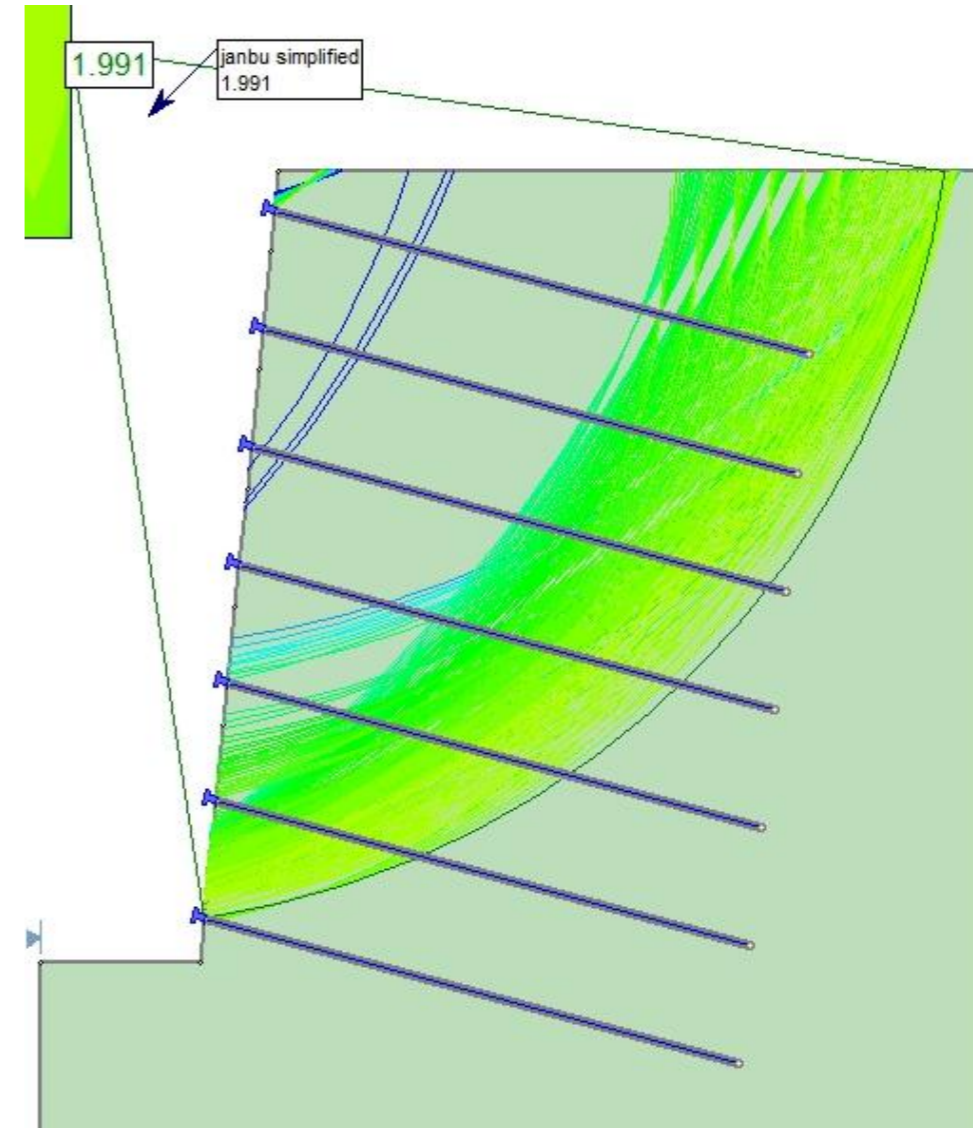
NAIL 4



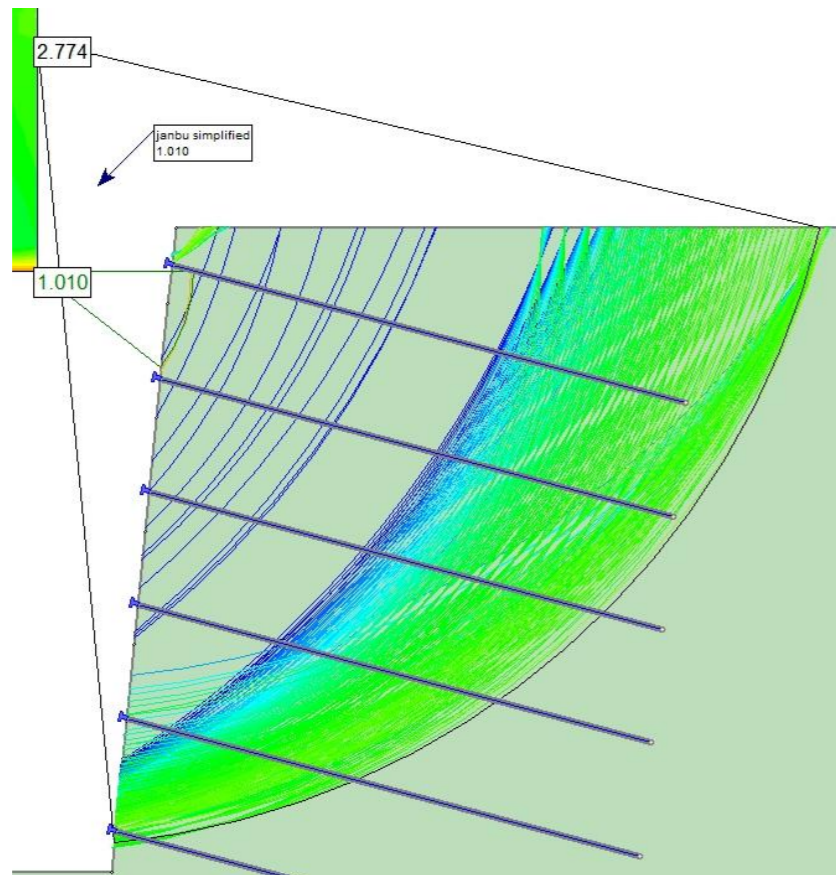
NAIL 5



NAIL 7

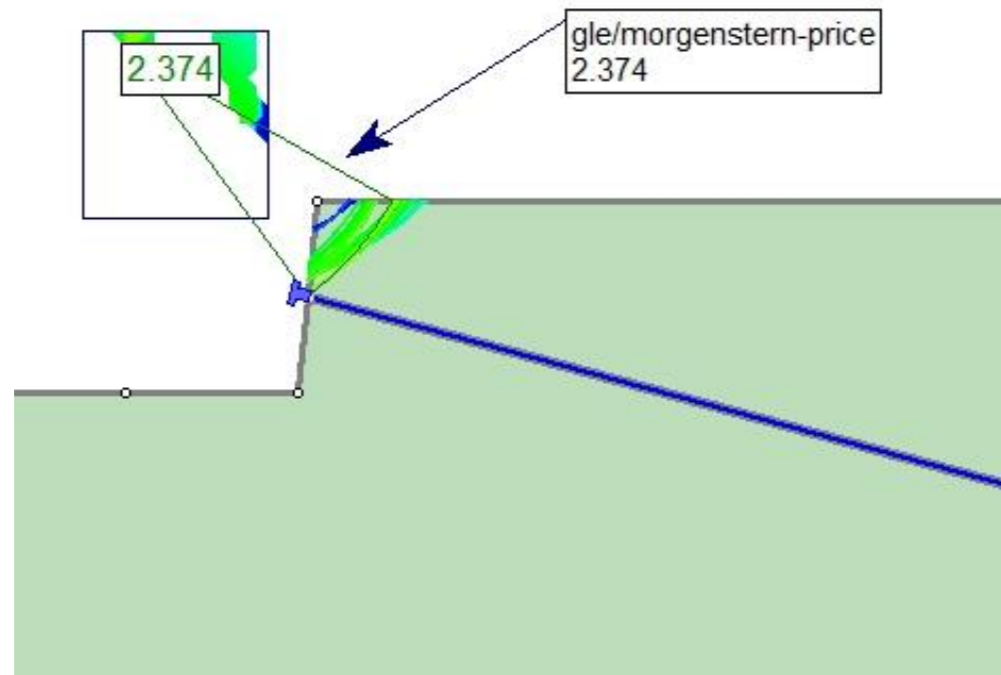


NAIL 6

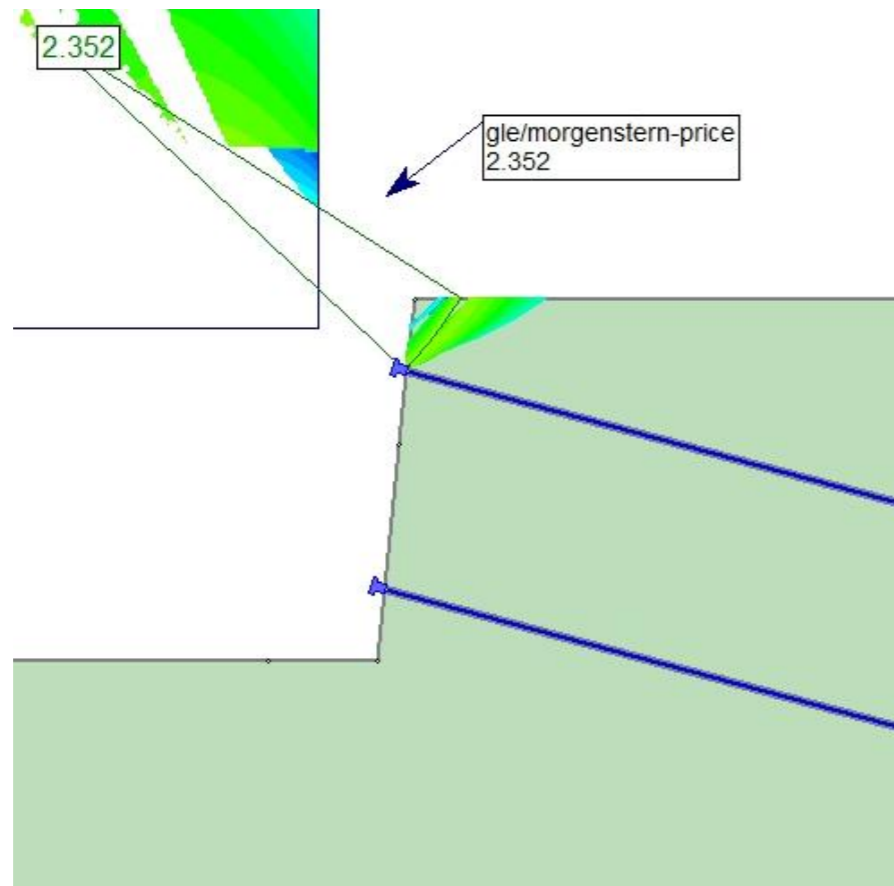


B1.2.2.3 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 7$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

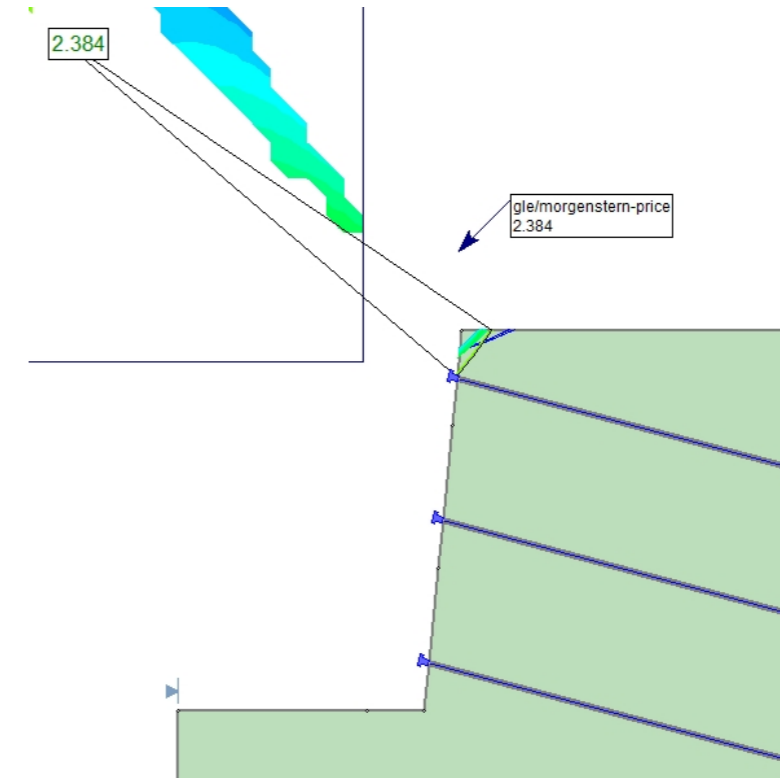
NAIL 1



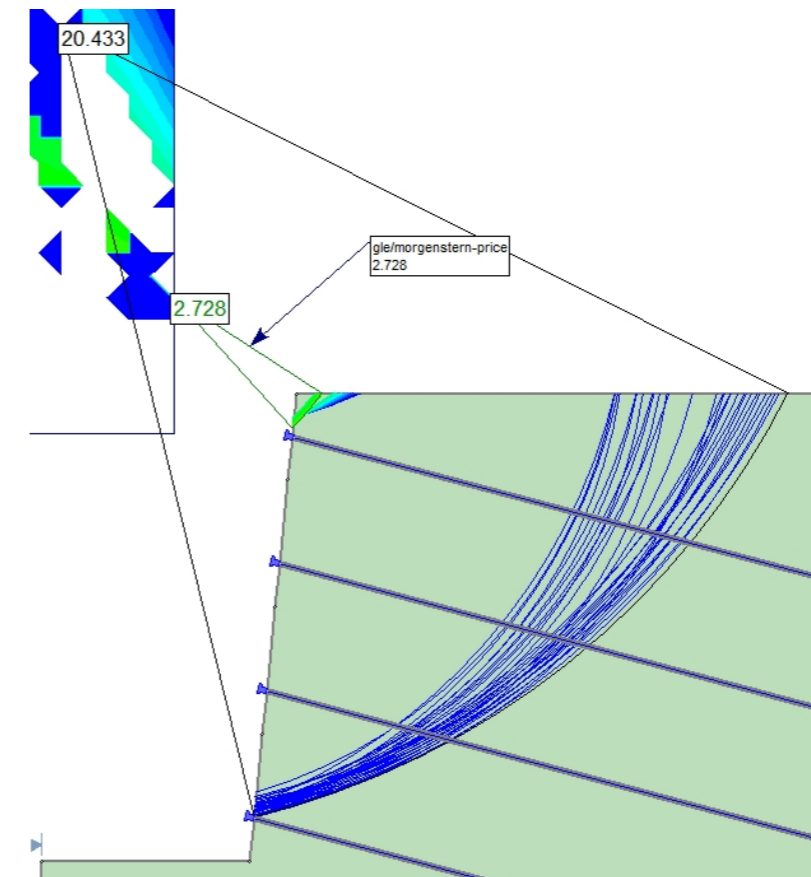
NAIL 2



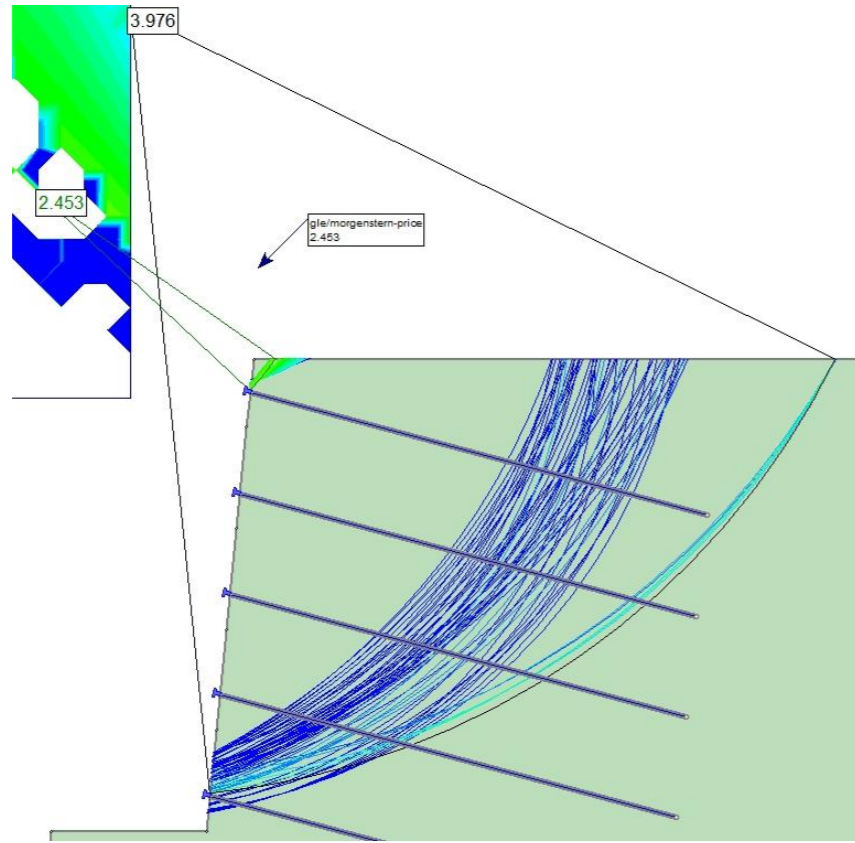
NAIL 3



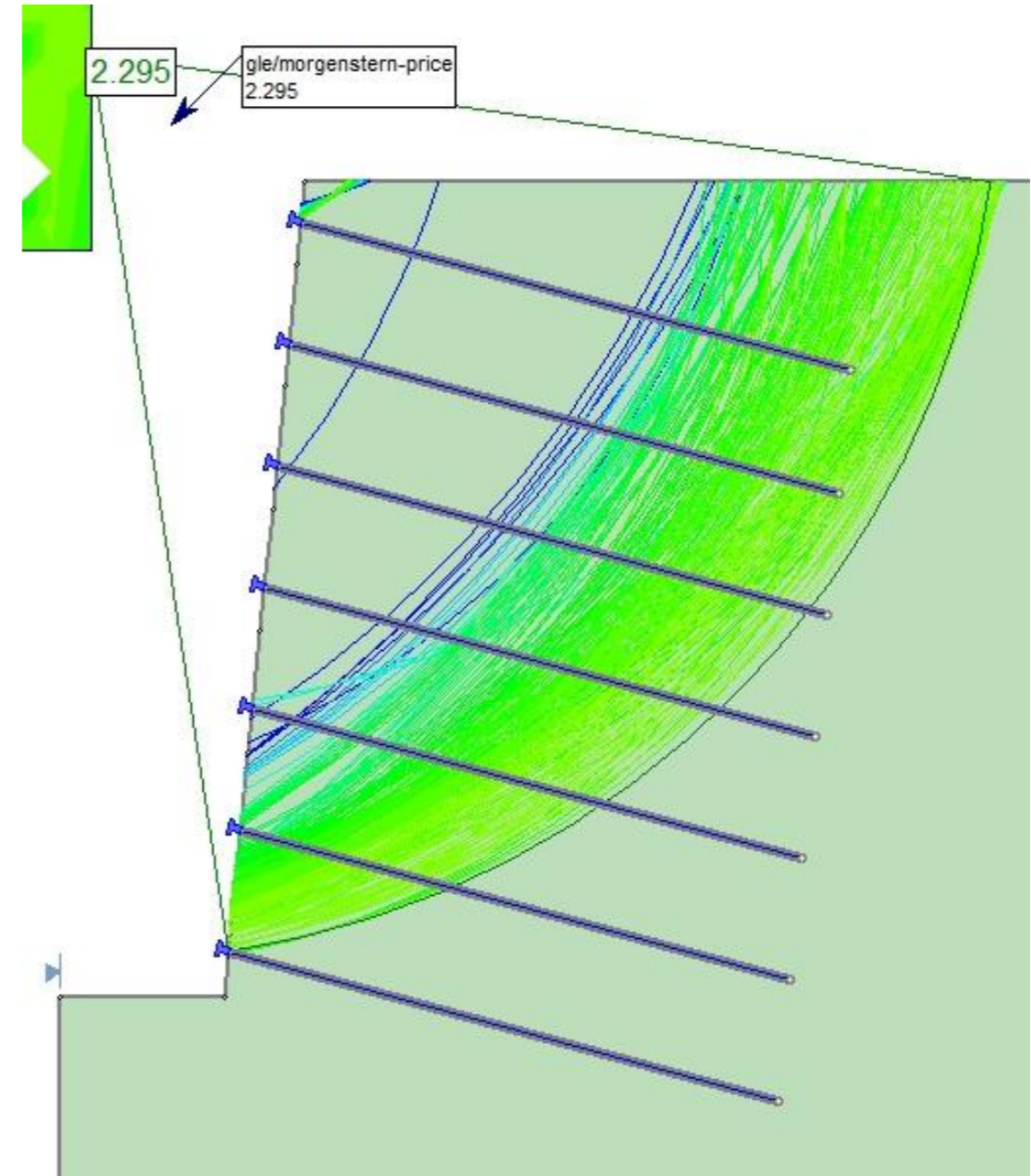
NAIL 4



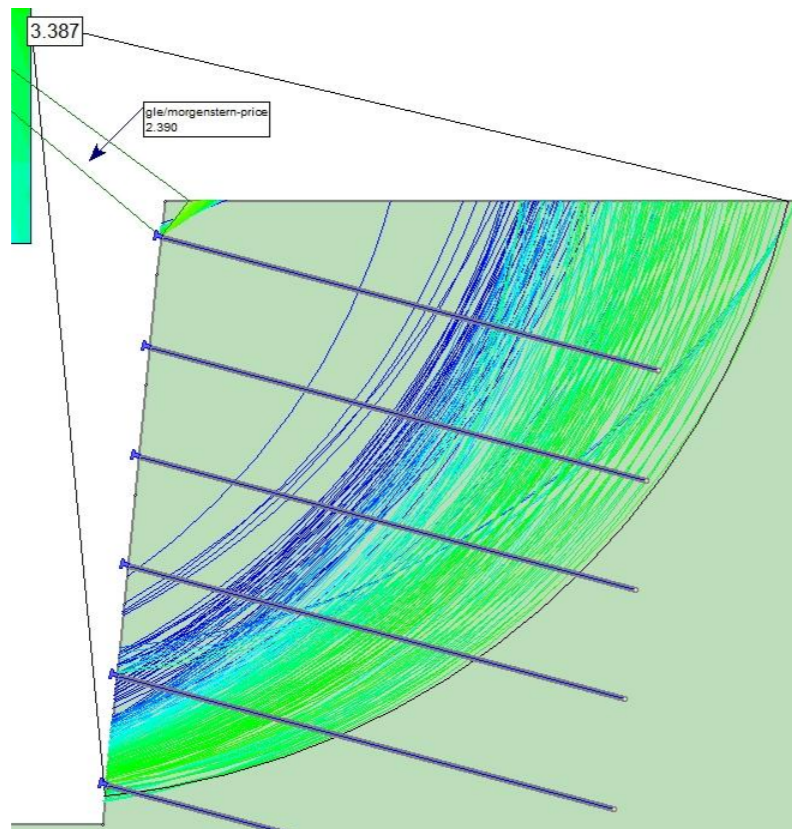
NAIL 5



NAIL 7

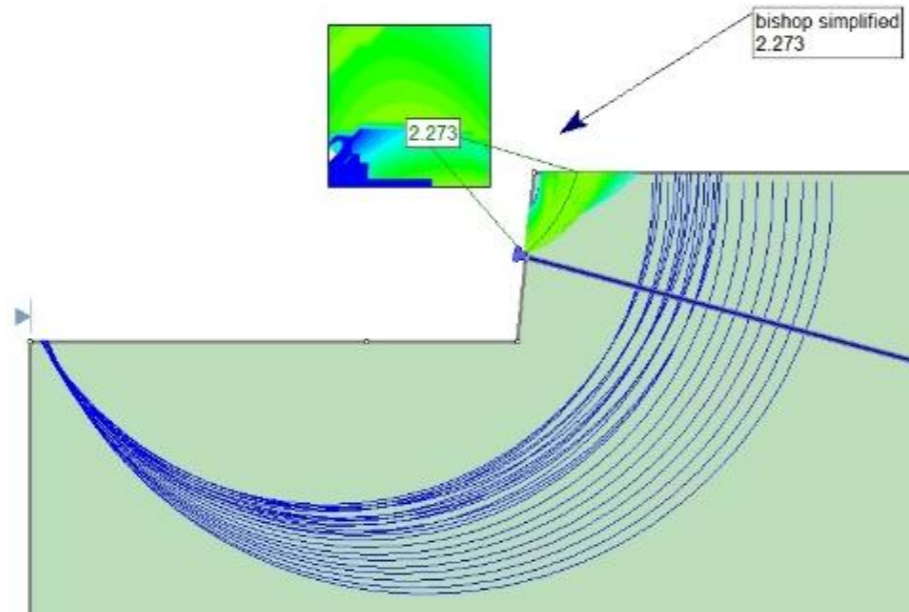


NAIL 6

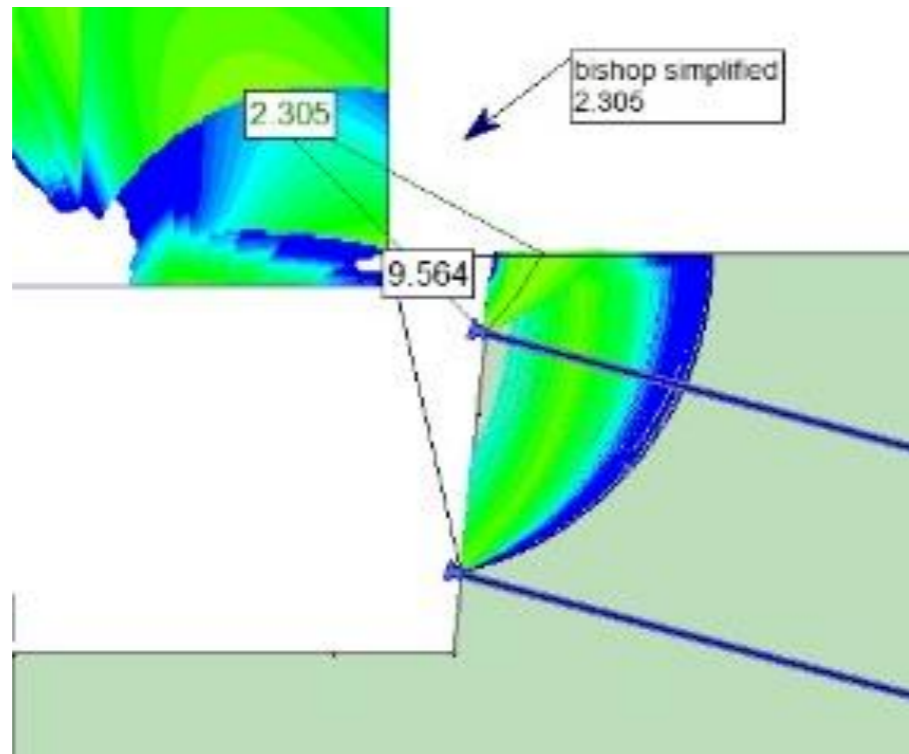


B1.2.3.1 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 8\text{ m}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

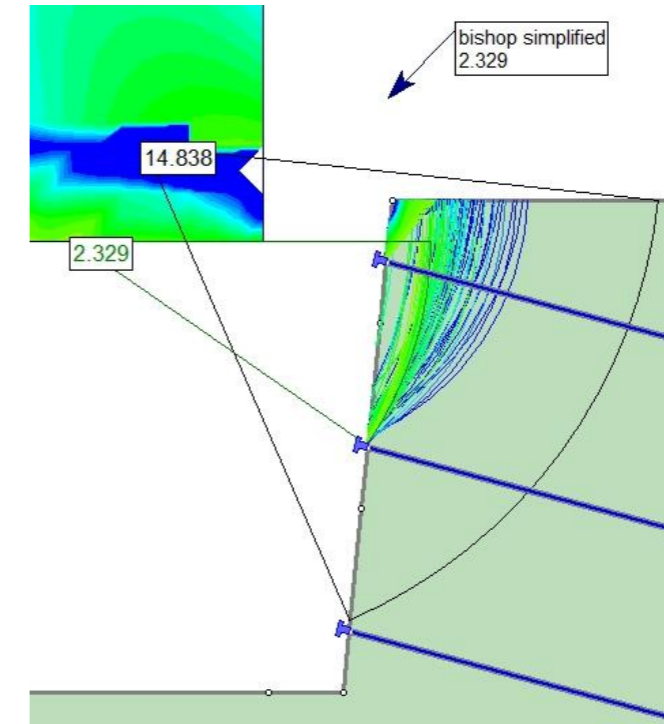
NAIL 1



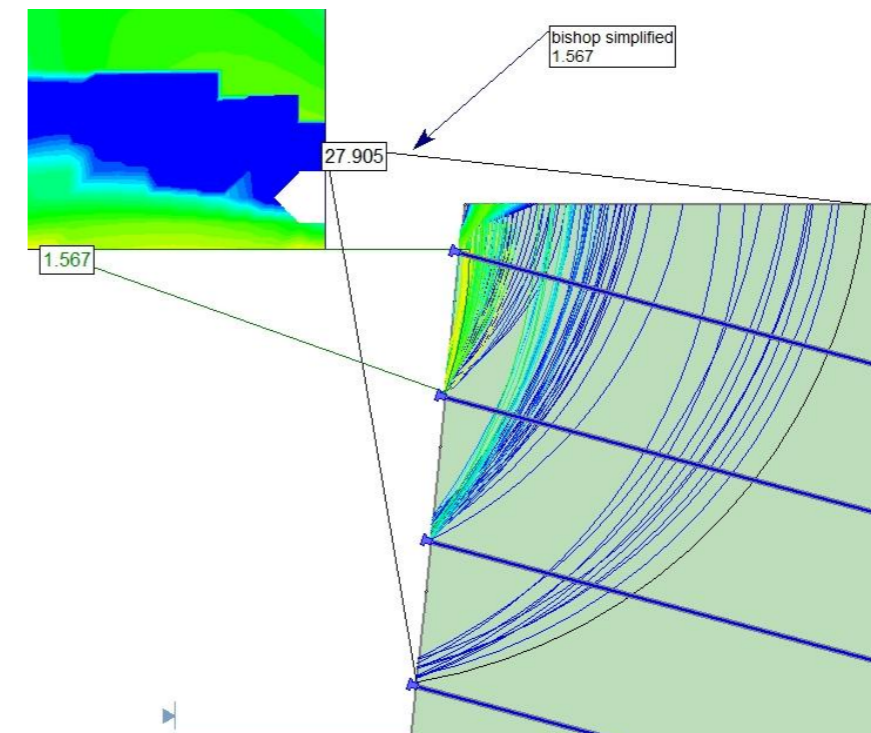
NAIL 2



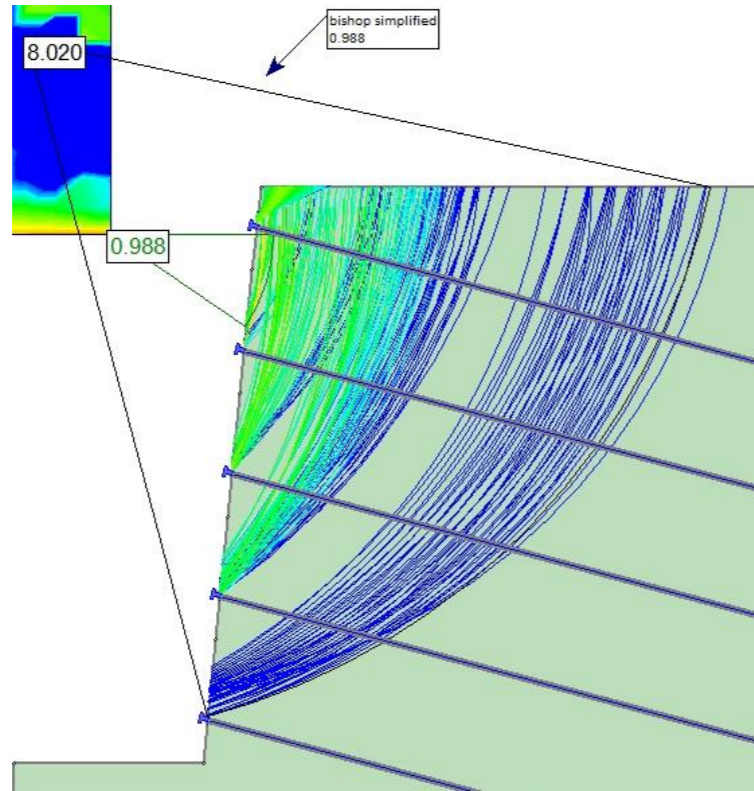
NAIL 3



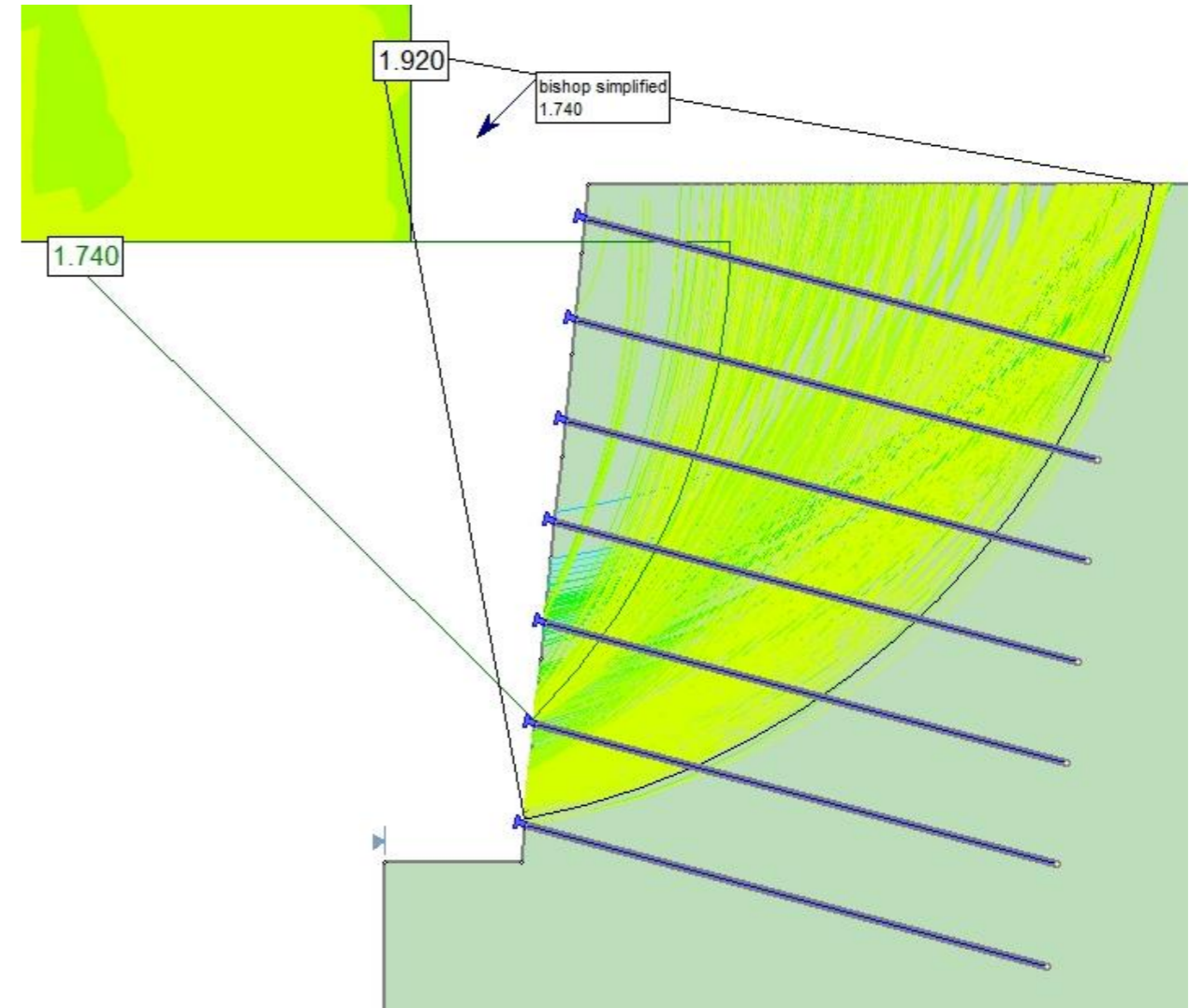
NAIL 4



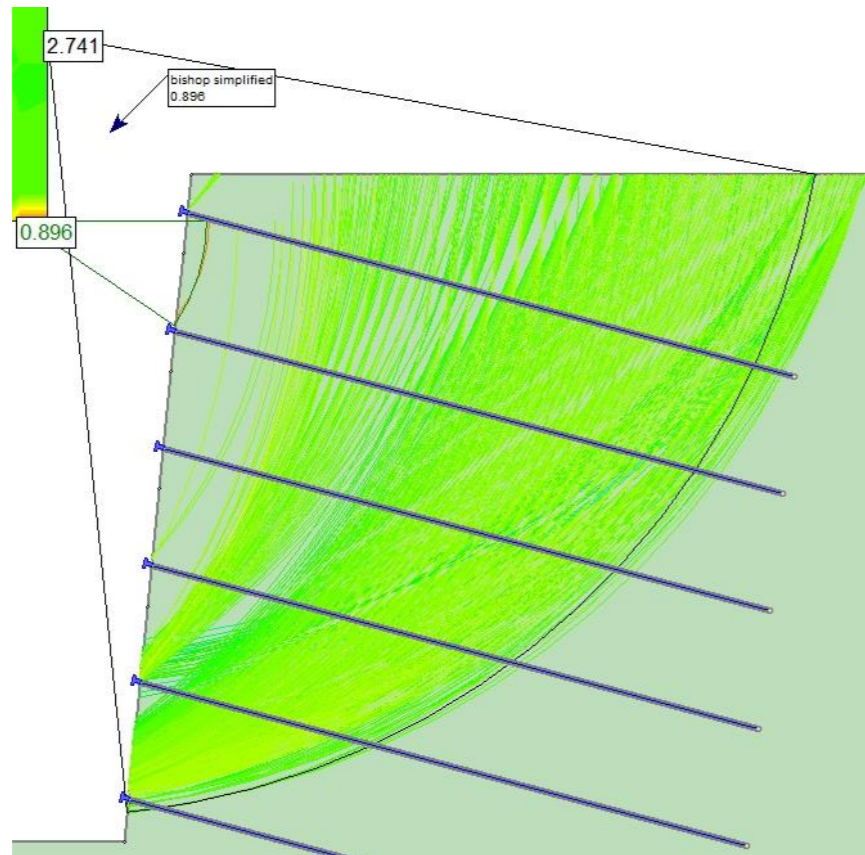
NAIL 5



NAIL 7

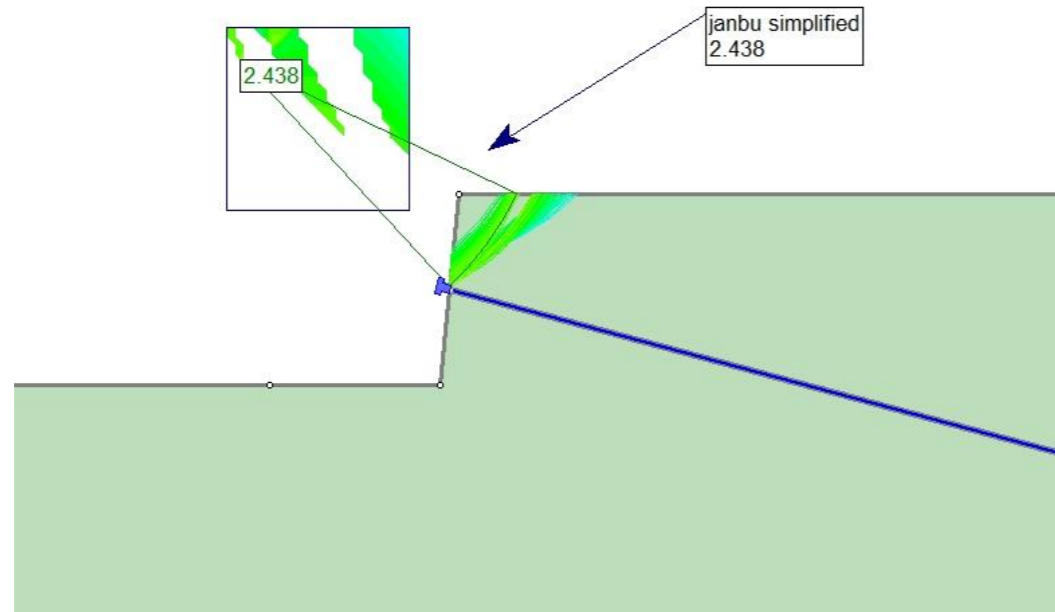


NAIL 6

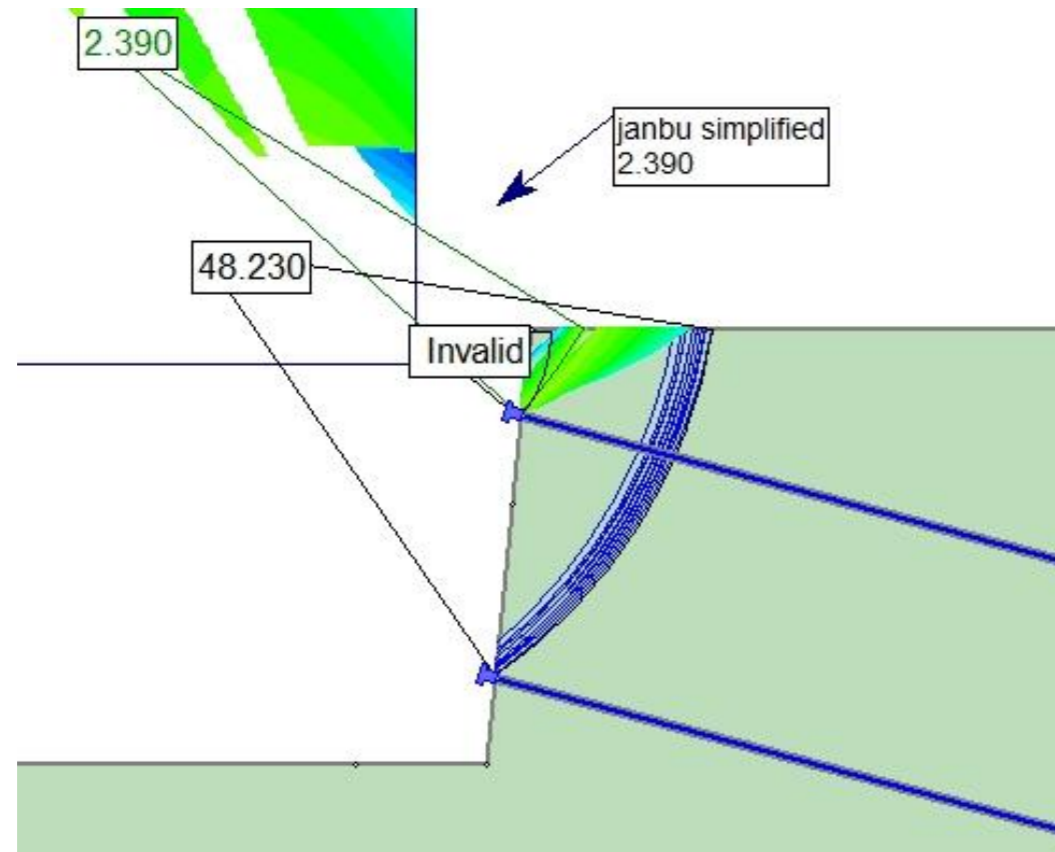


B1.2.3.2 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 8$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

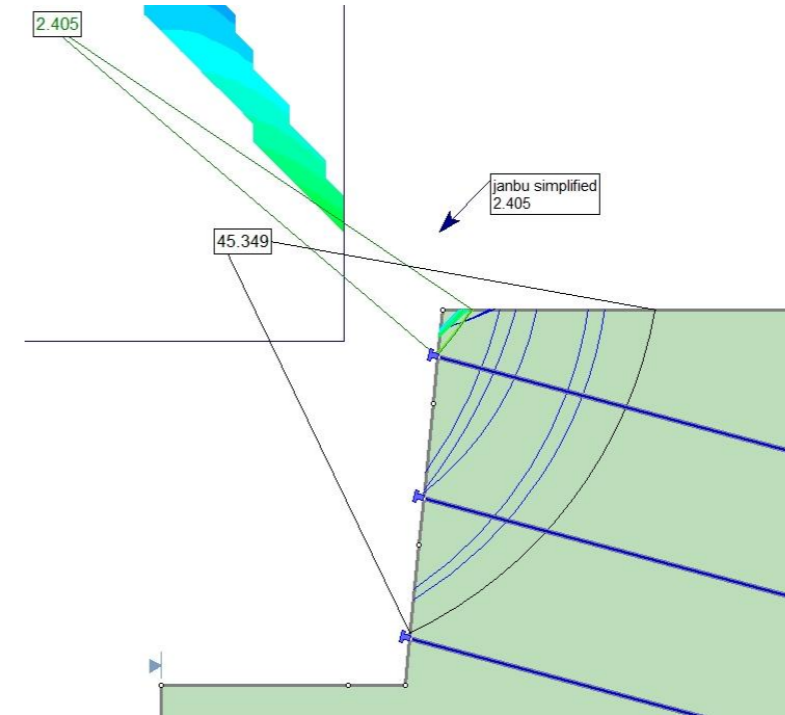
NAIL 1



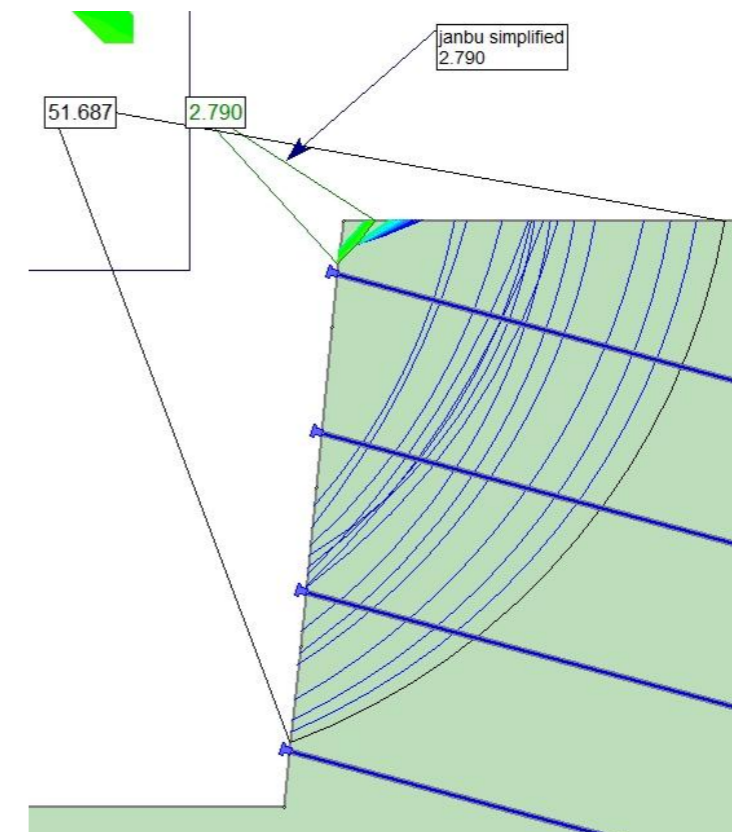
NAIL 2



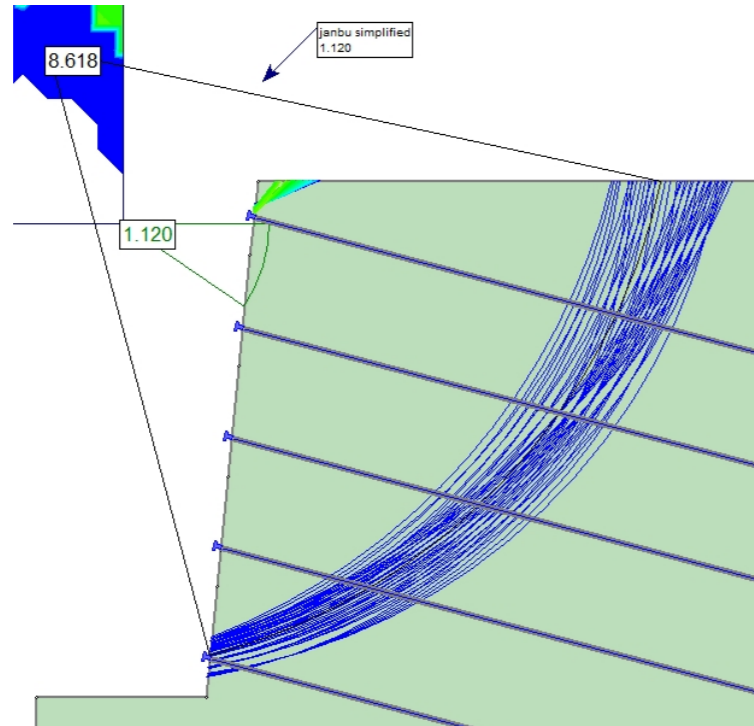
NAIL 3



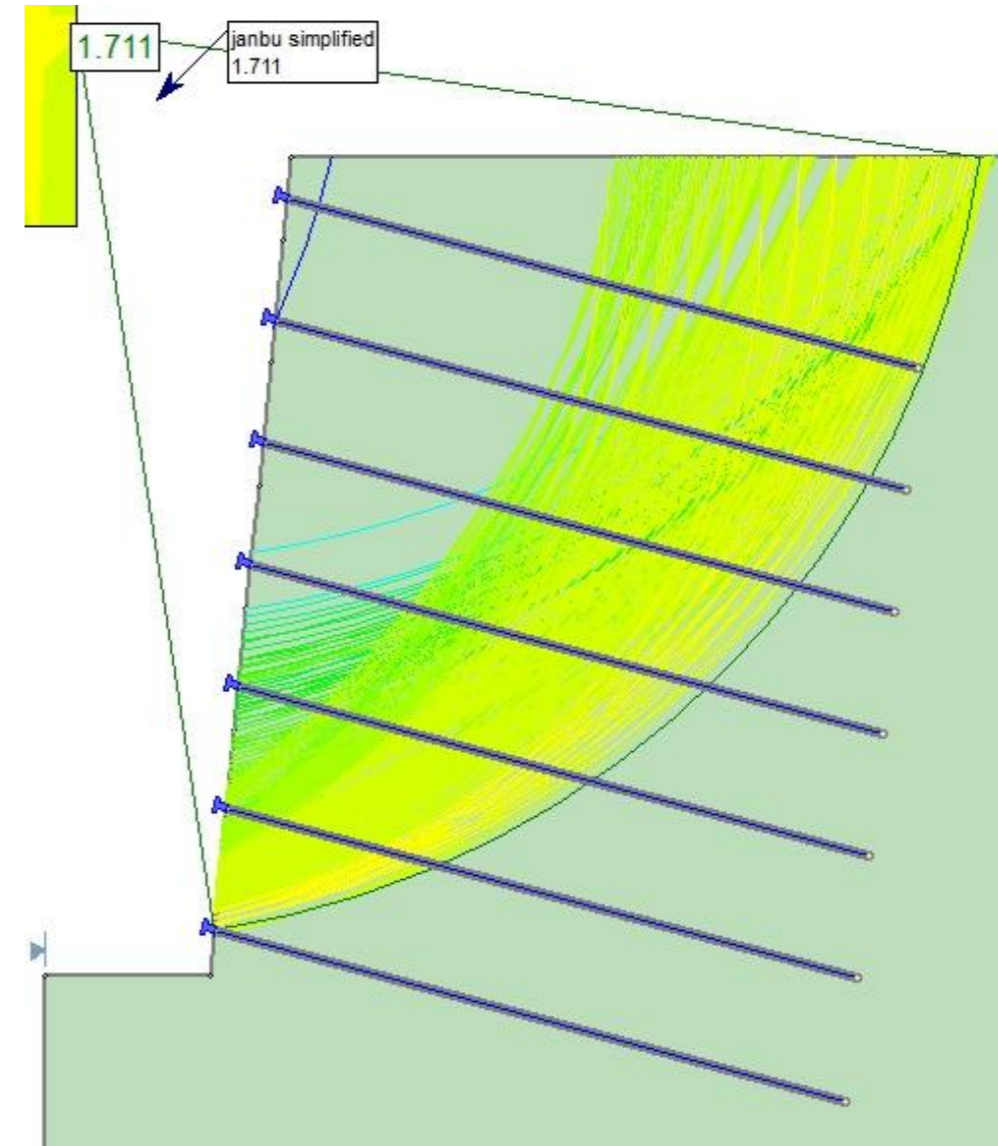
NAIL 4



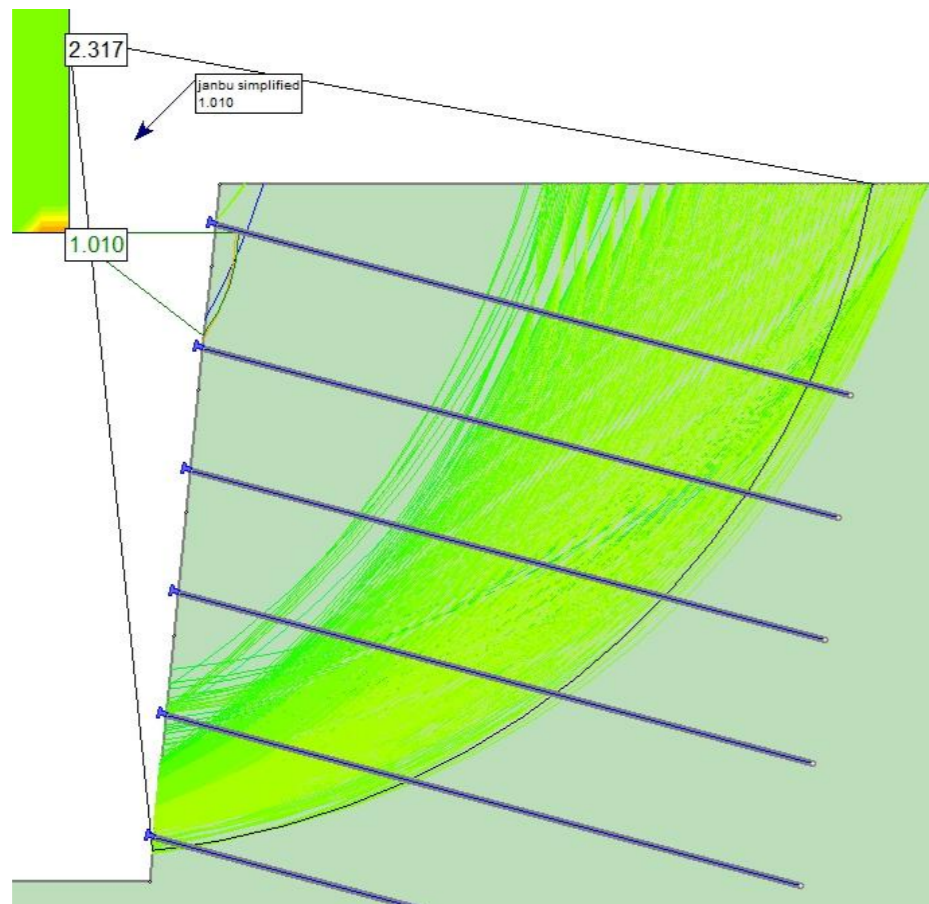
NAIL 5



NAIL 7

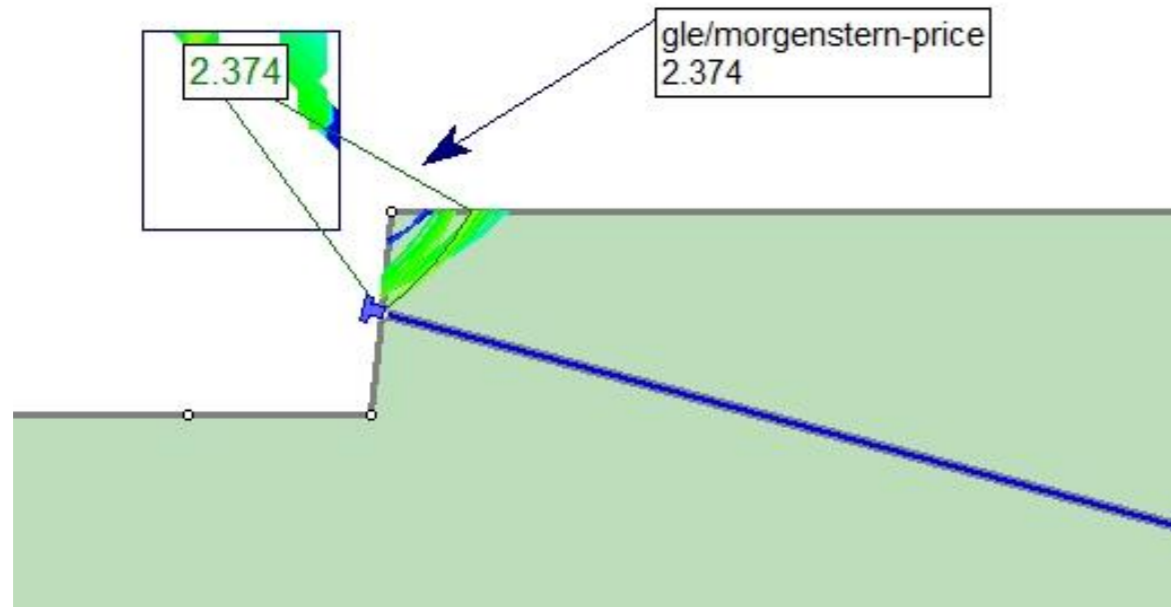


NAIL 6

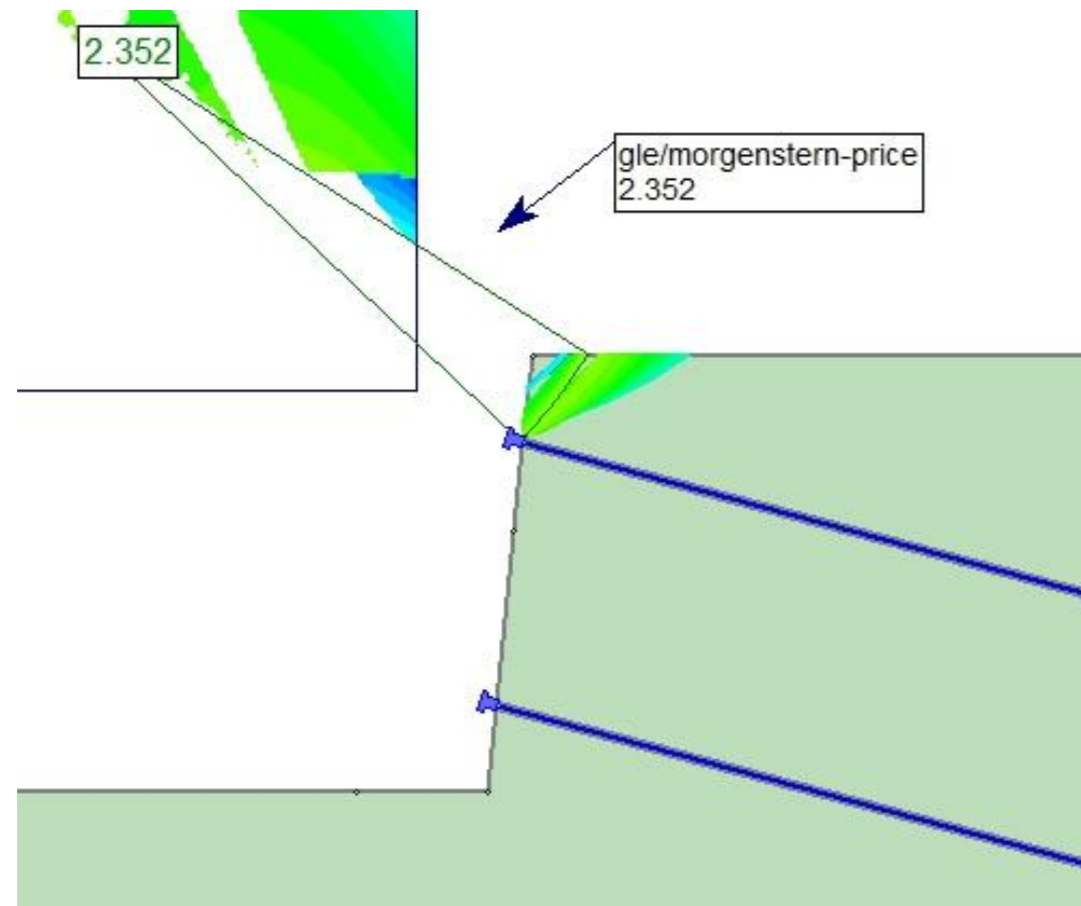


B1.2.3.3 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 8\text{ m}$  – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

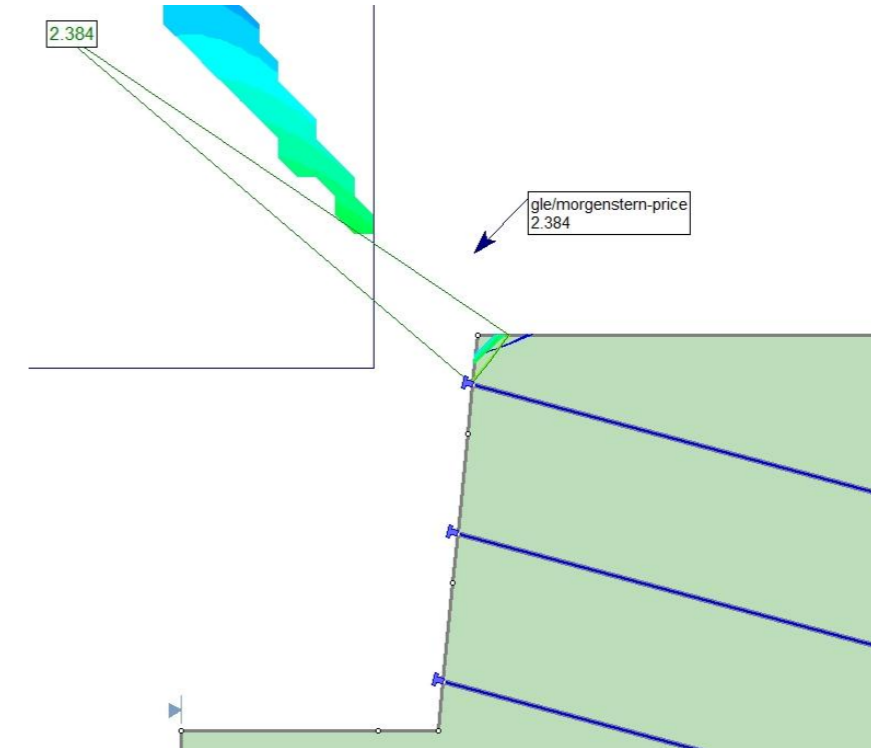
NAIL 1



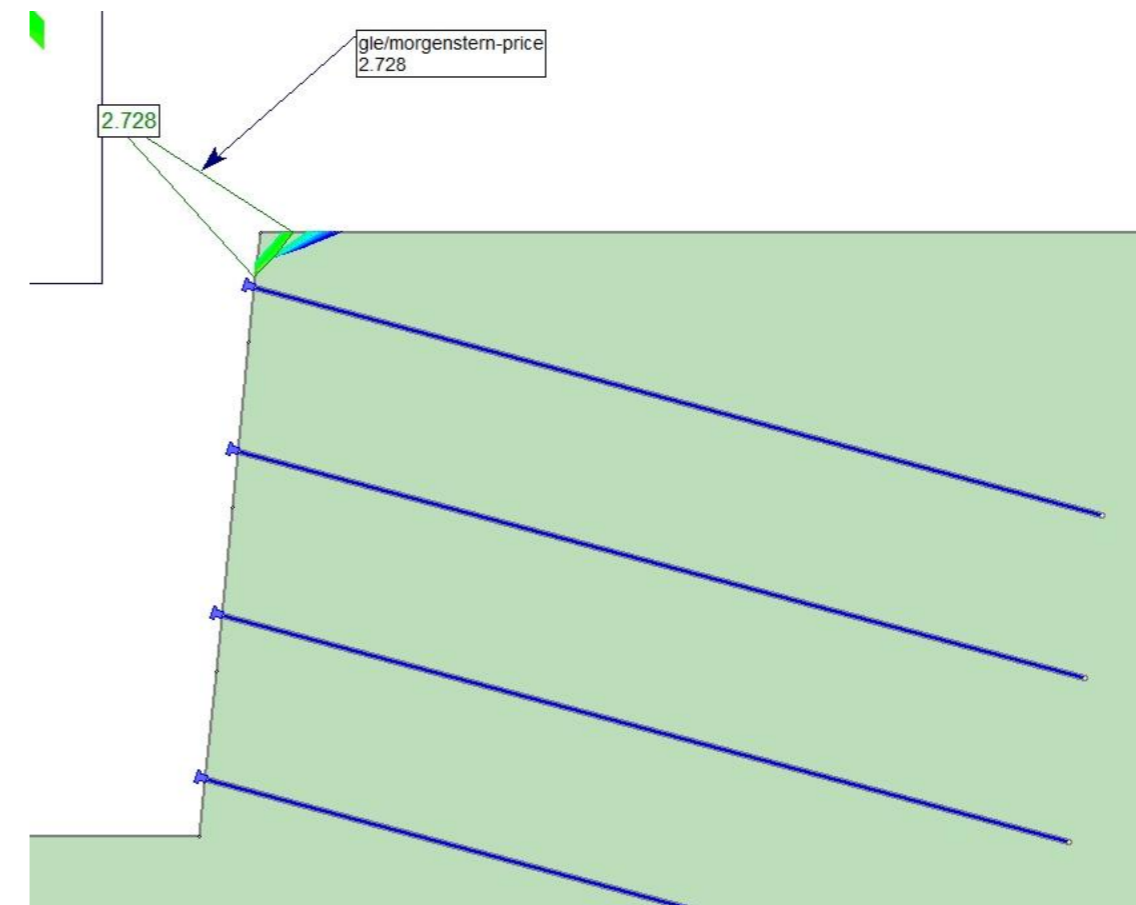
NAIL 2



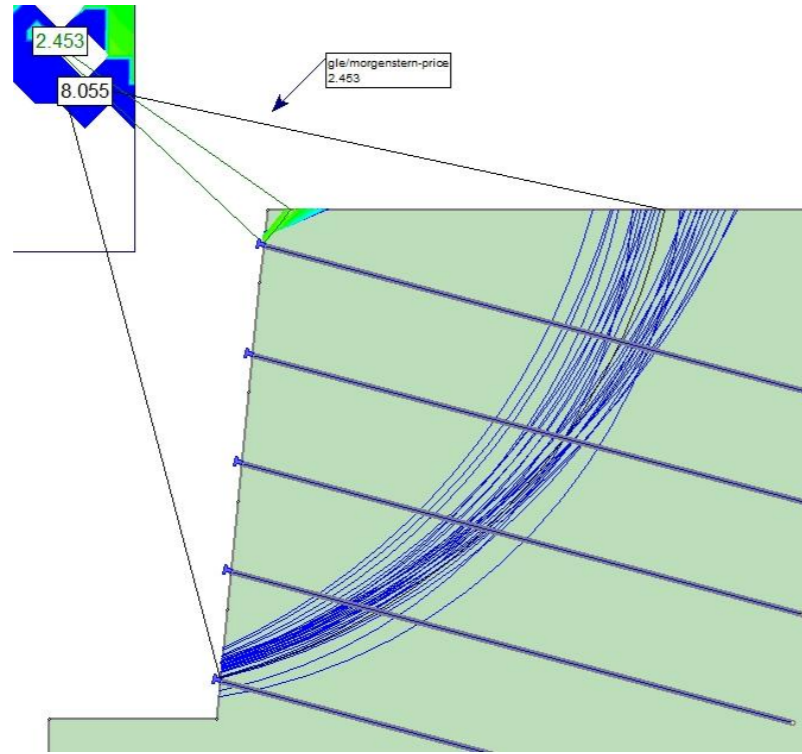
NAIL 3



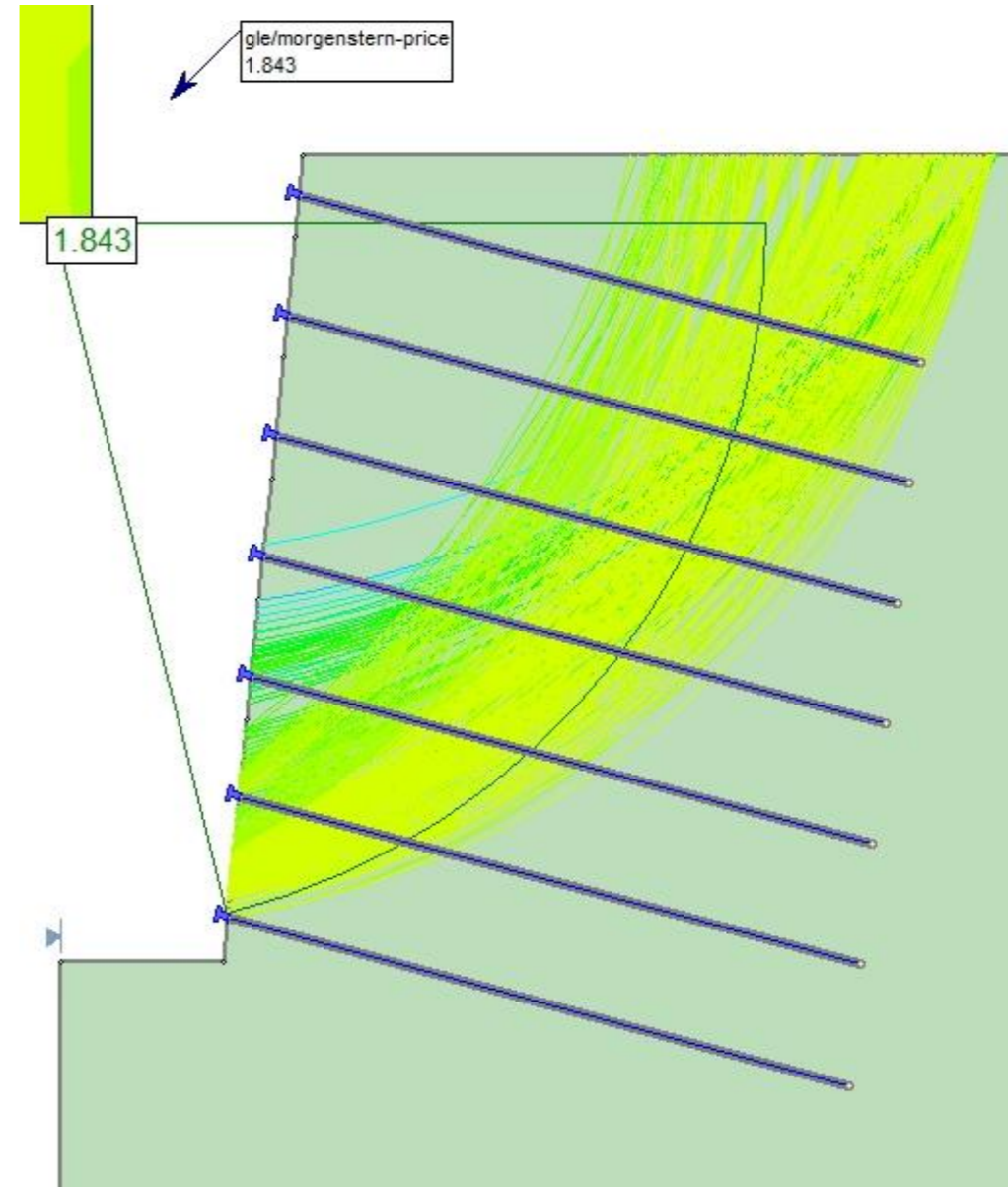
NAIL 4



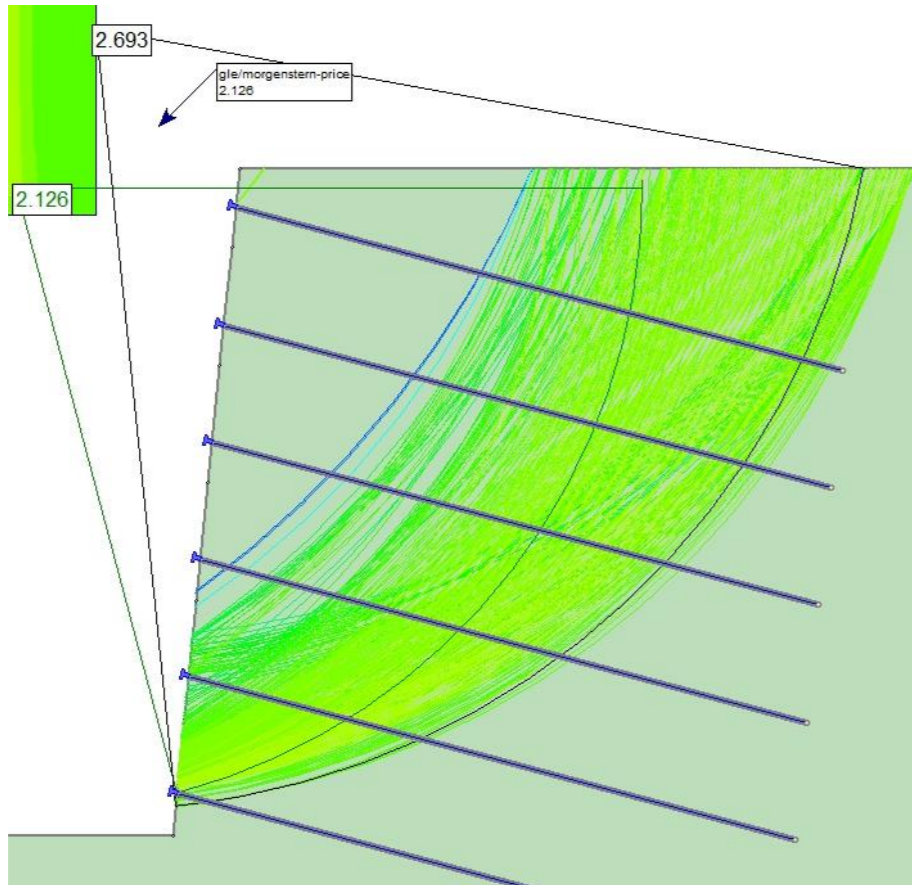
NAIL 5



NAIL 7

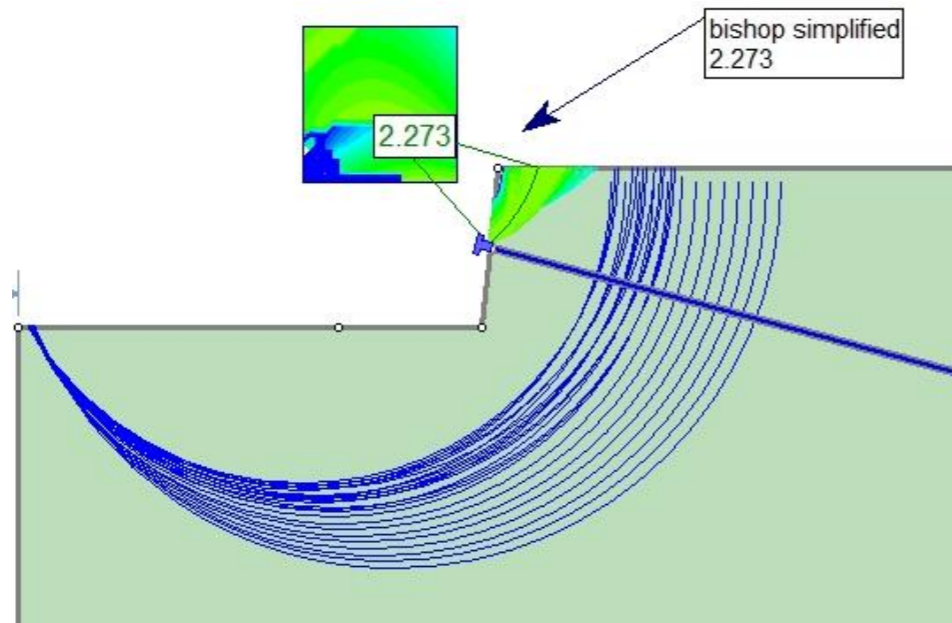


NAIL 6

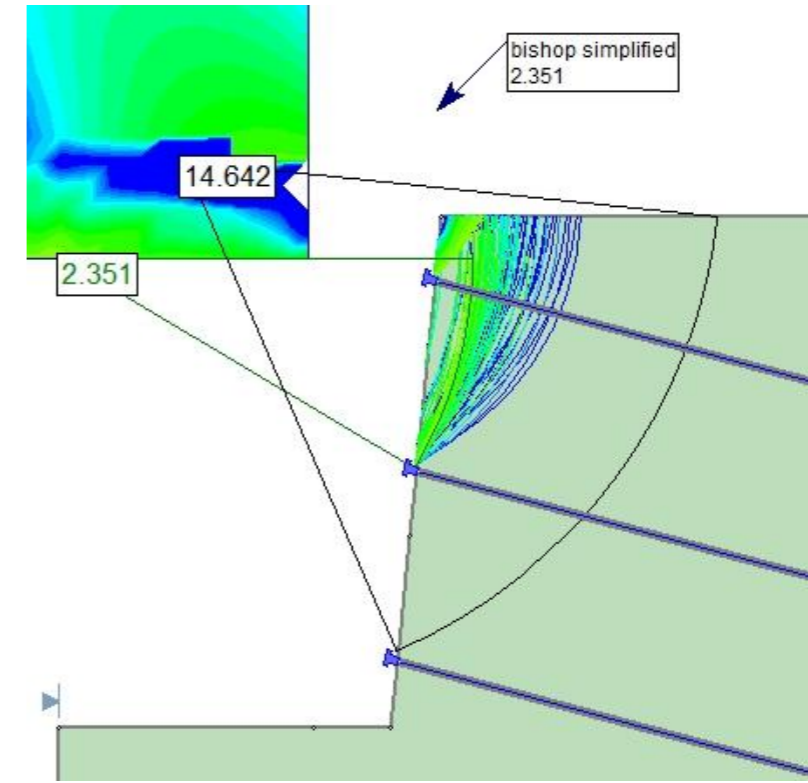


B1.2.4.1 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 9\text{ m}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

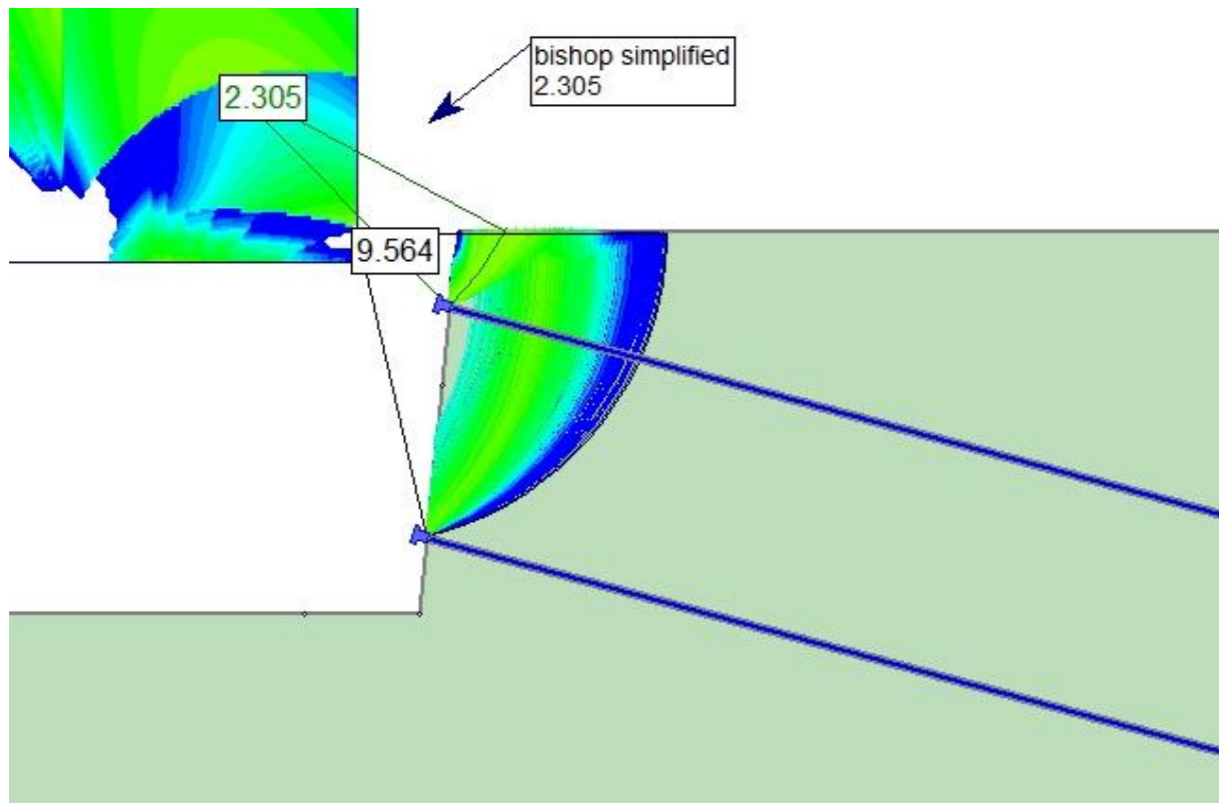
NAIL 1



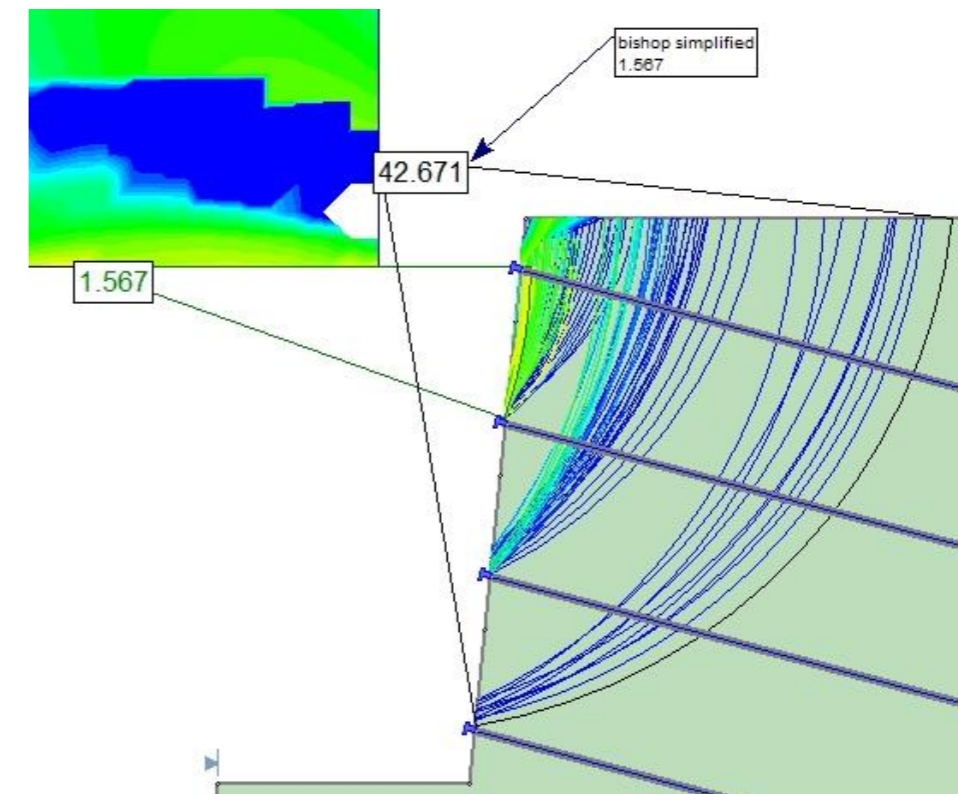
NAIL 3



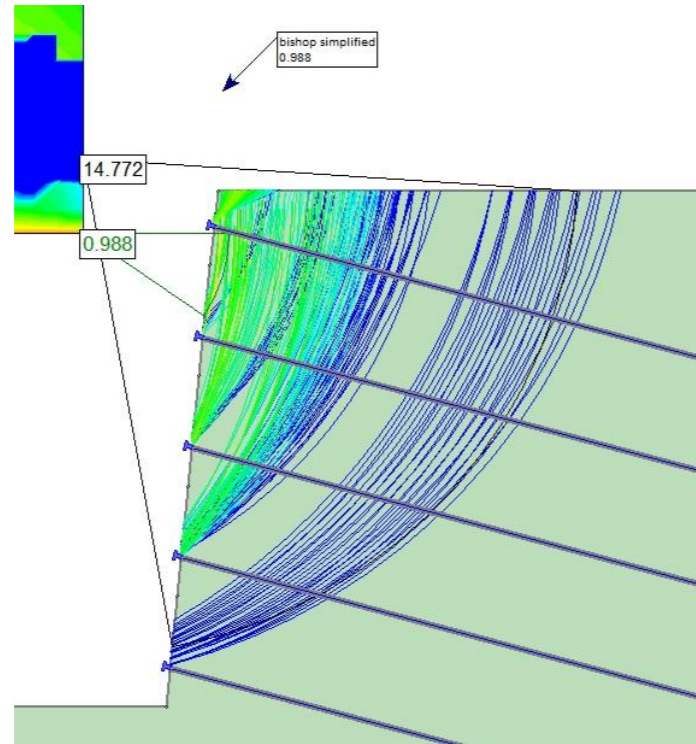
NAIL 2



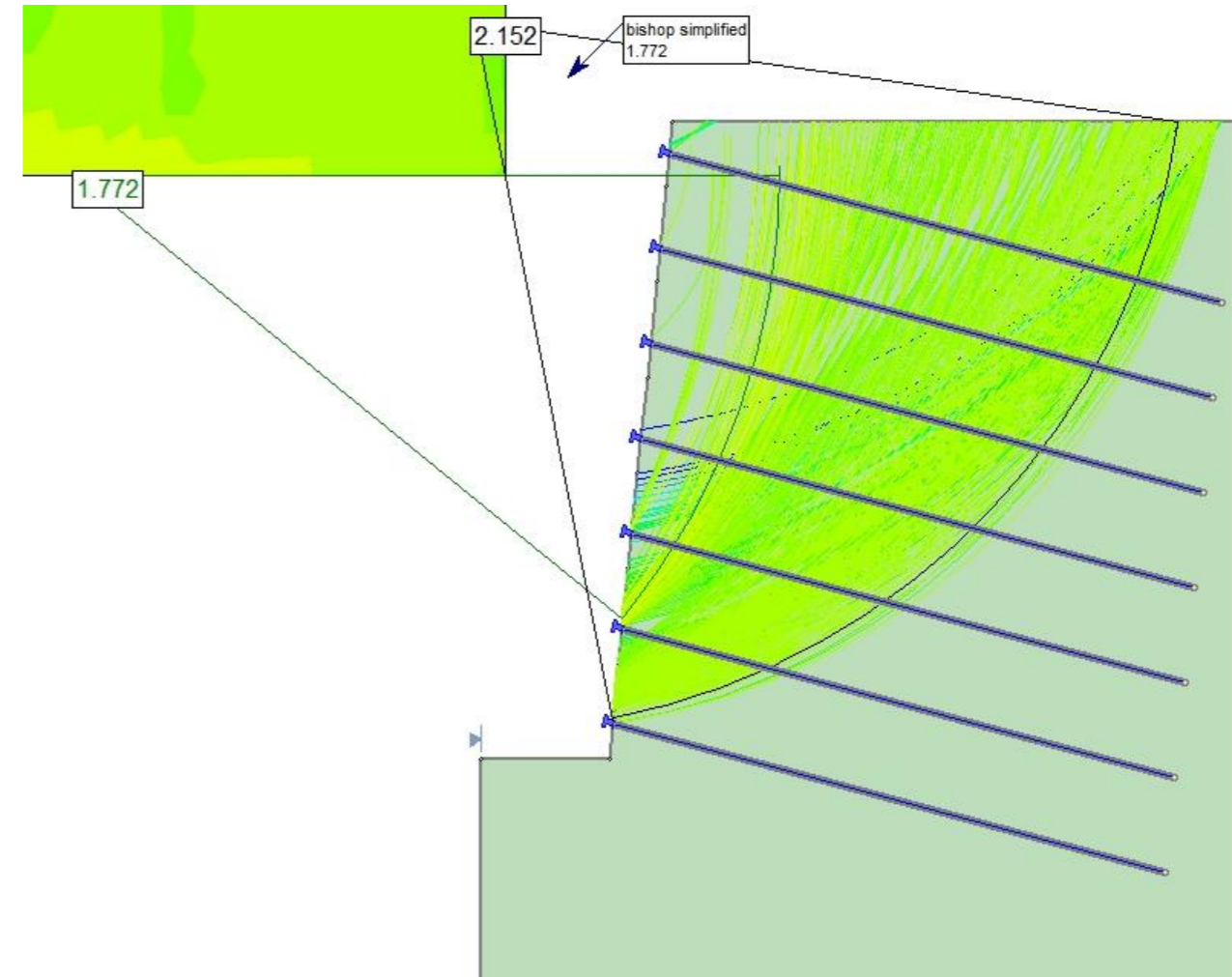
NAIL 4



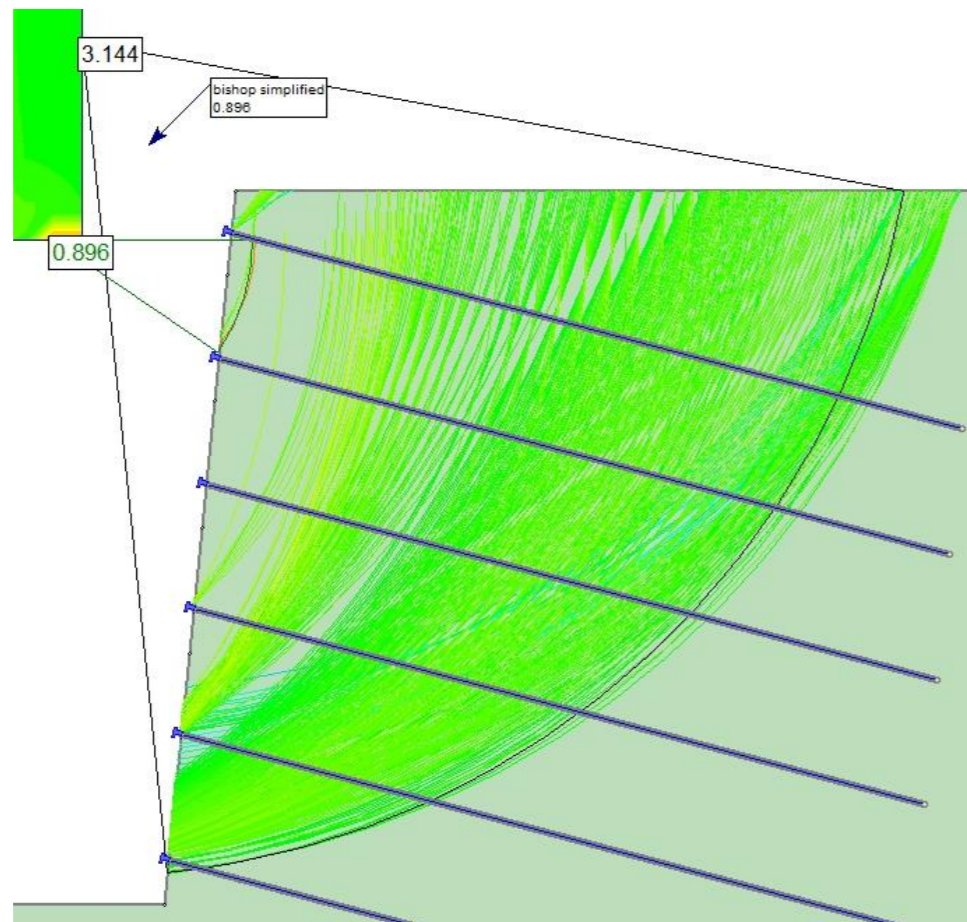
NAIL 5



NAIL 7

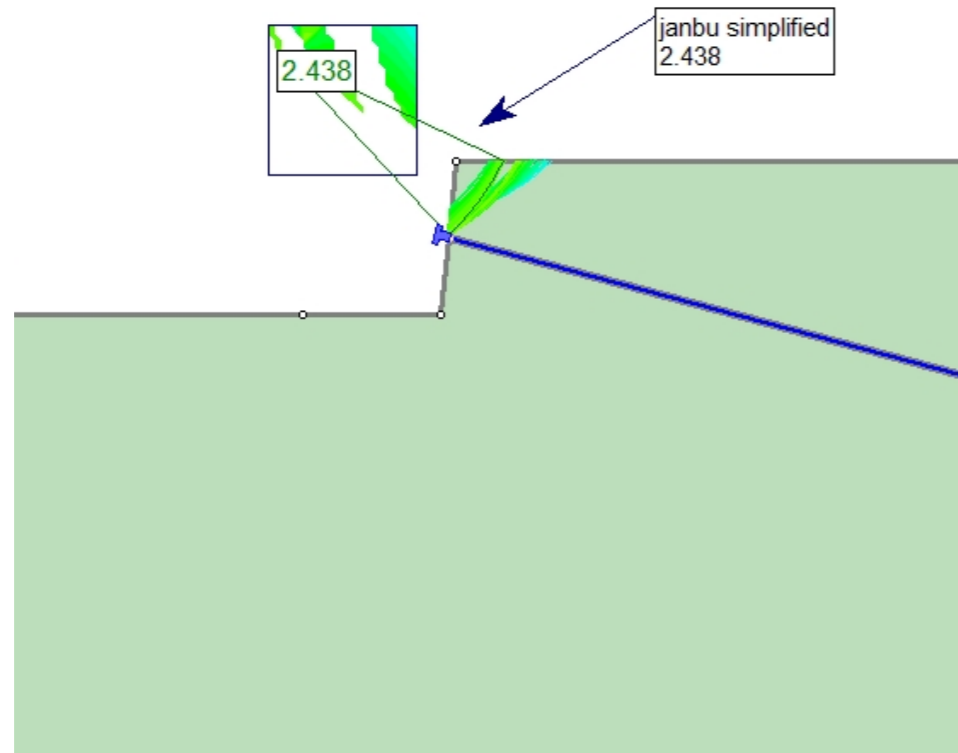


NAIL 6

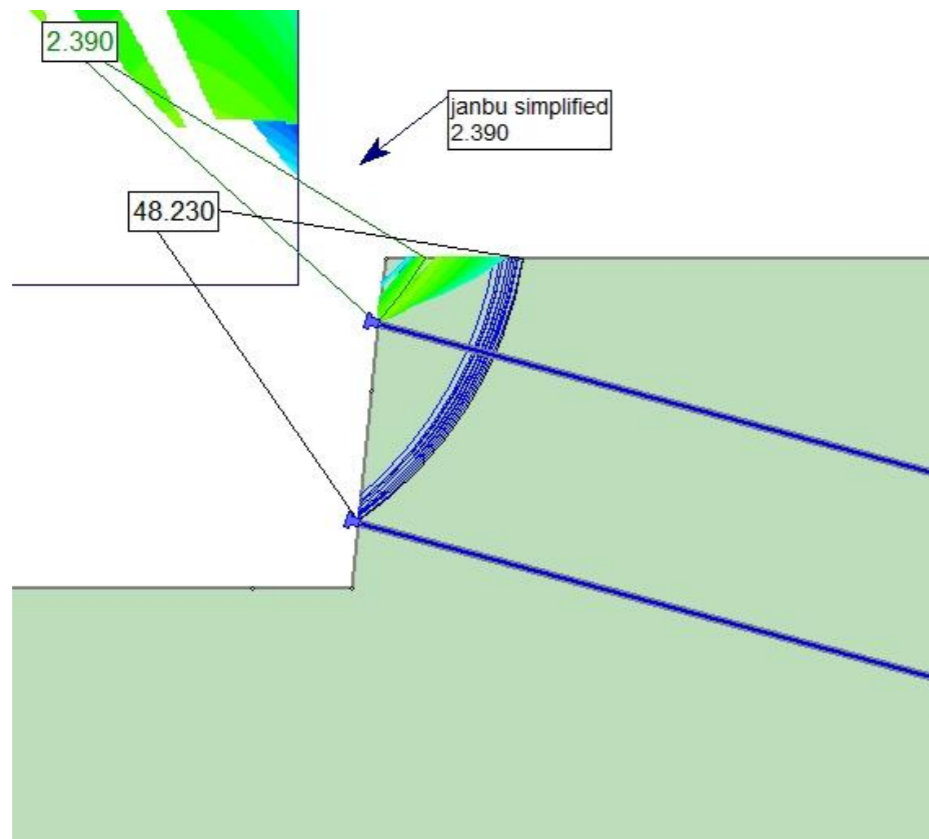


B1.2.4.2 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 9\text{ m}$  – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

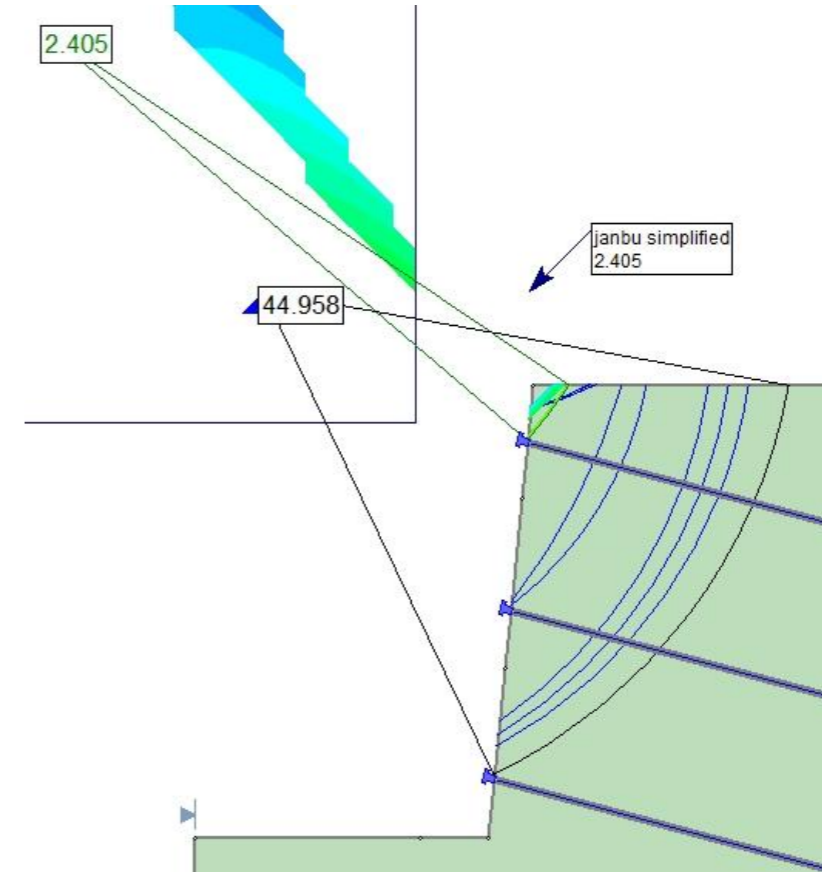
NAIL 1



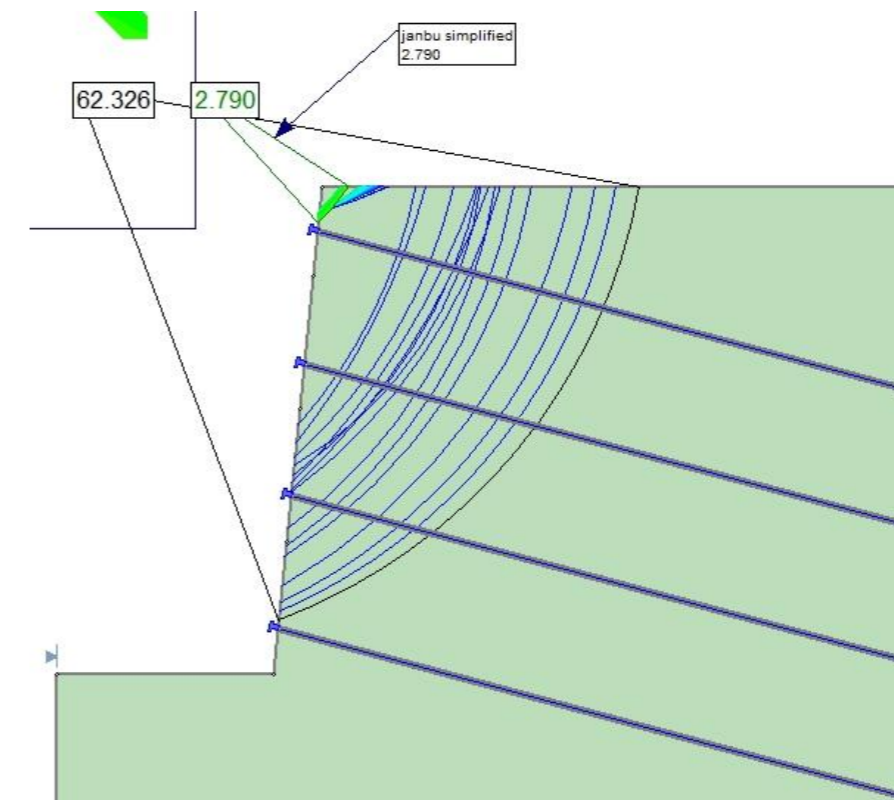
NAIL 2



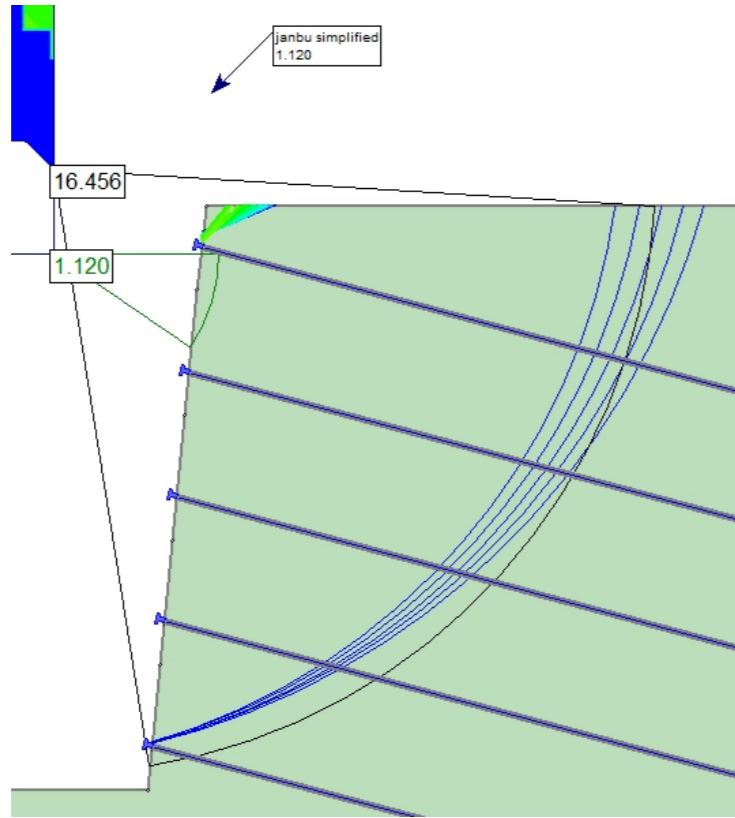
NAIL 3



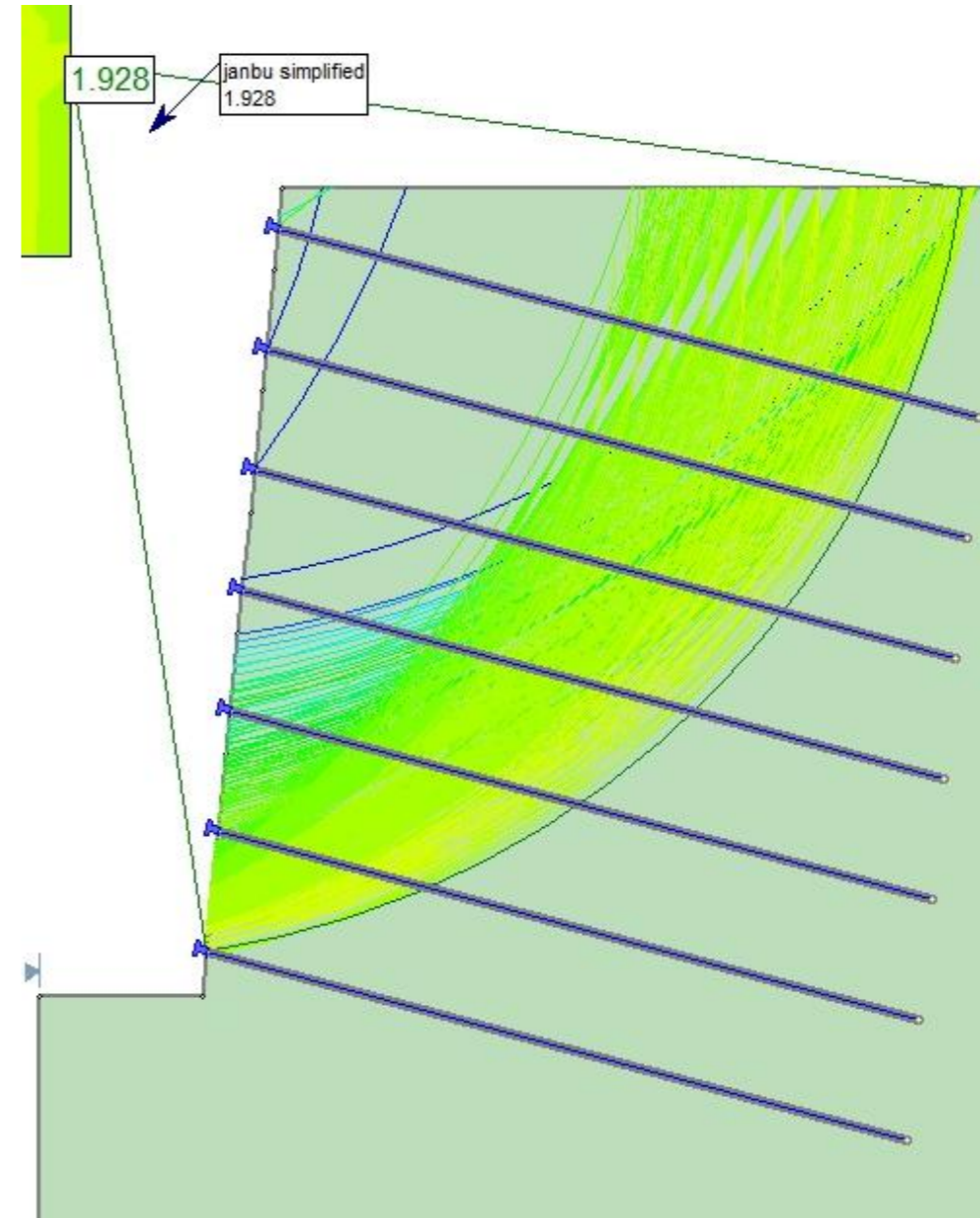
NAIL 4



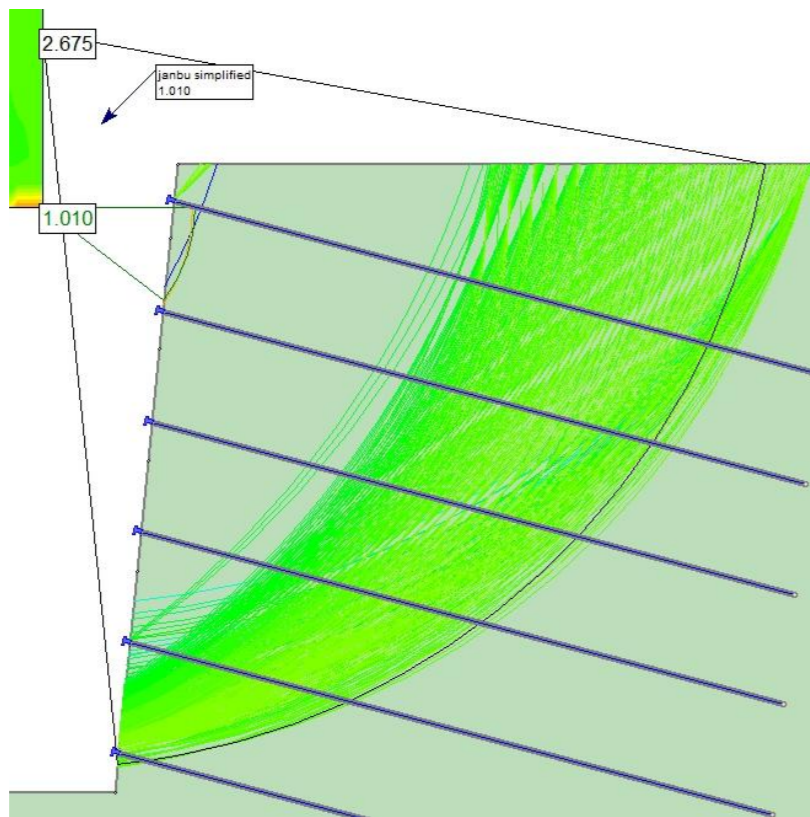
NAIL 5



NAIL 7

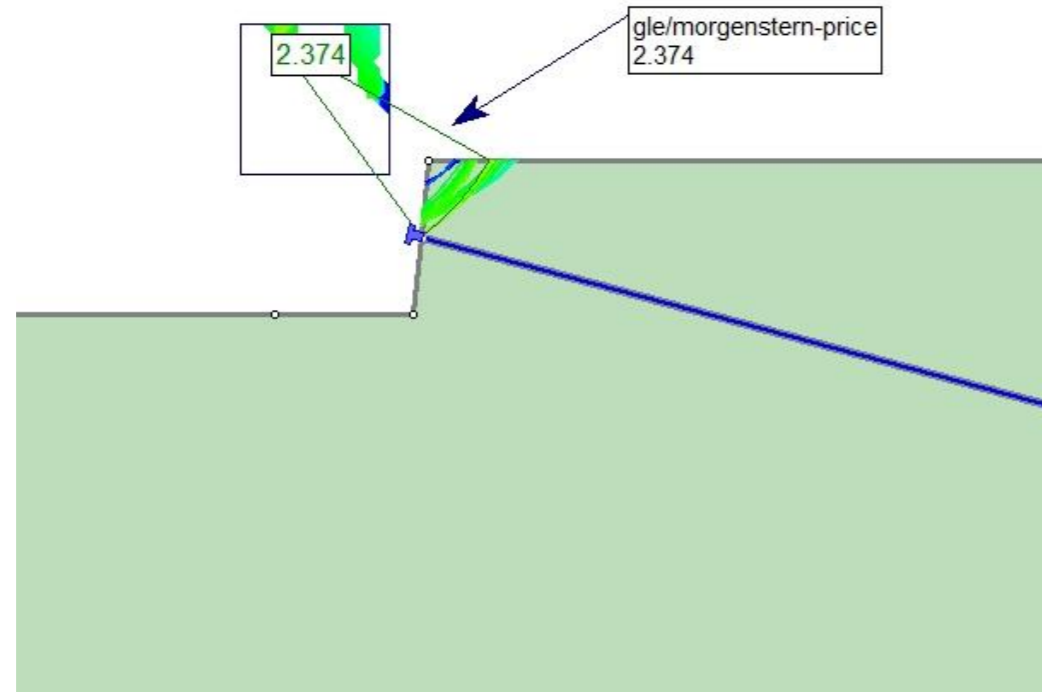


NAIL 6

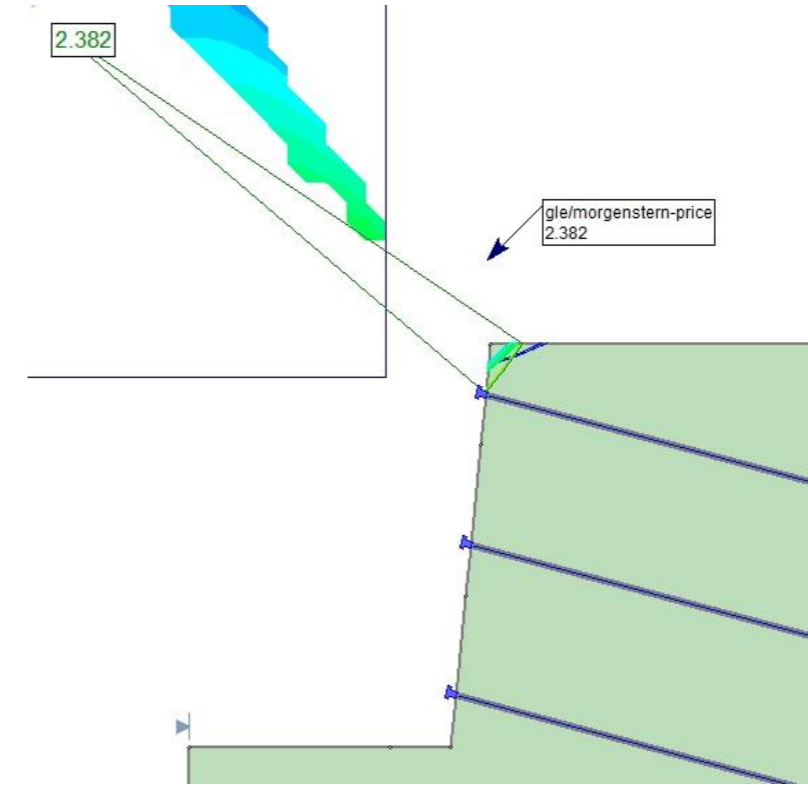


B1.2.4.3 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 9\text{ m}$  – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

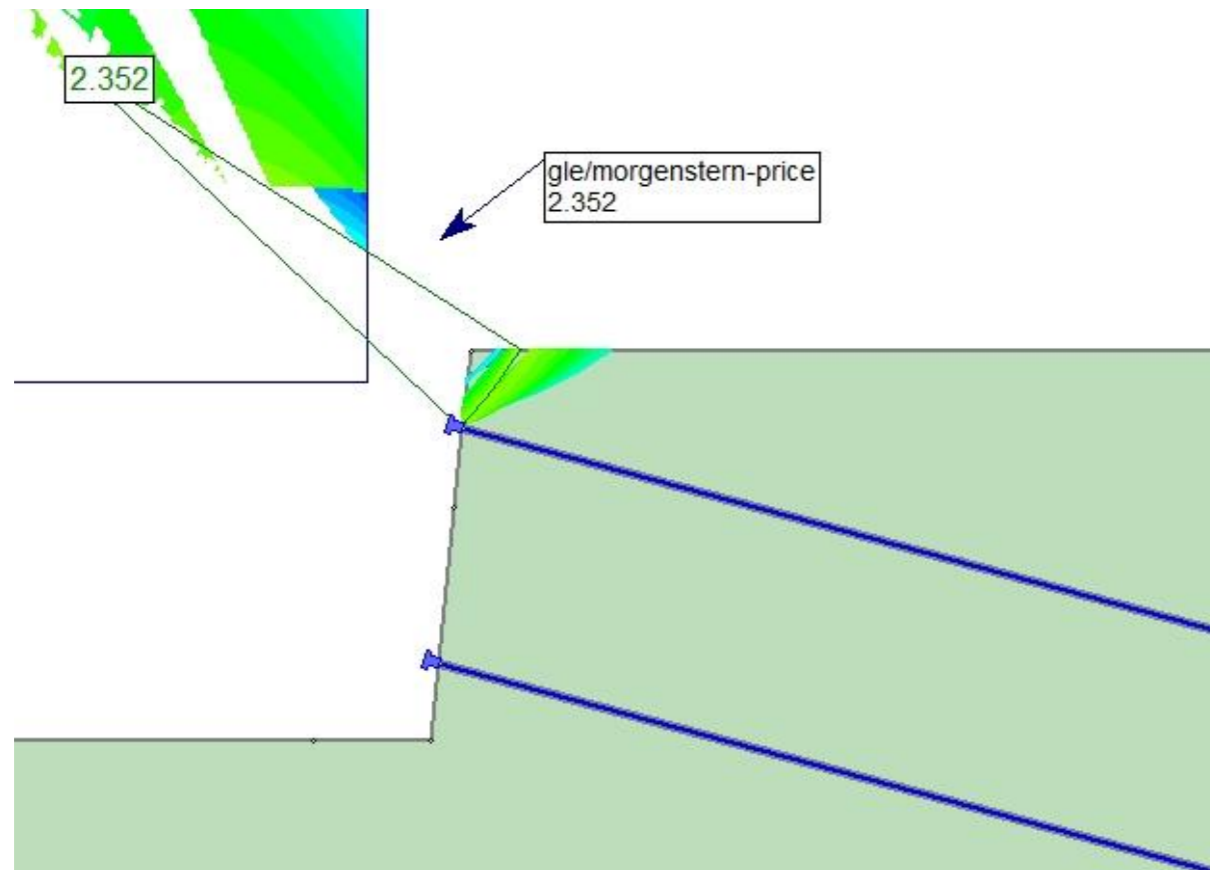
NAIL 1



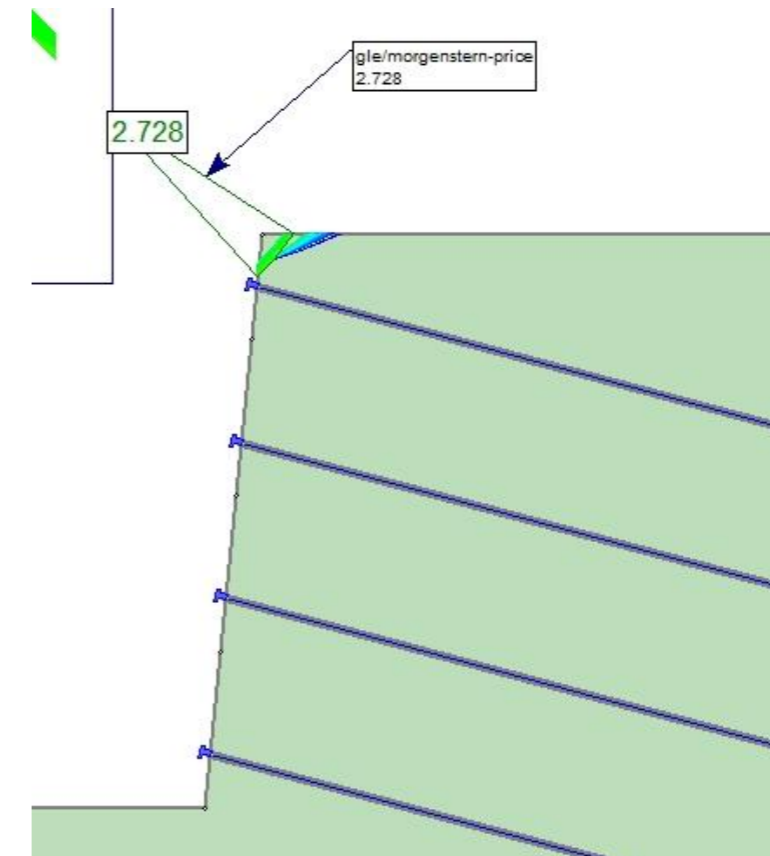
NAIL 3



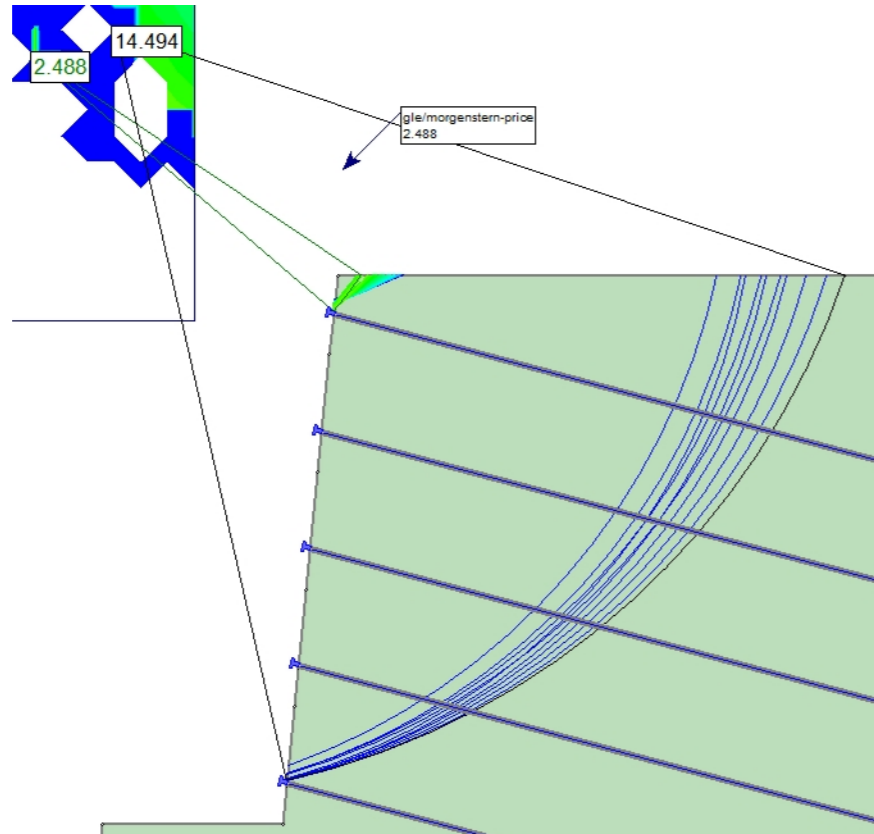
NAIL 2



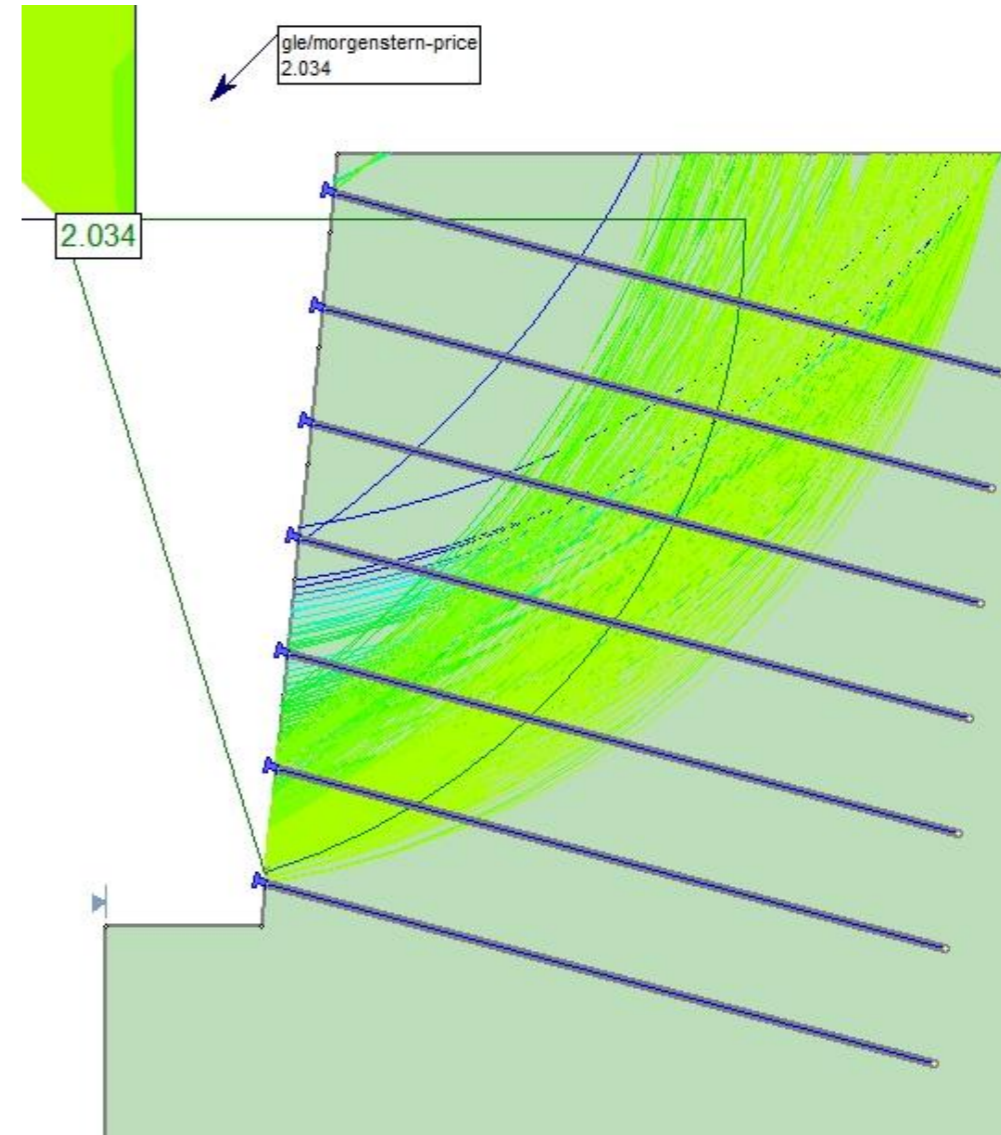
NAIL 4



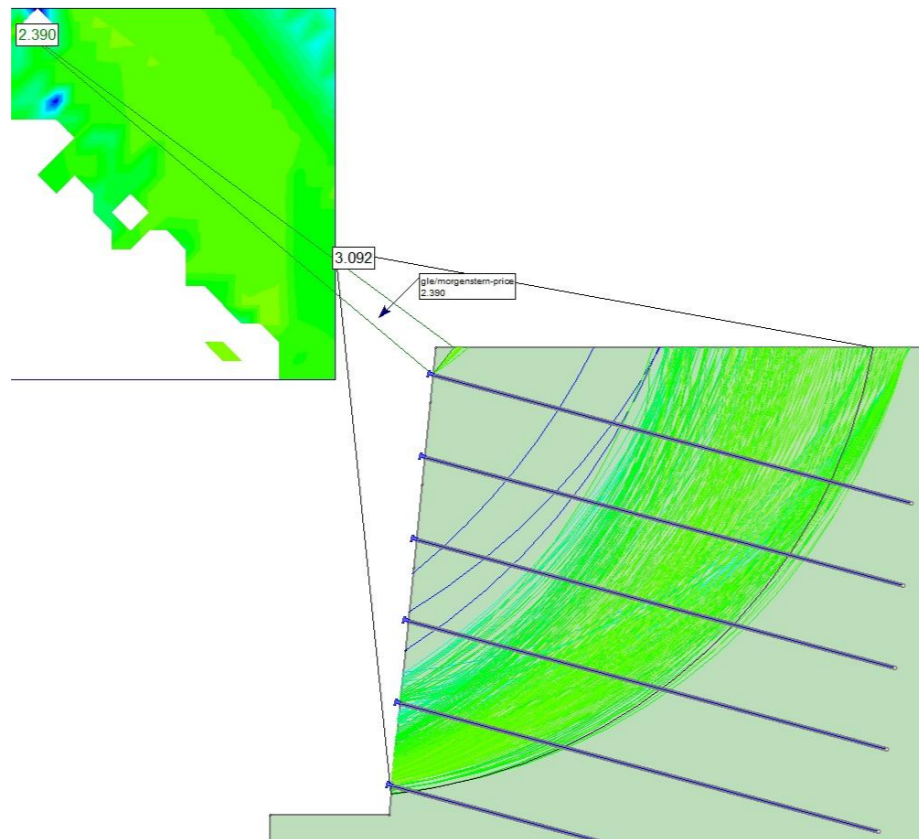
NAIL 5



NAIL 7

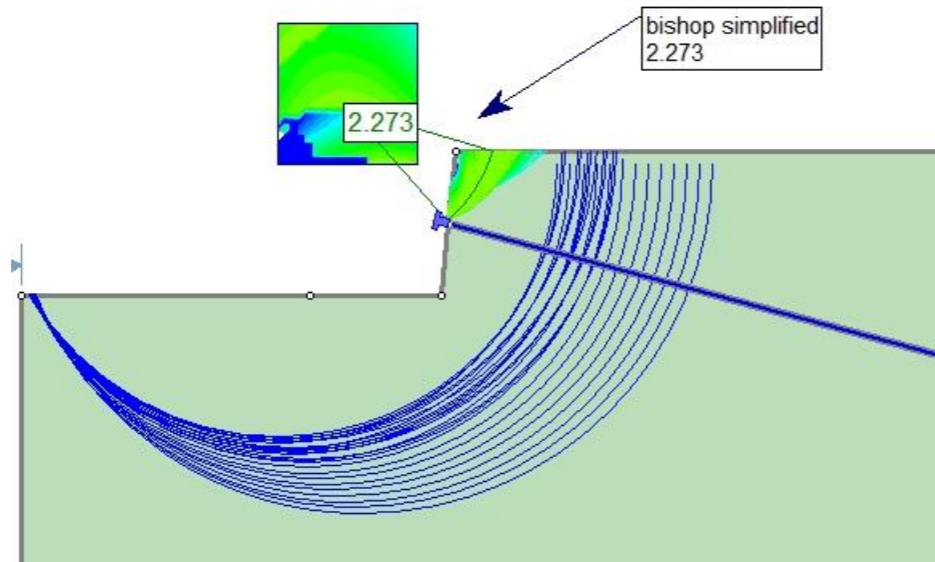


NAIL 6

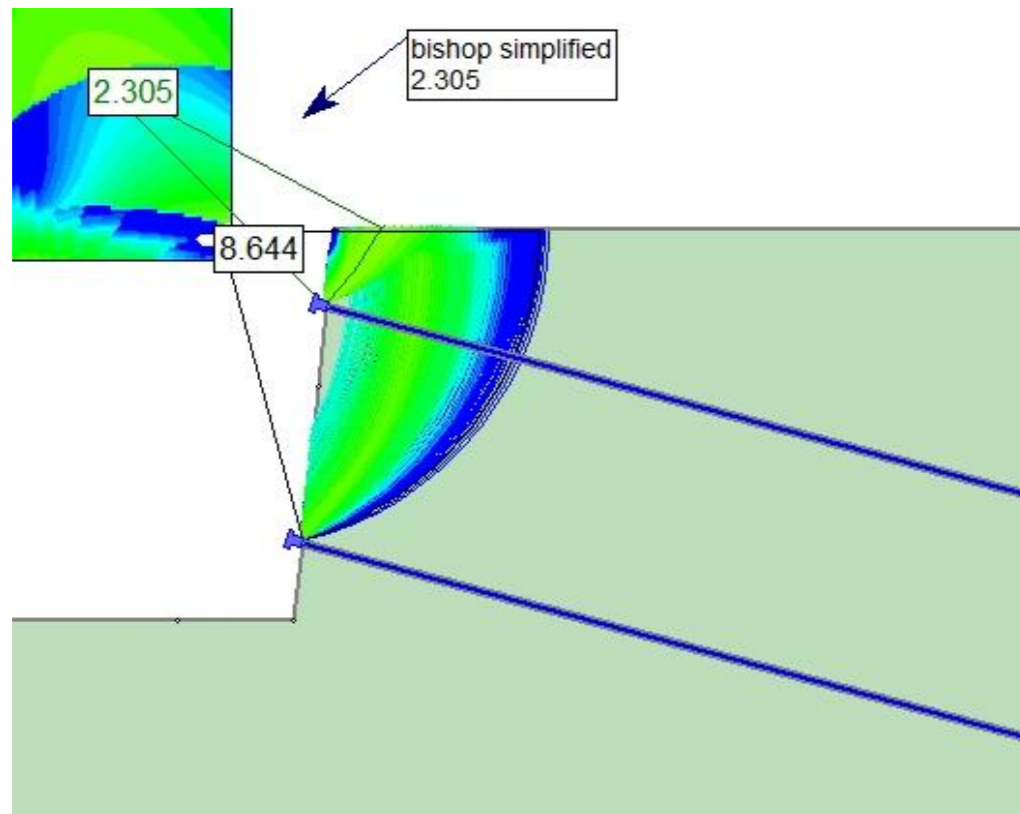


B1.2.5.1 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 10$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

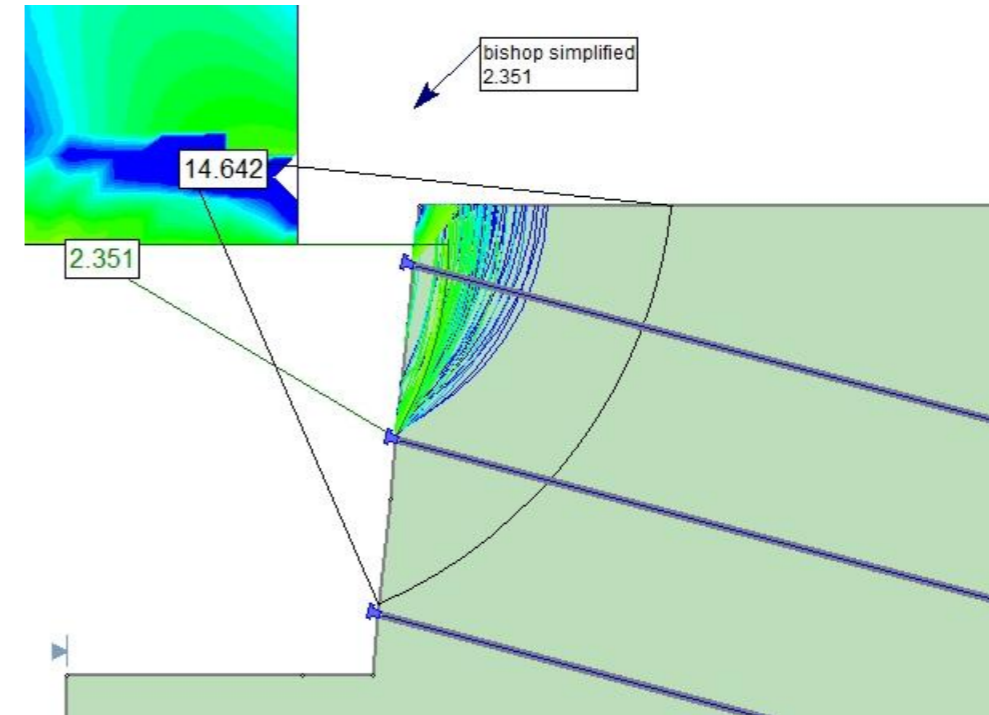
NAIL 1



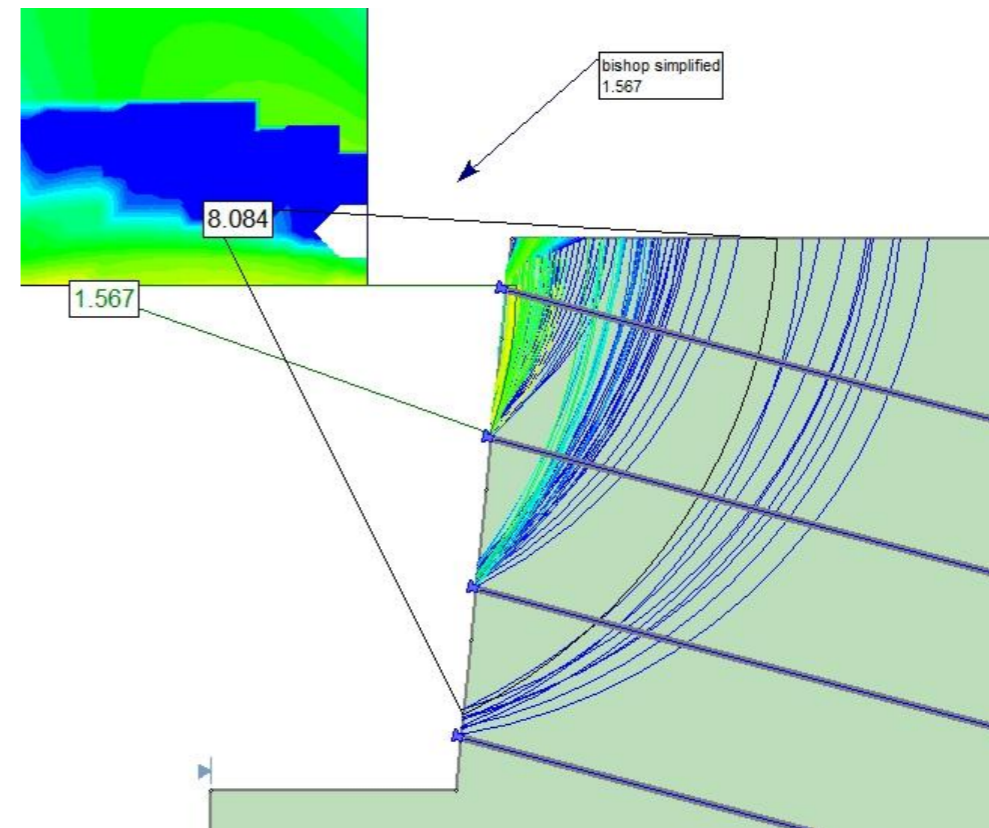
NAIL 2



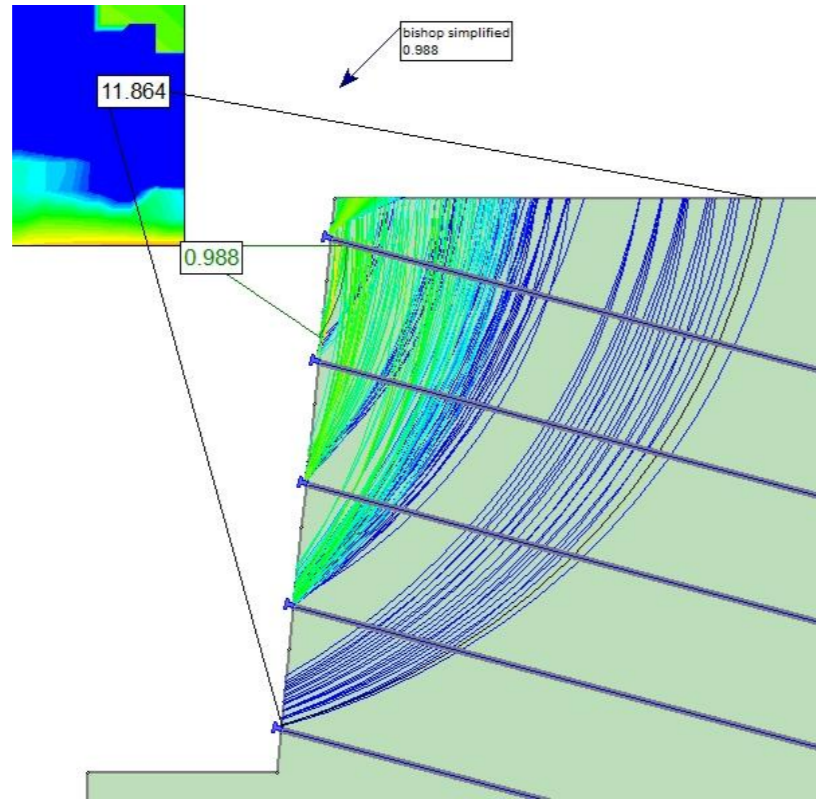
NAIL 3



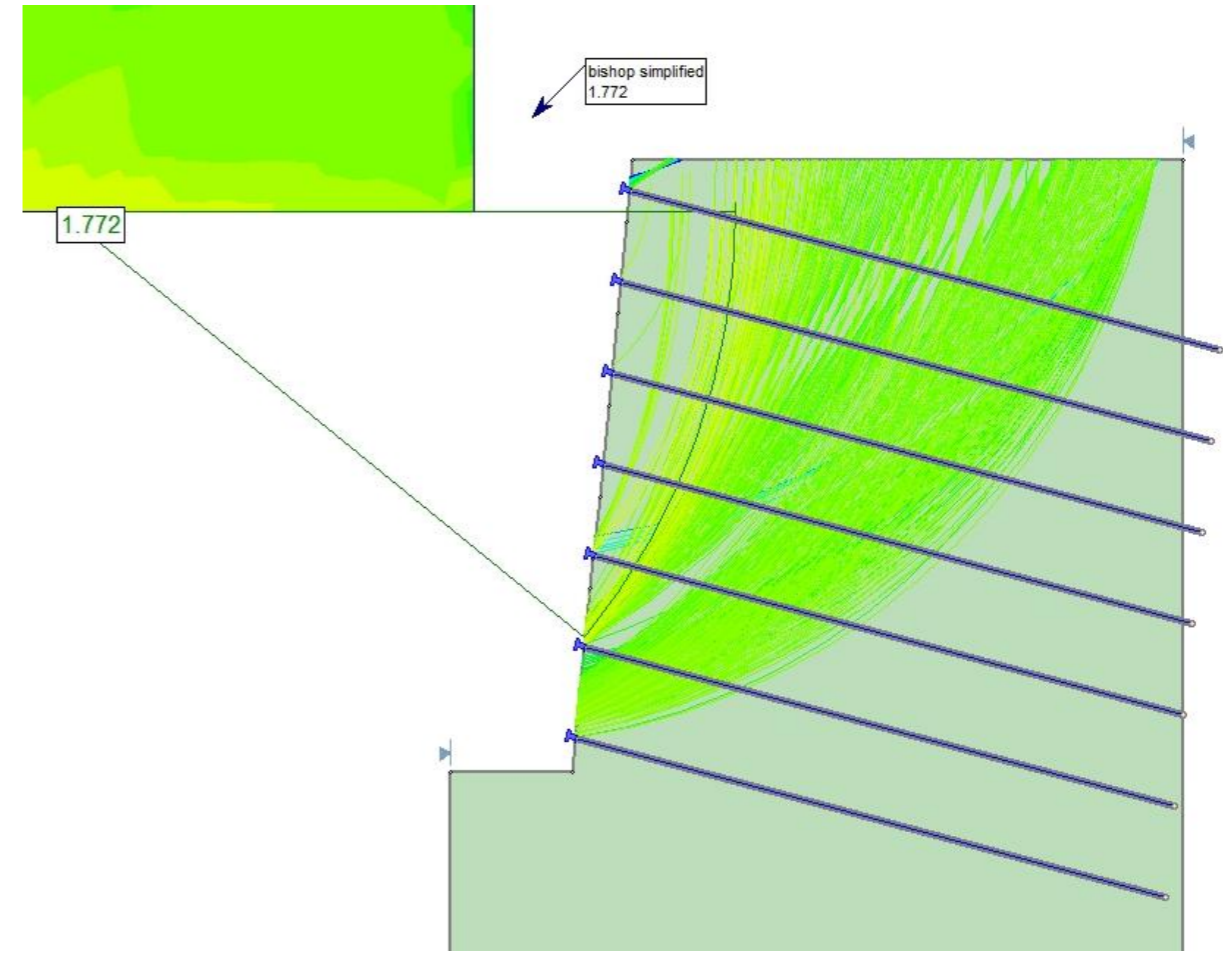
NAIL 4



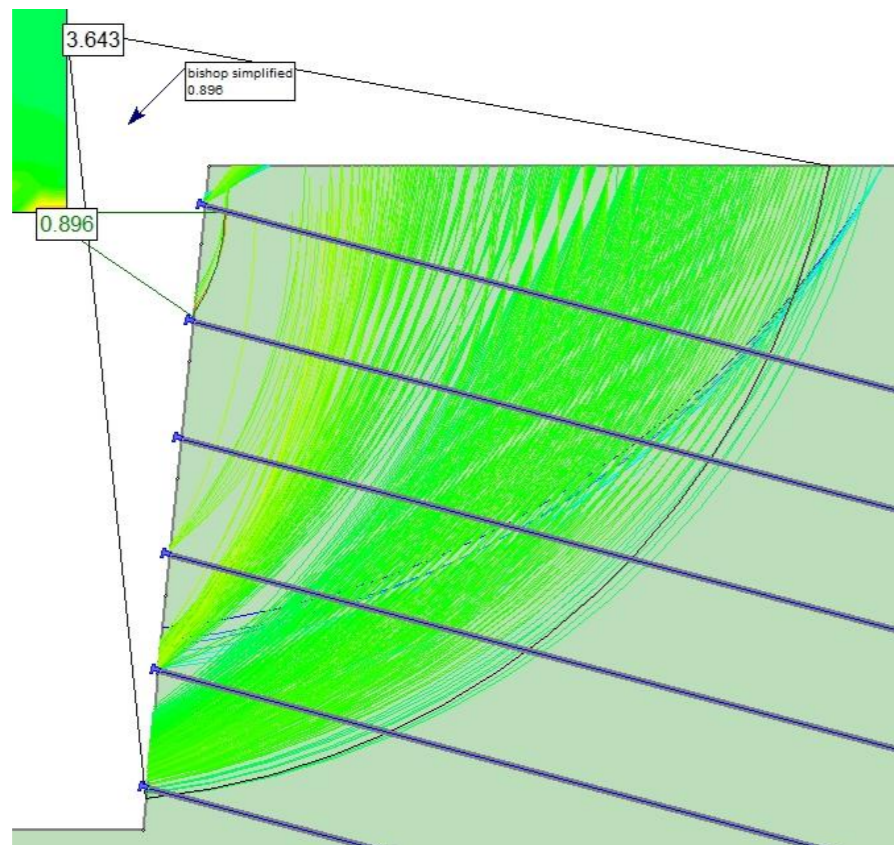
NAIL 5



NAIL 7

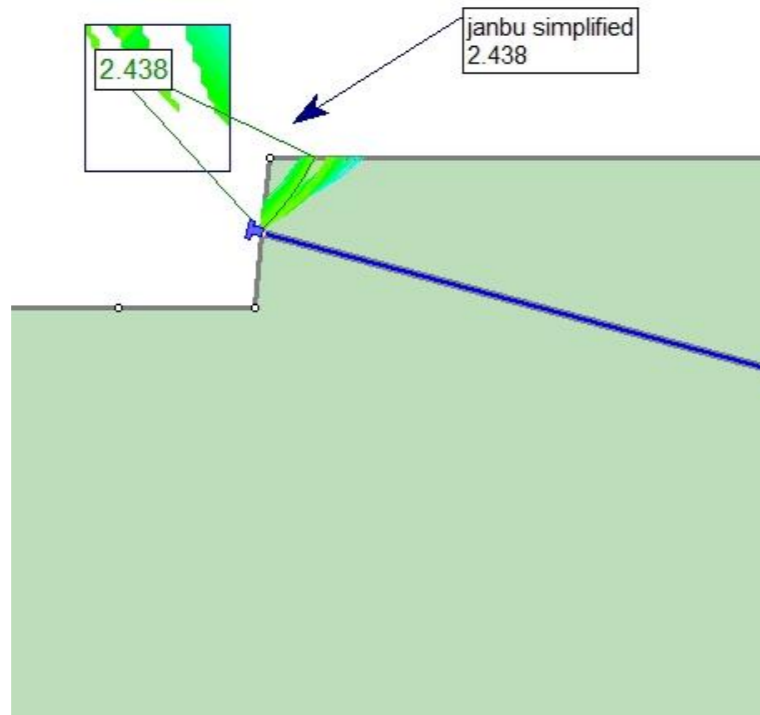


NAIL 6

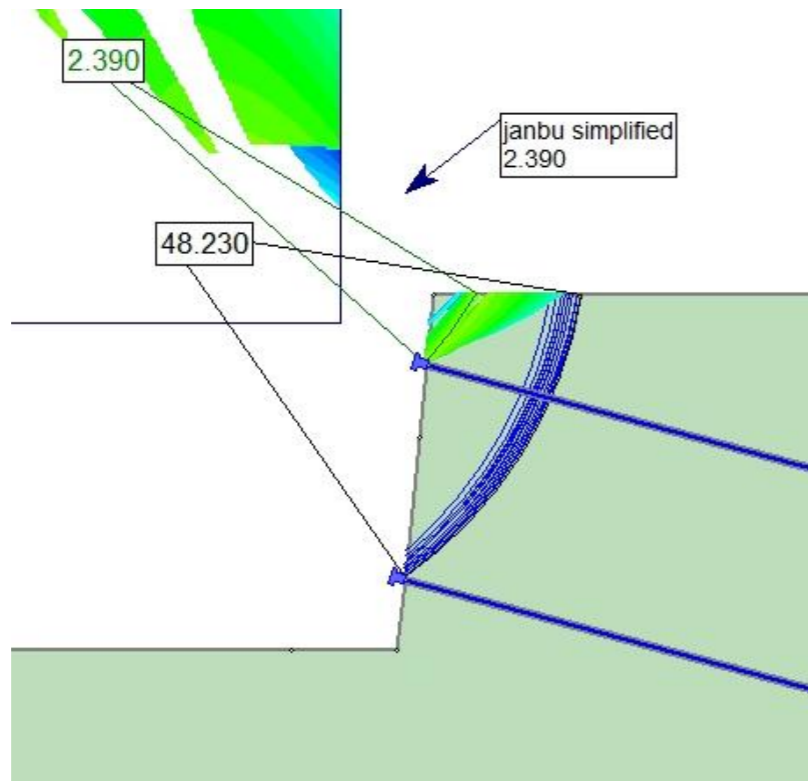


B1.2.5.2 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 10$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

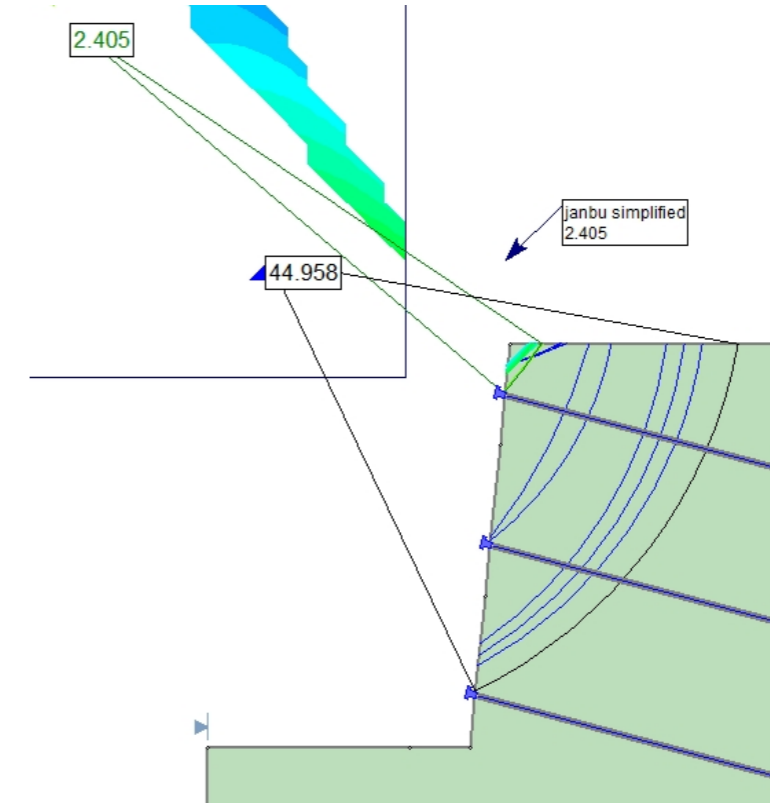
NAIL 1



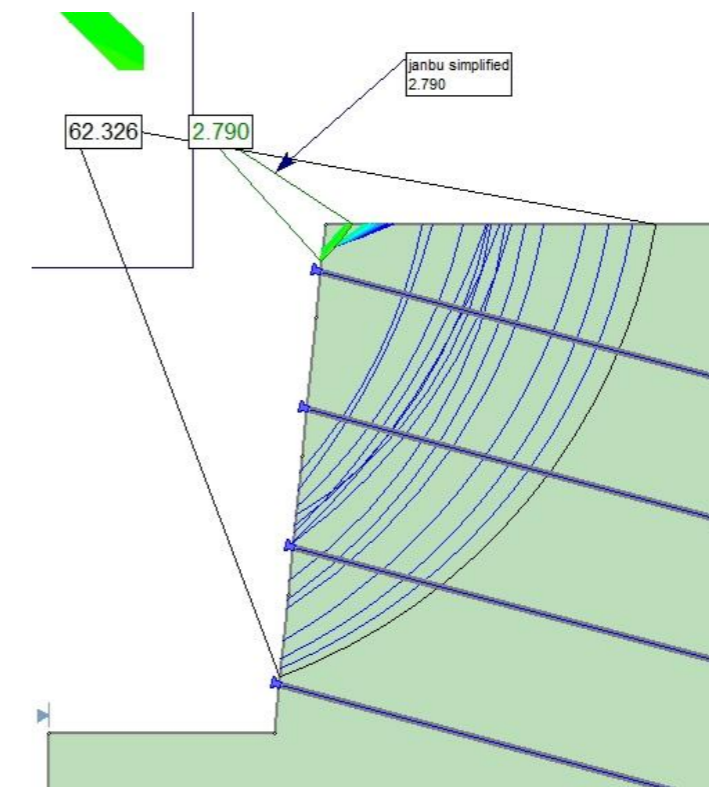
NAIL 2



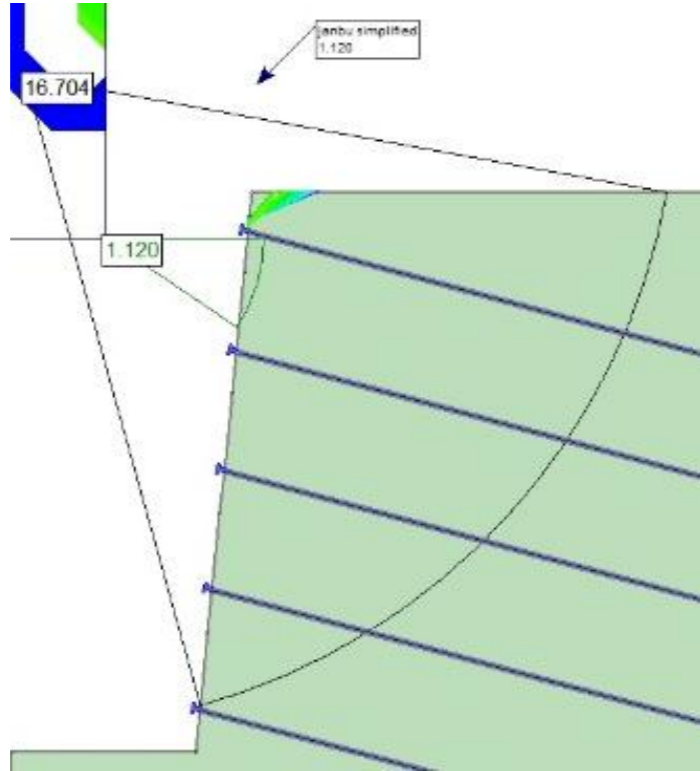
NAIL 3



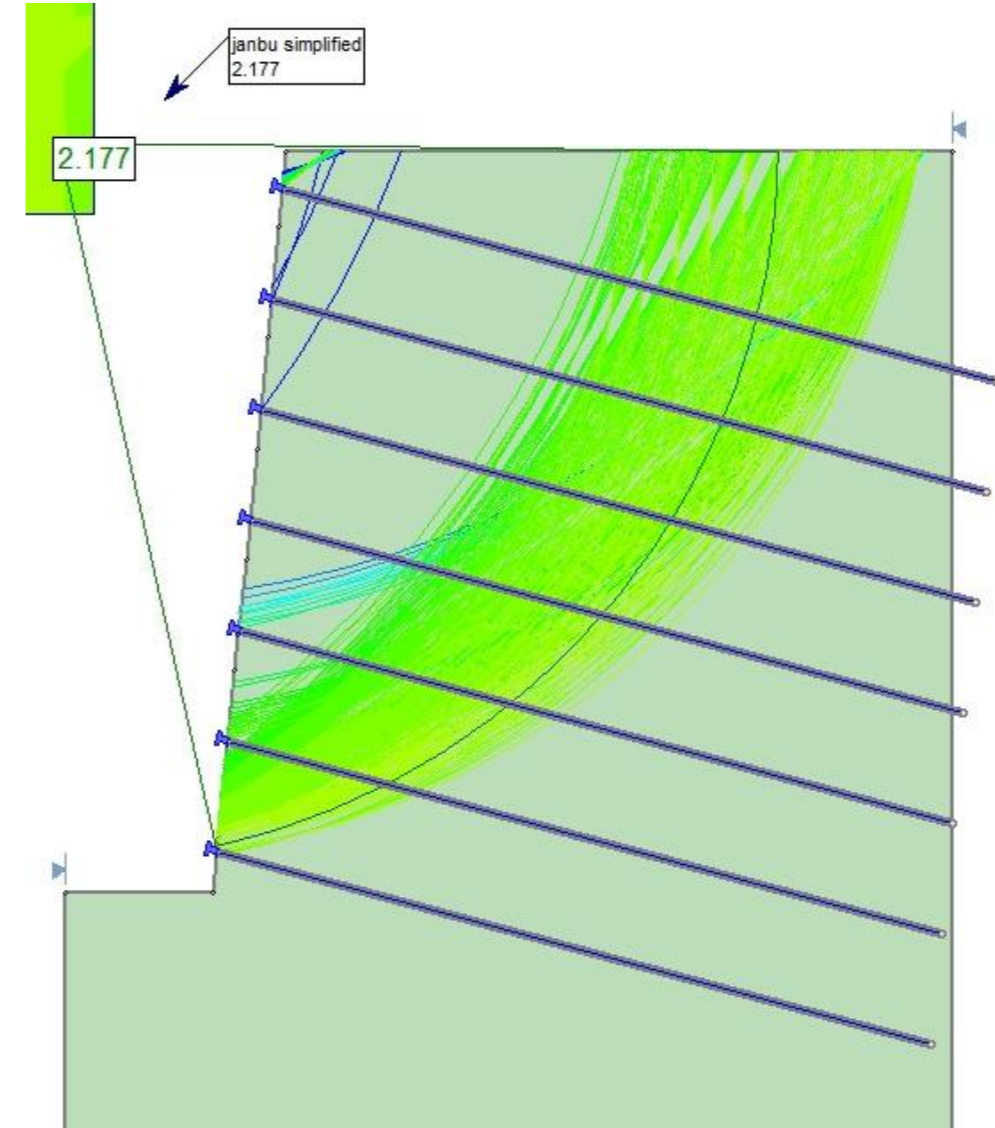
NAIL 4



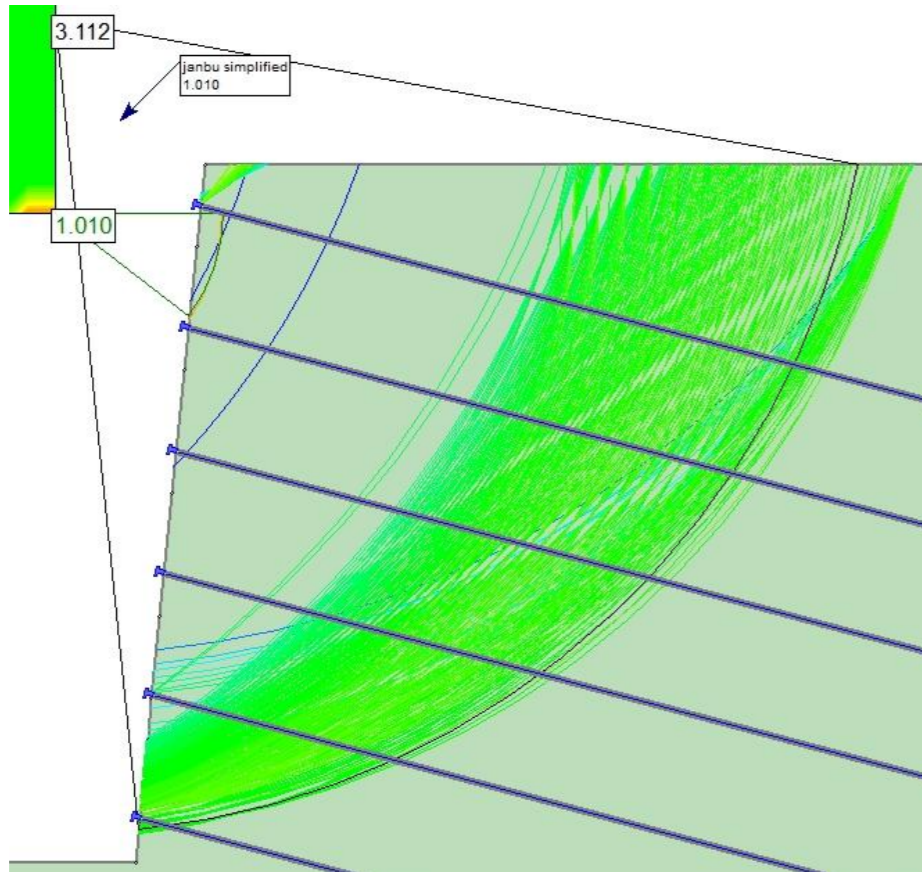
NAIL 5



NAIL 7

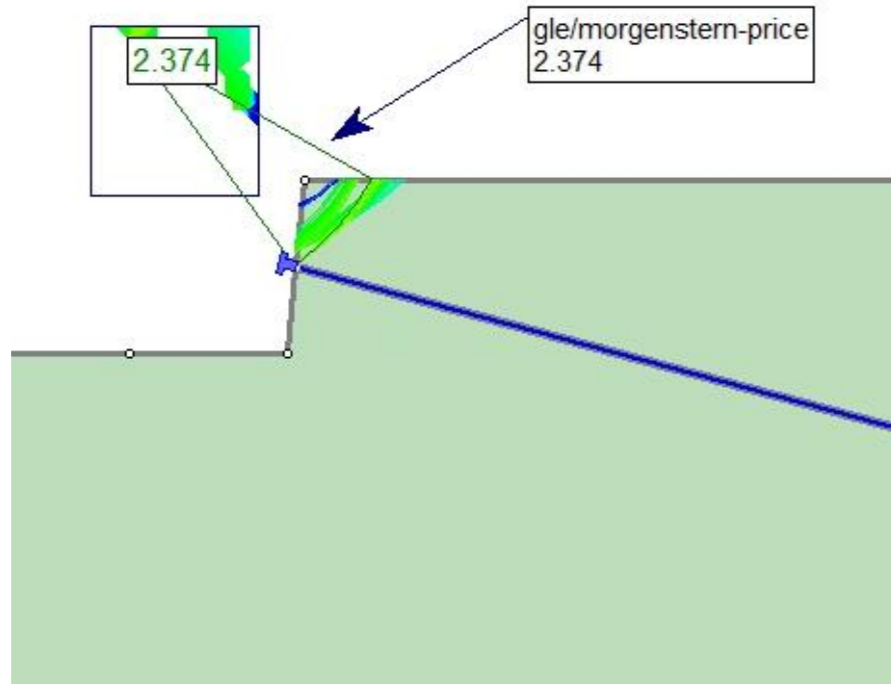


NAIL 6

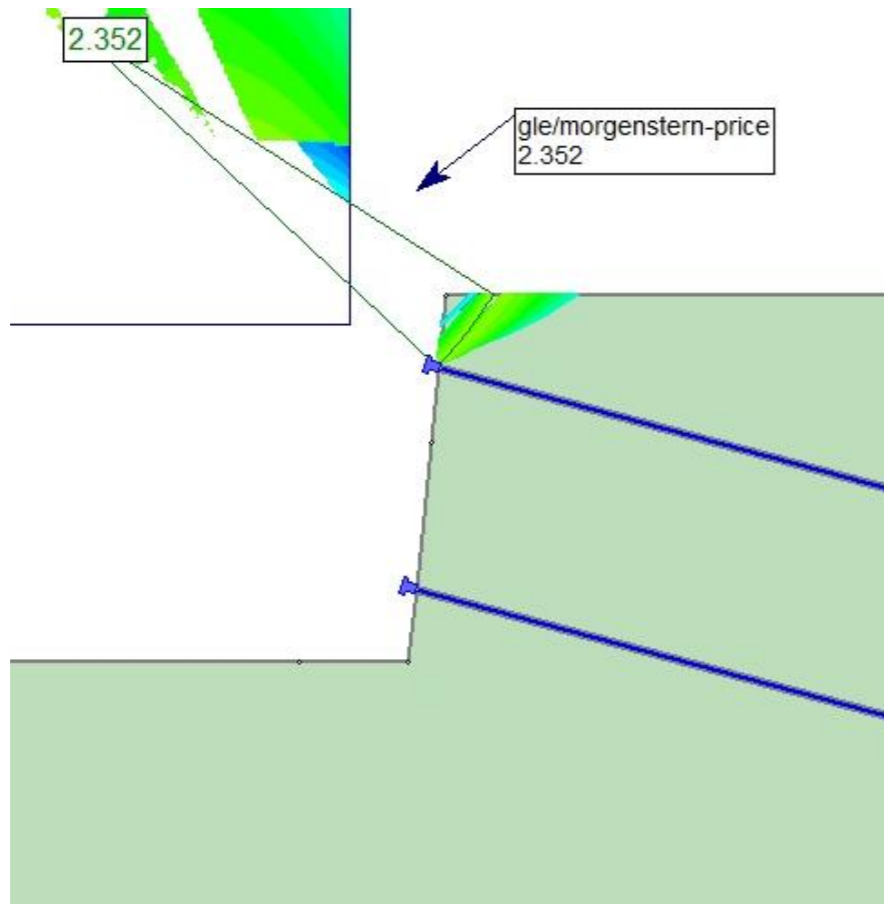


B1.2.5.3 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 10$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

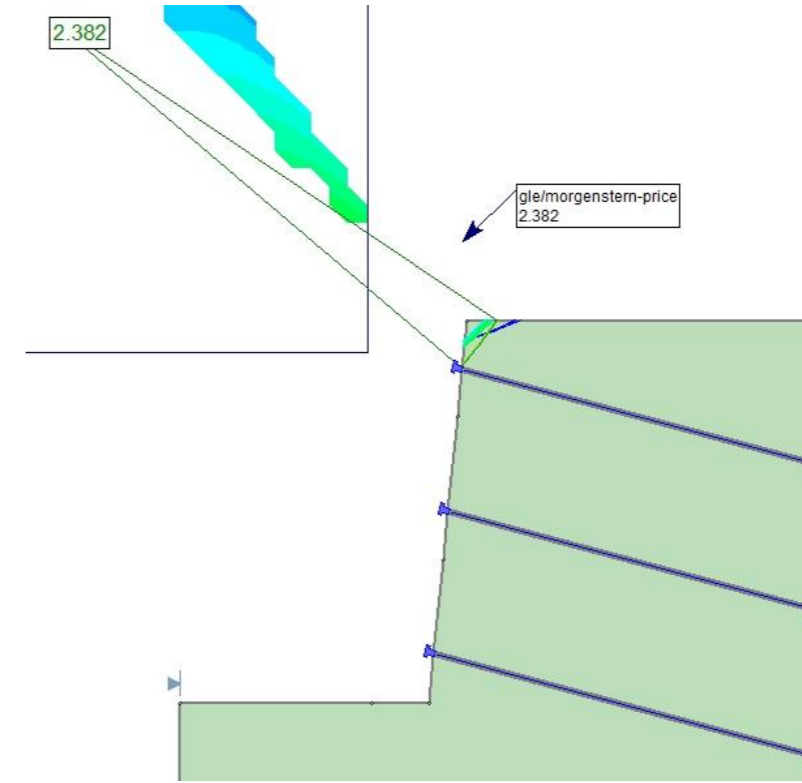
NAIL 1



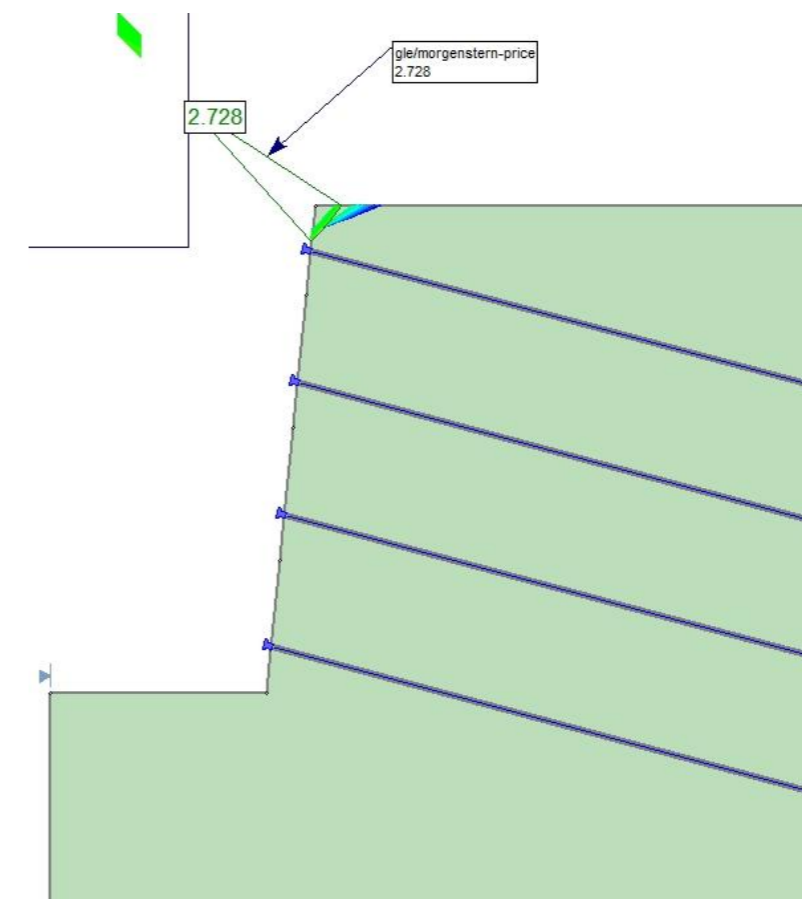
NAIL 2



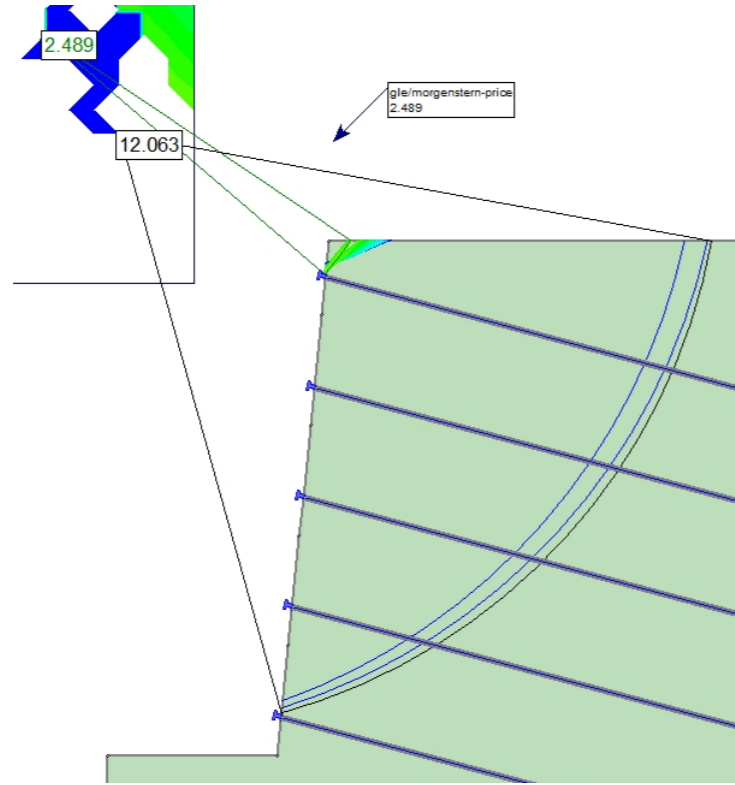
NAIL 3



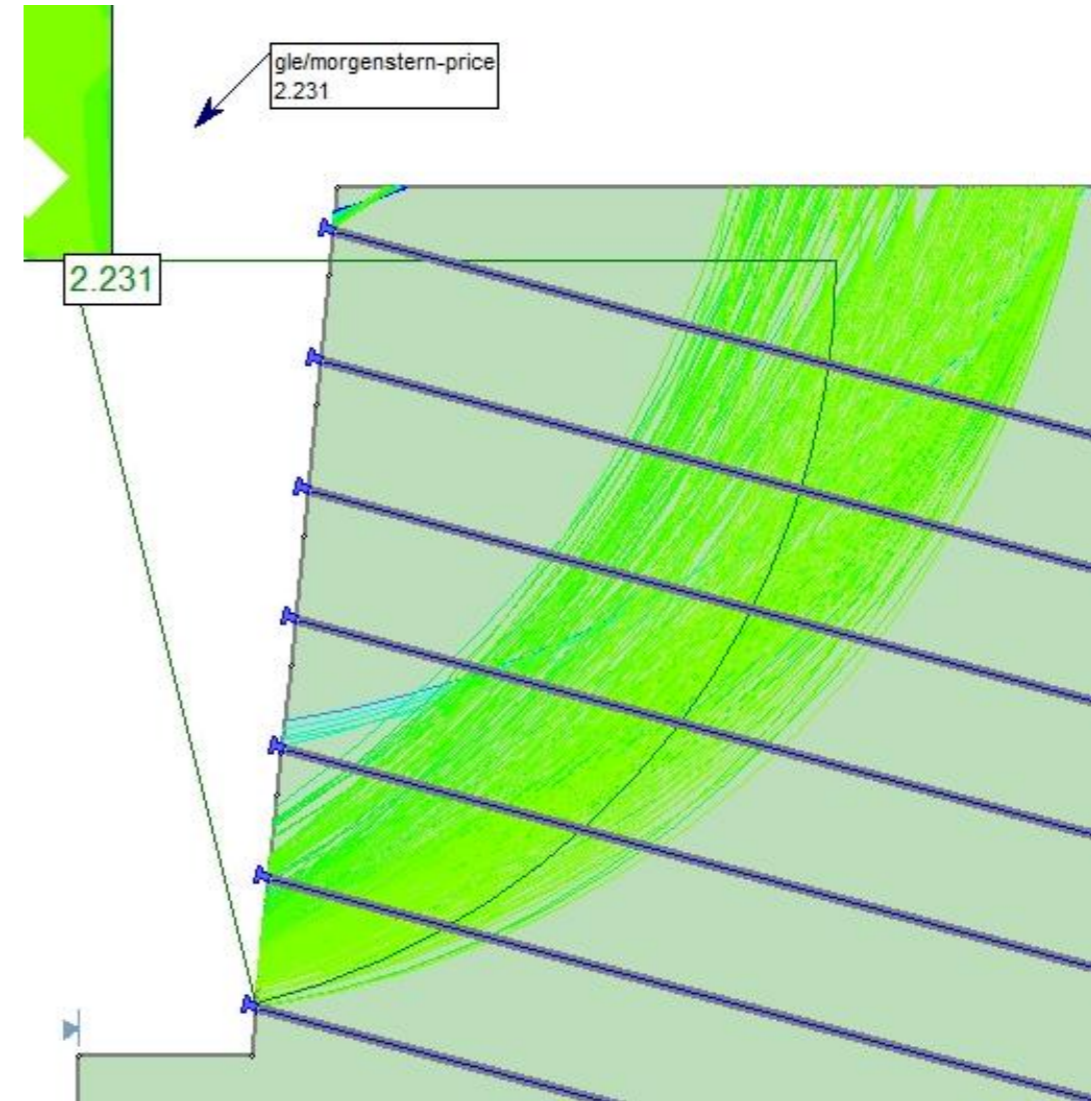
NAIL 4



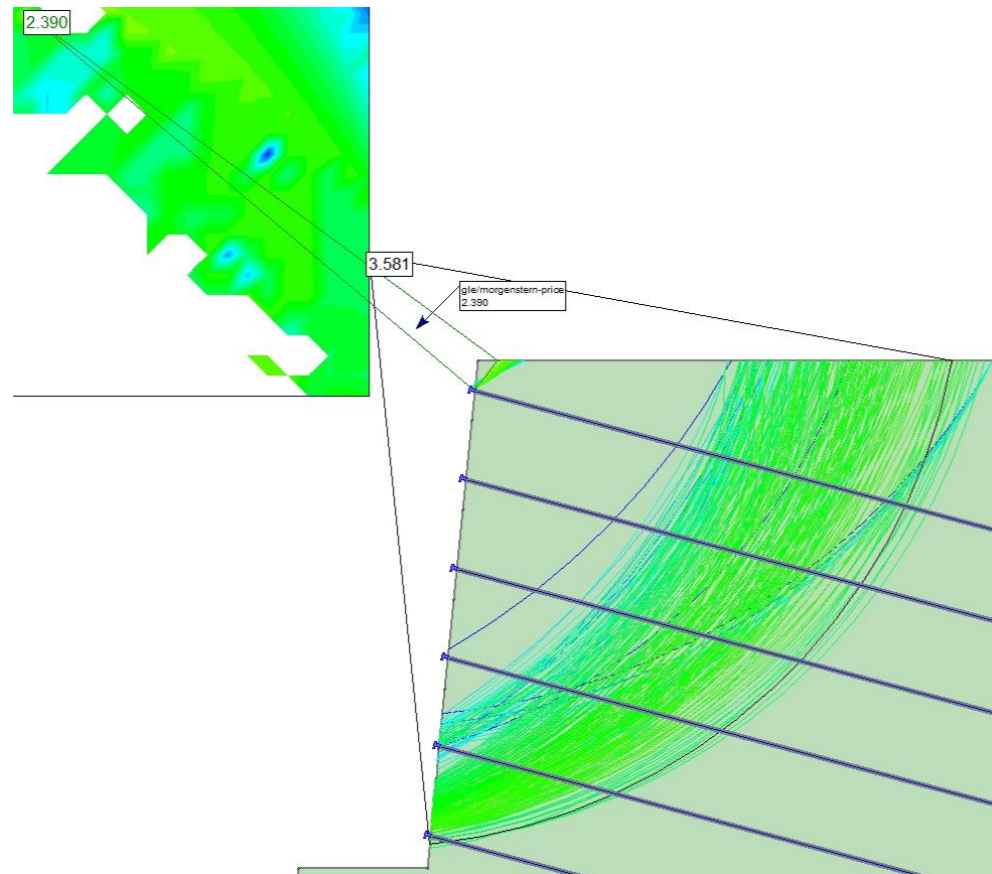
NAIL 5



NAIL 7

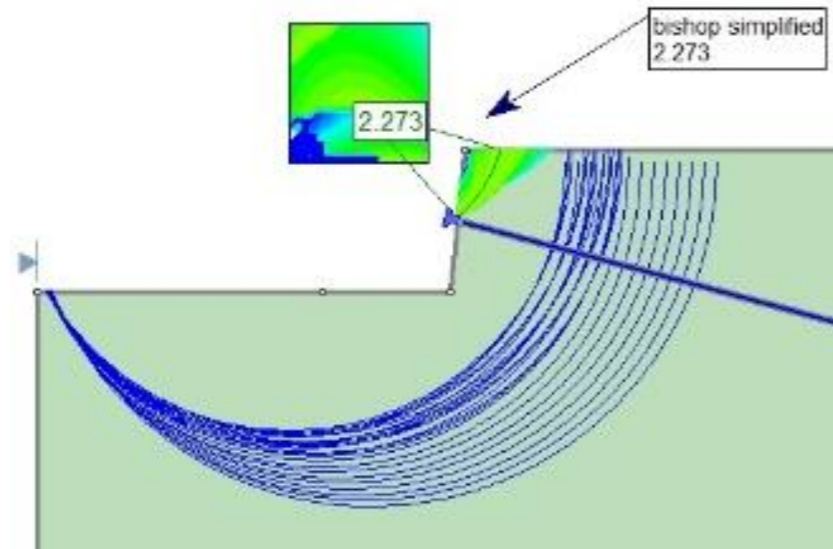


NAIL 6

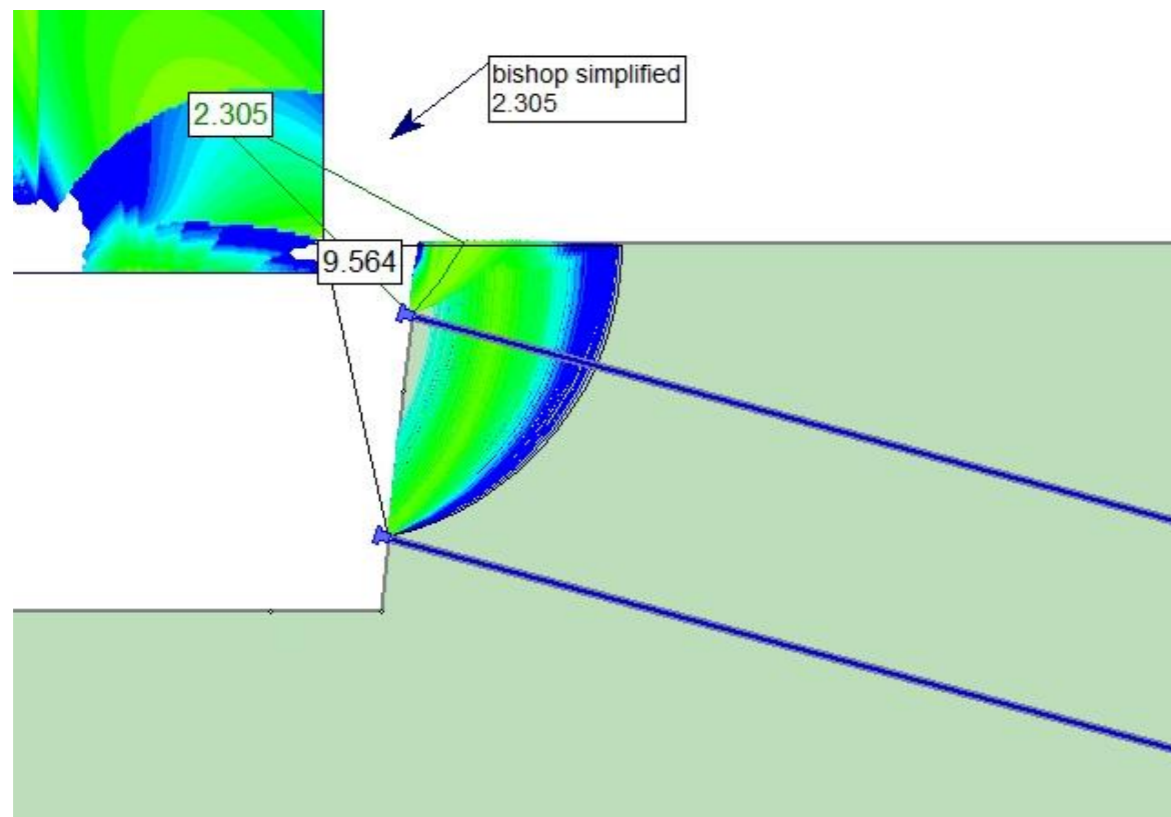


B1.2.6.1 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 11$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

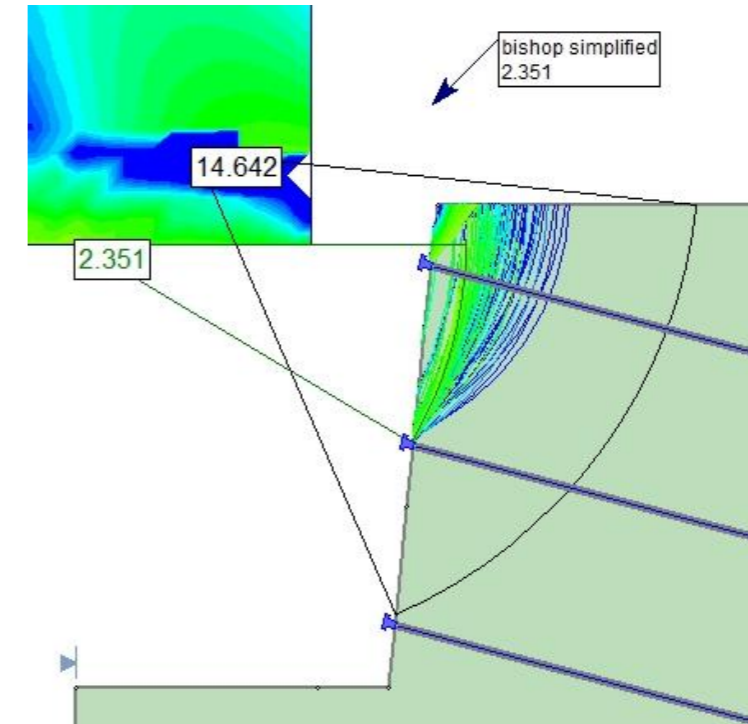
NAIL 1



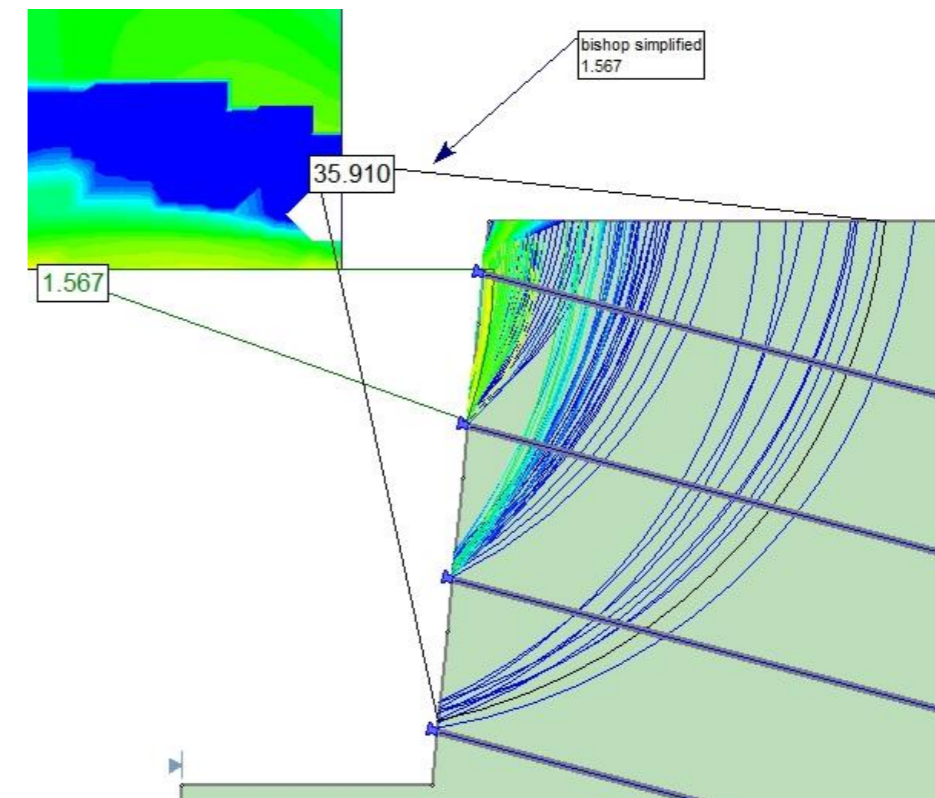
NAIL 2



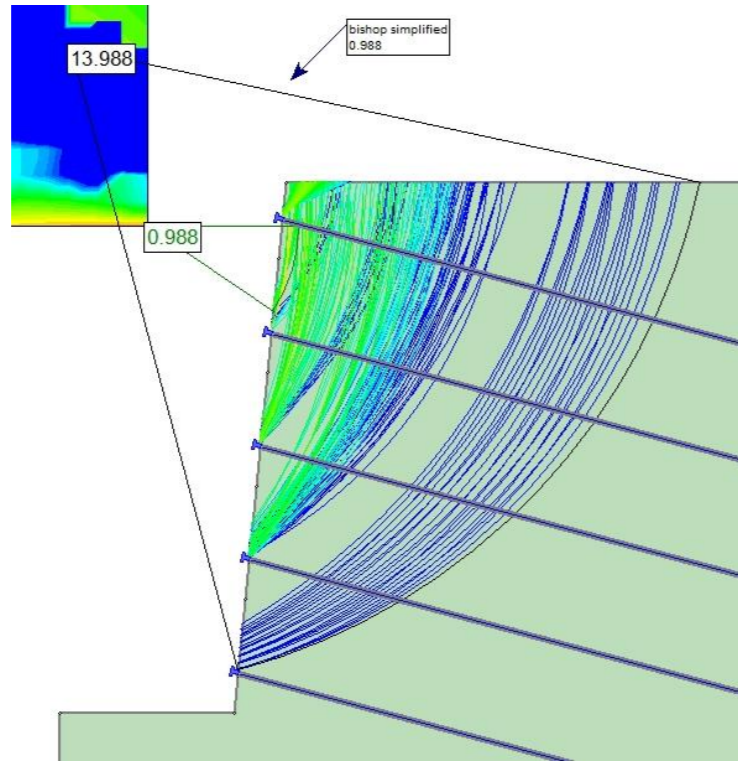
NAIL 3



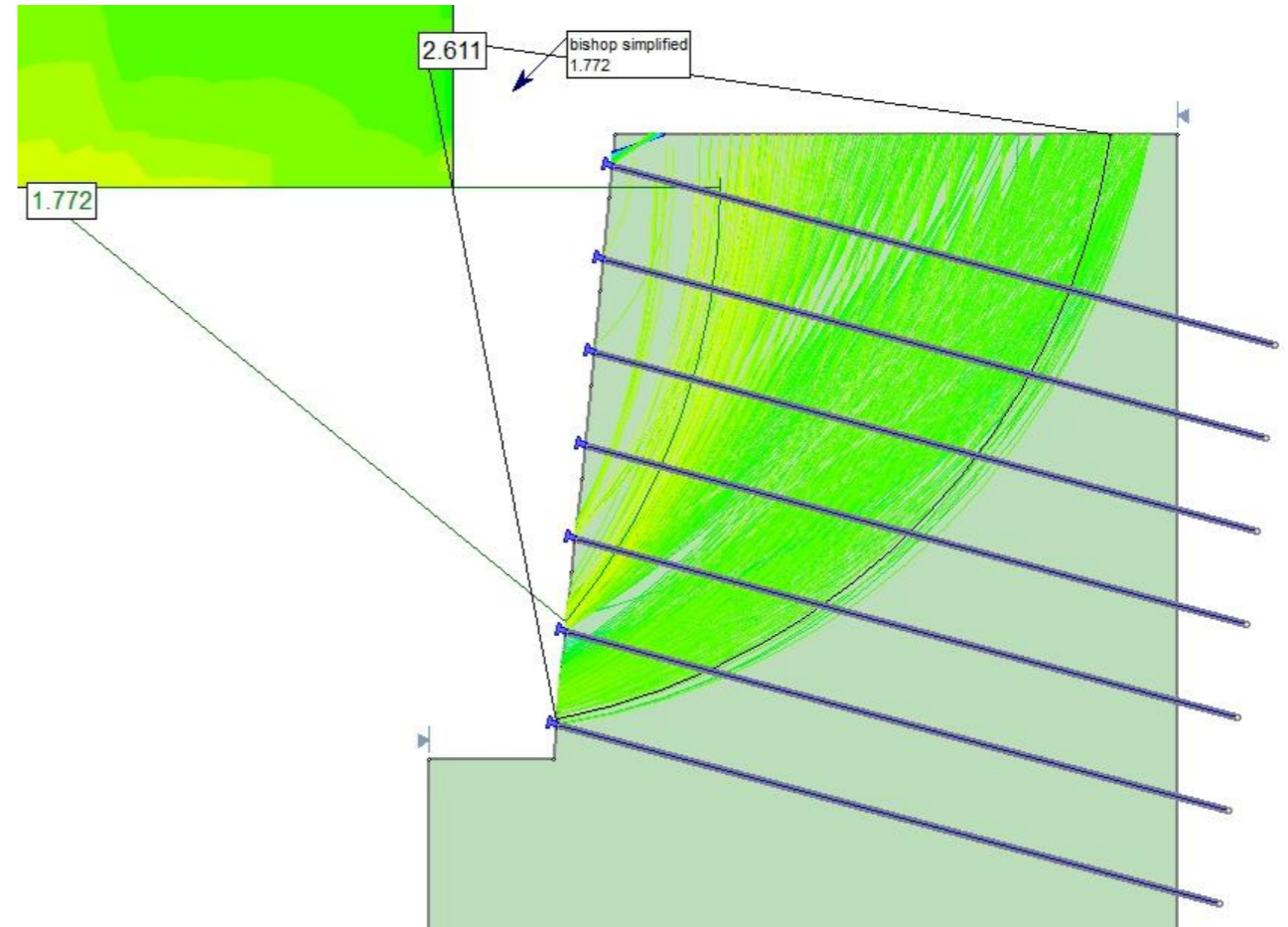
NAIL 4



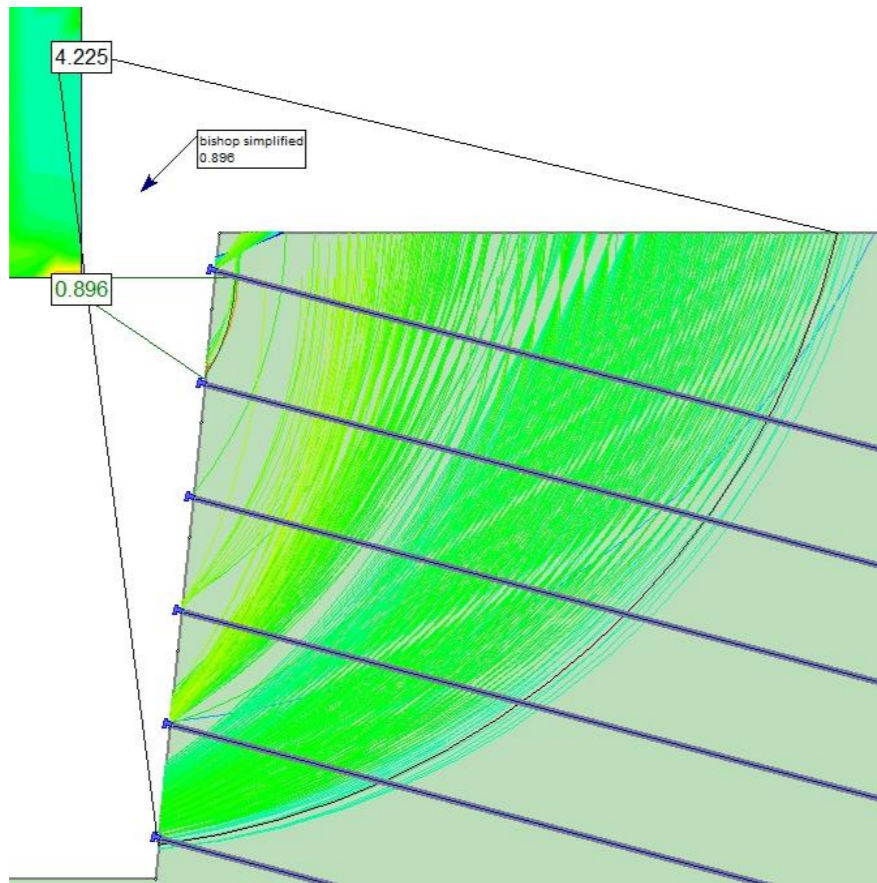
NAIL 5



NAIL 7

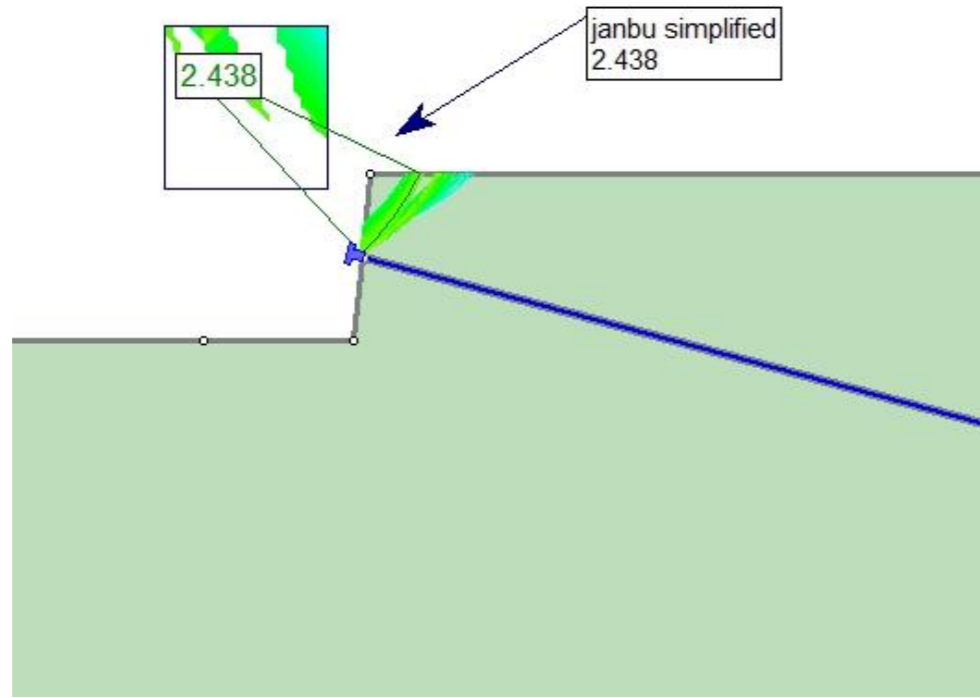


NAIL 6

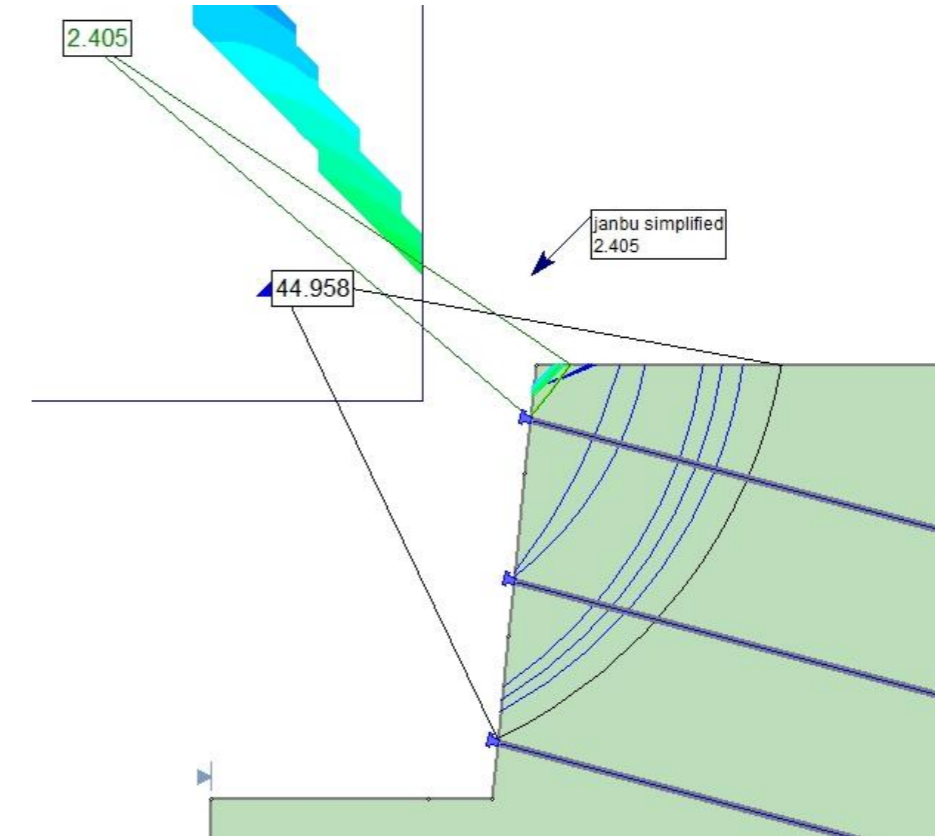


B1.2.6.2 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 11$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

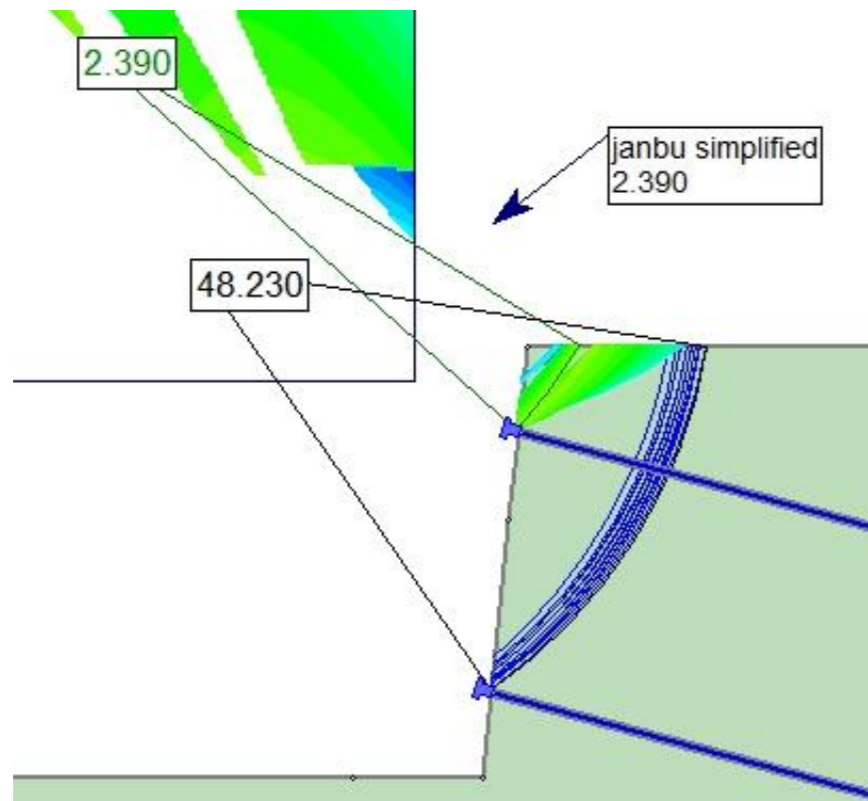
NAIL 1



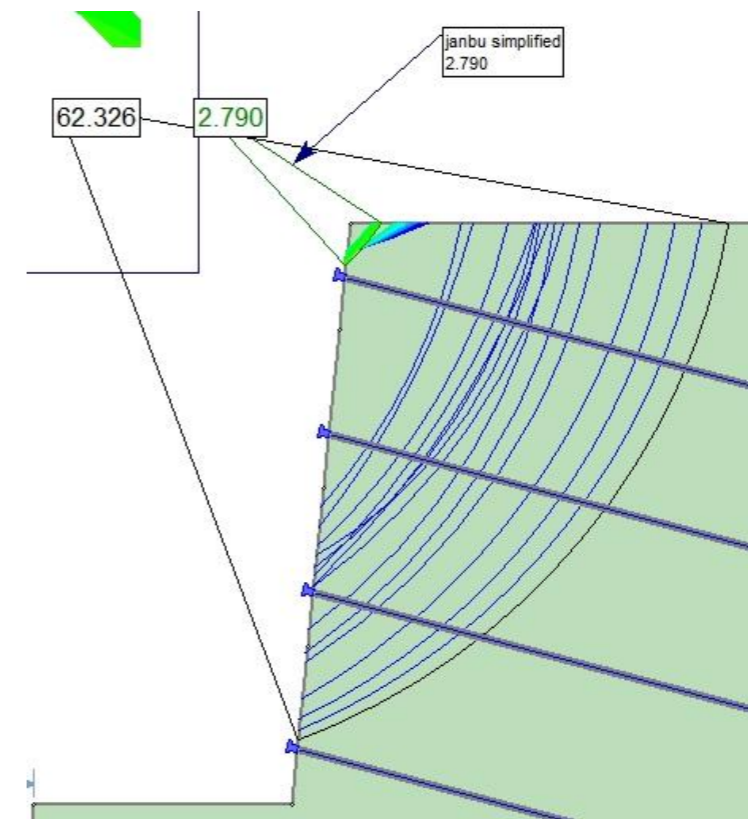
NAIL 3



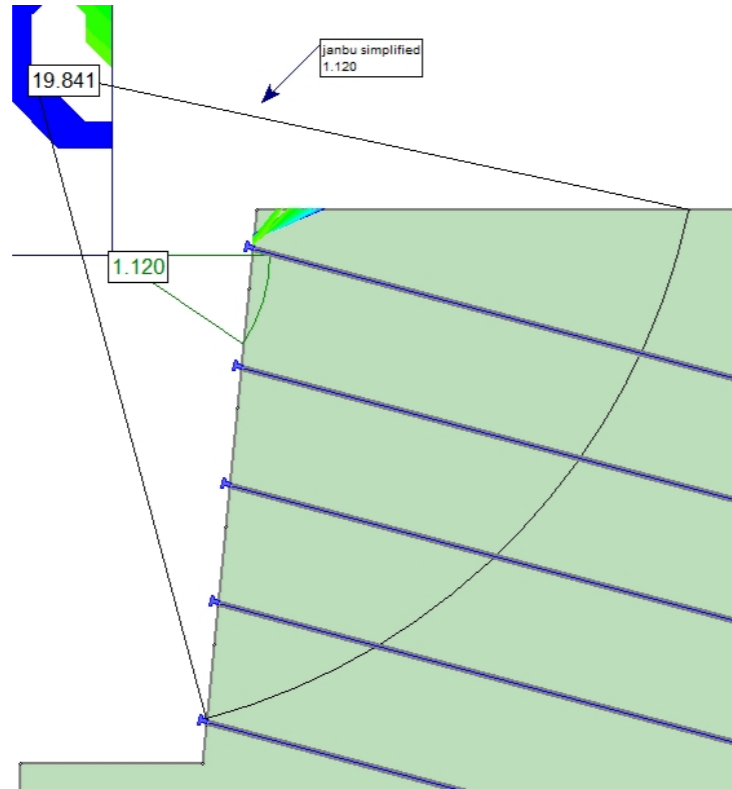
NAIL 2



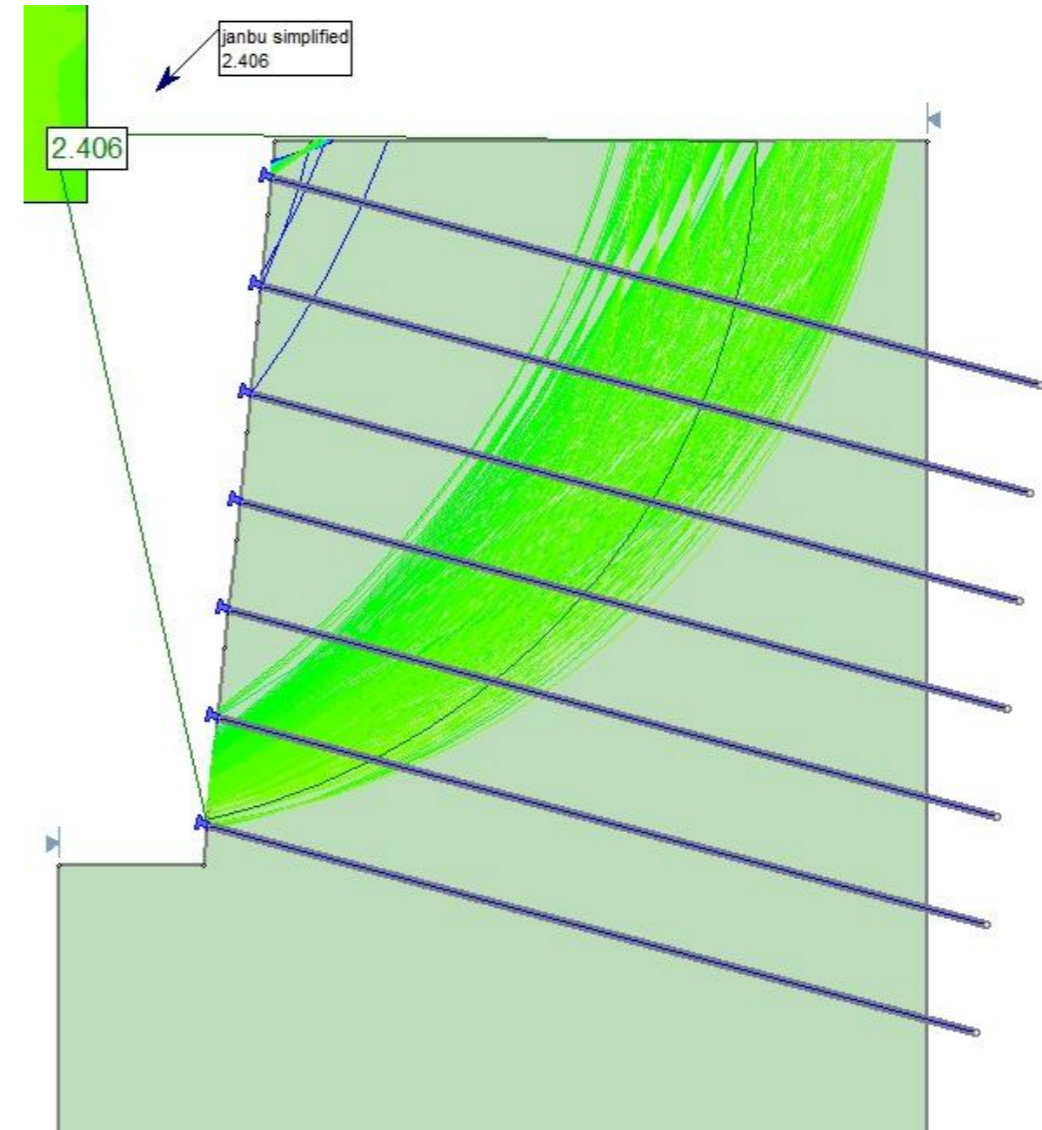
NAIL 4



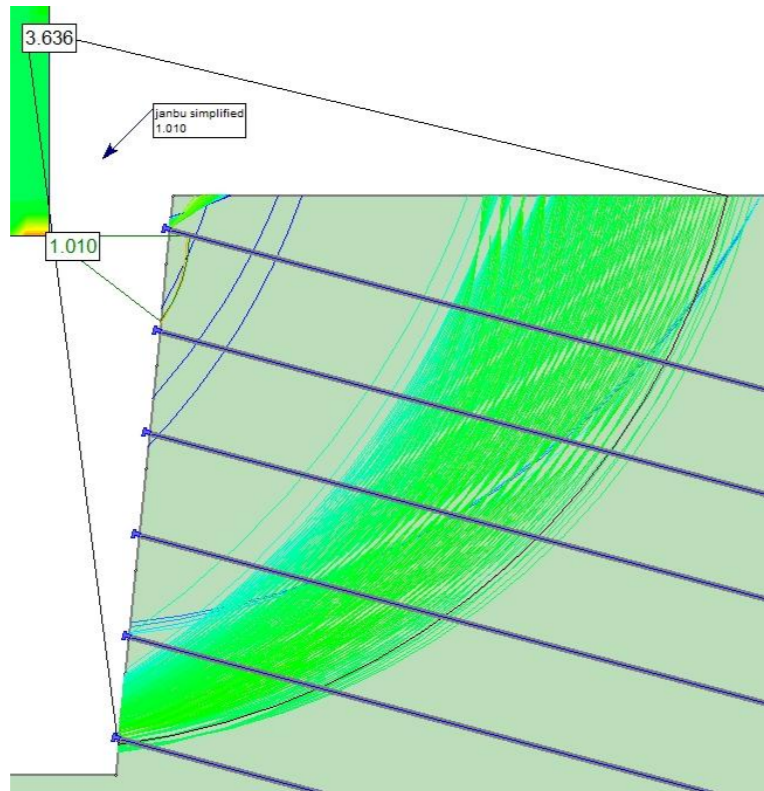
NAIL 5



NAIL 7

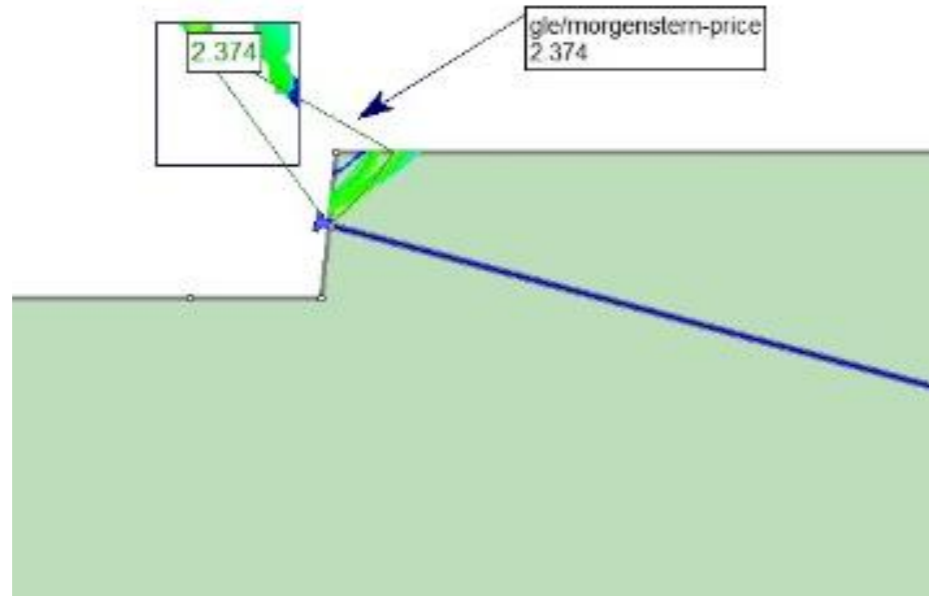


NAIL 6

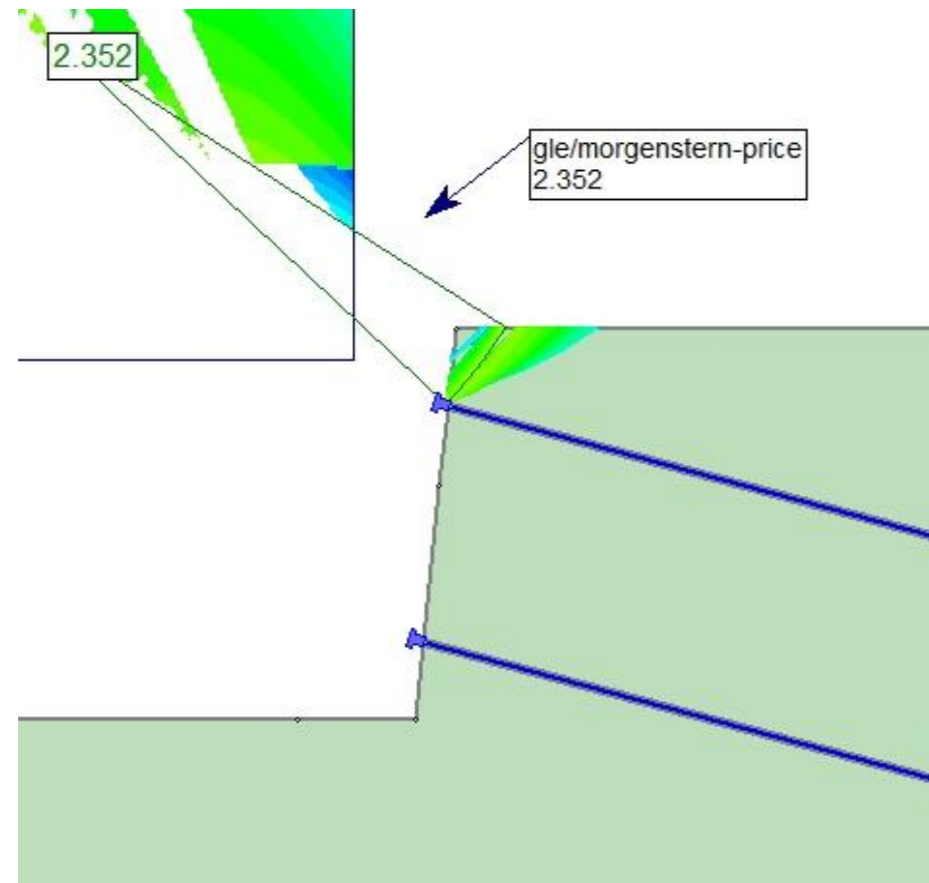


B1.2.6.3 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 11$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

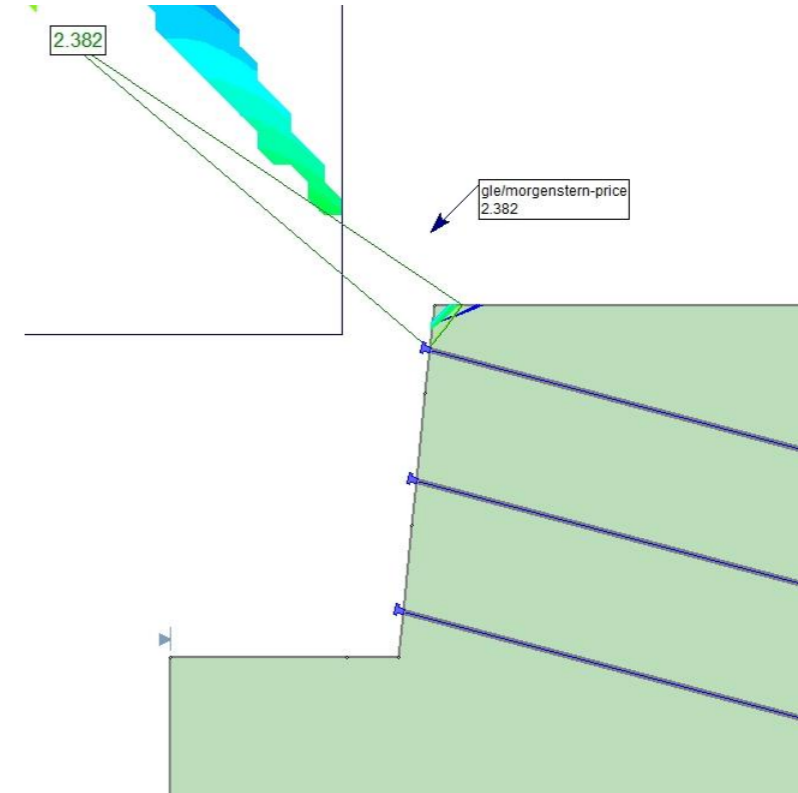
NAIL 1



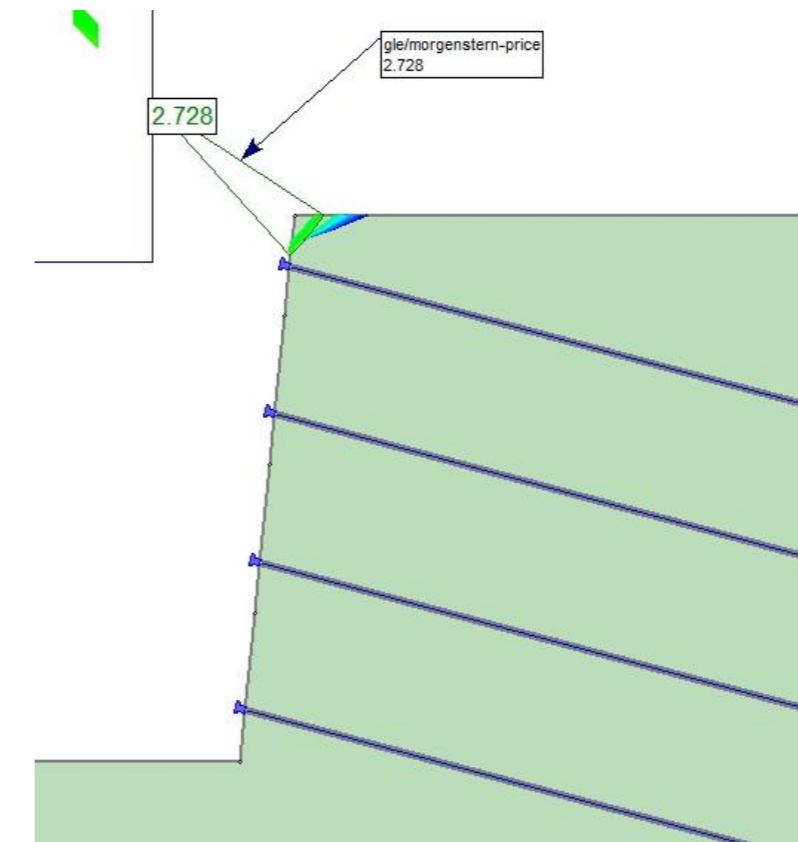
NAIL 2



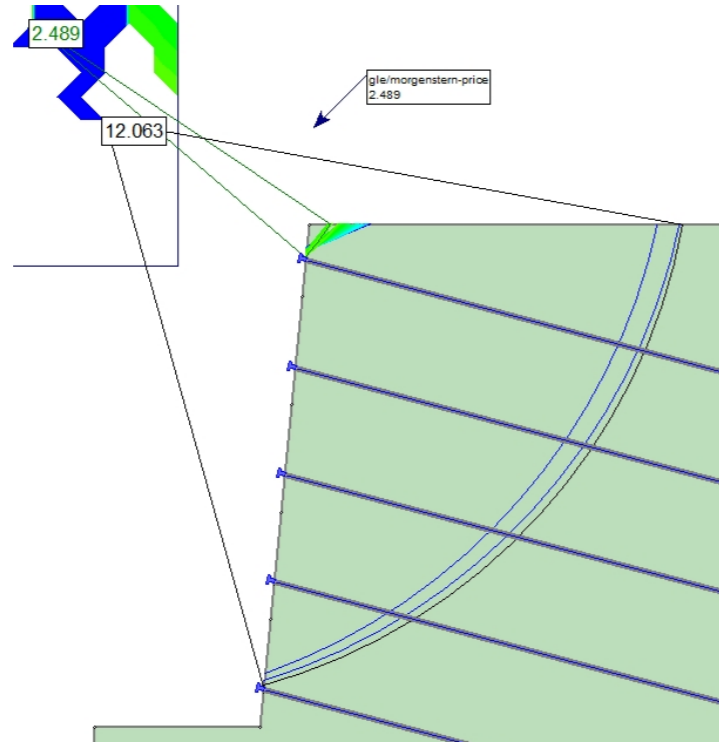
NAIL 3



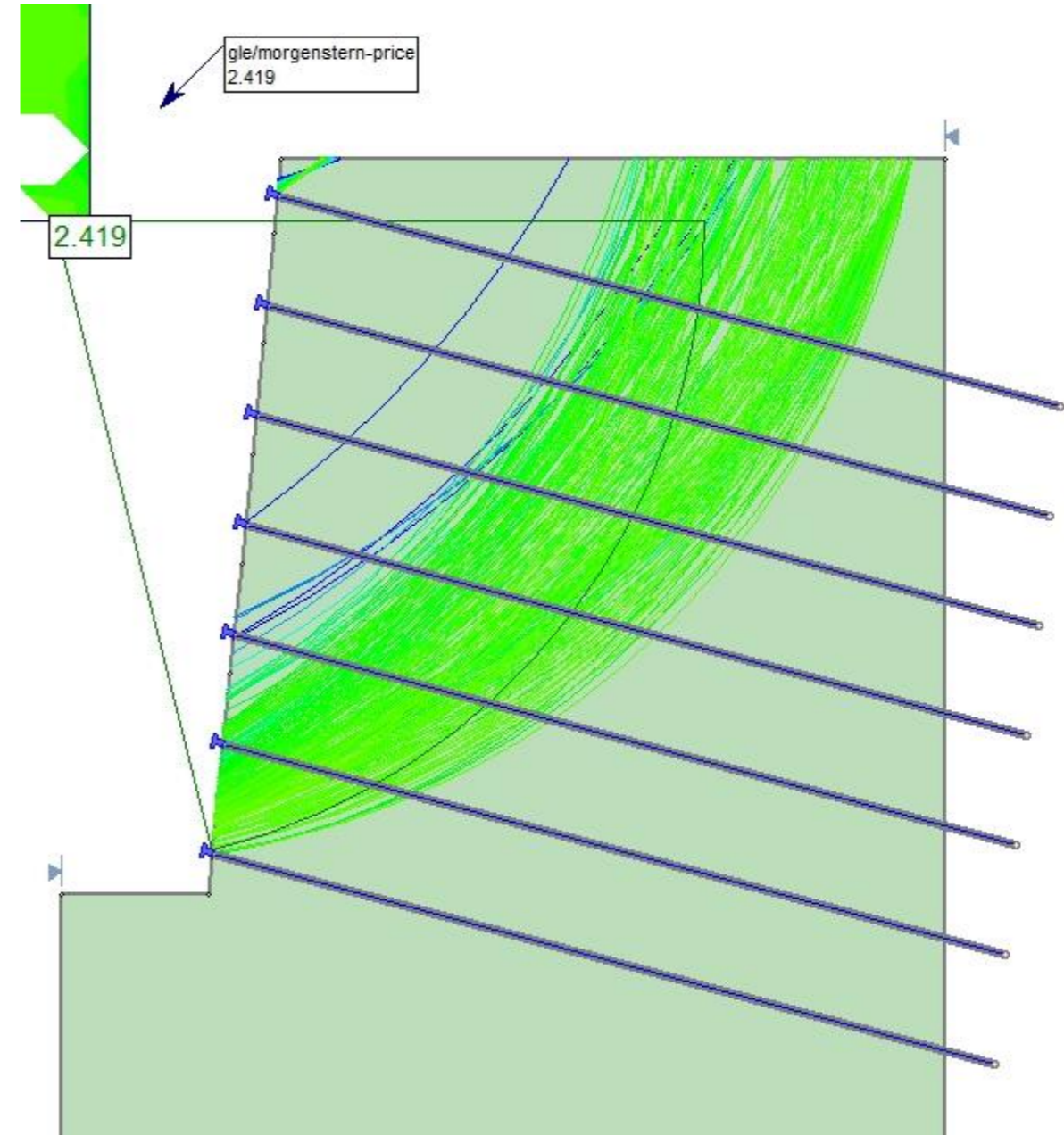
NAIL 4



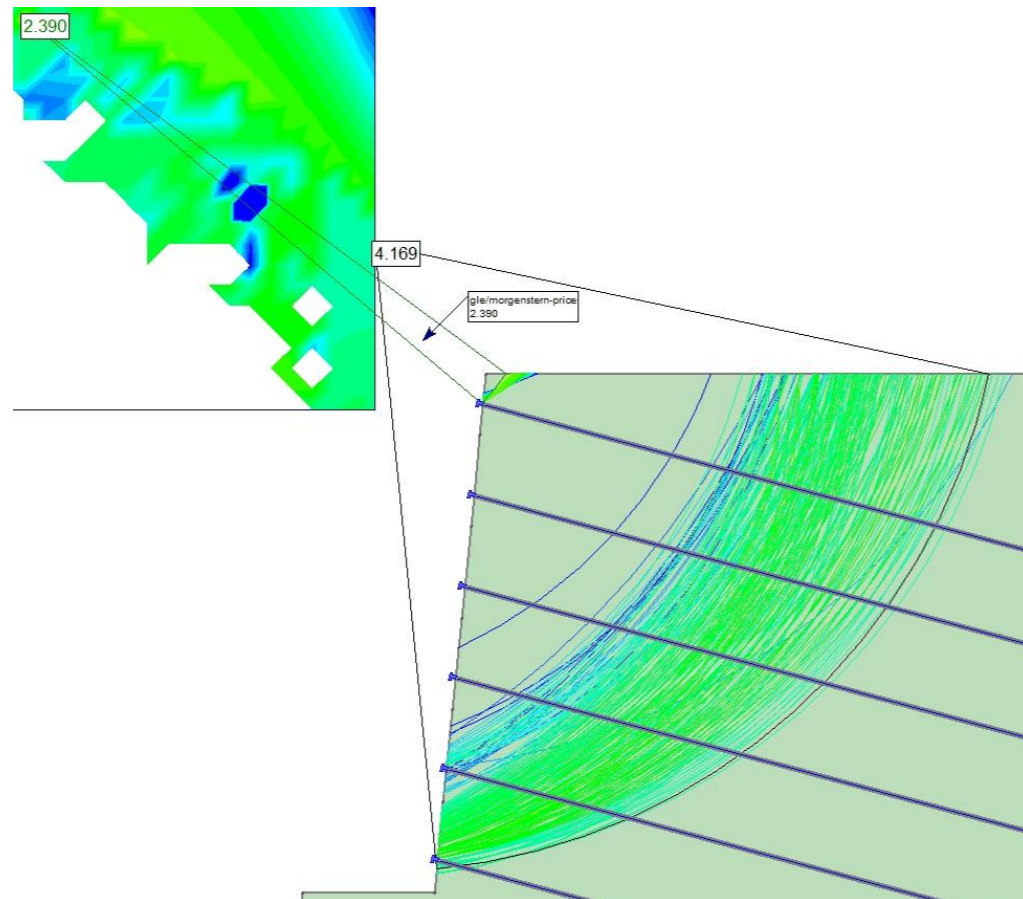
NAIL 5



NAIL 7

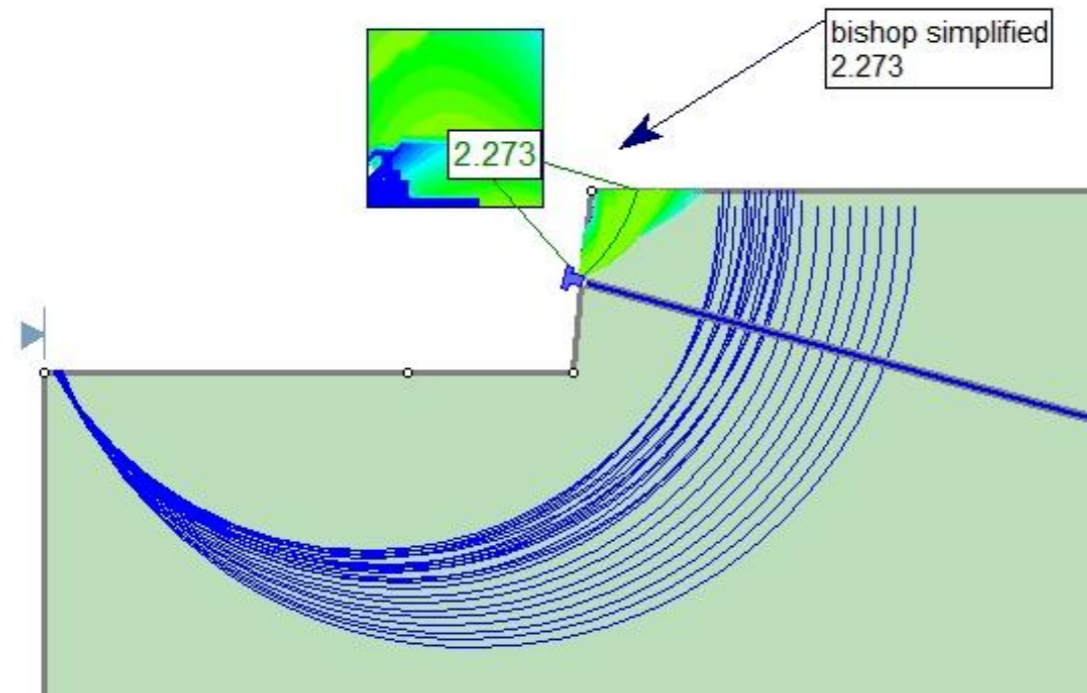


NAIL 6

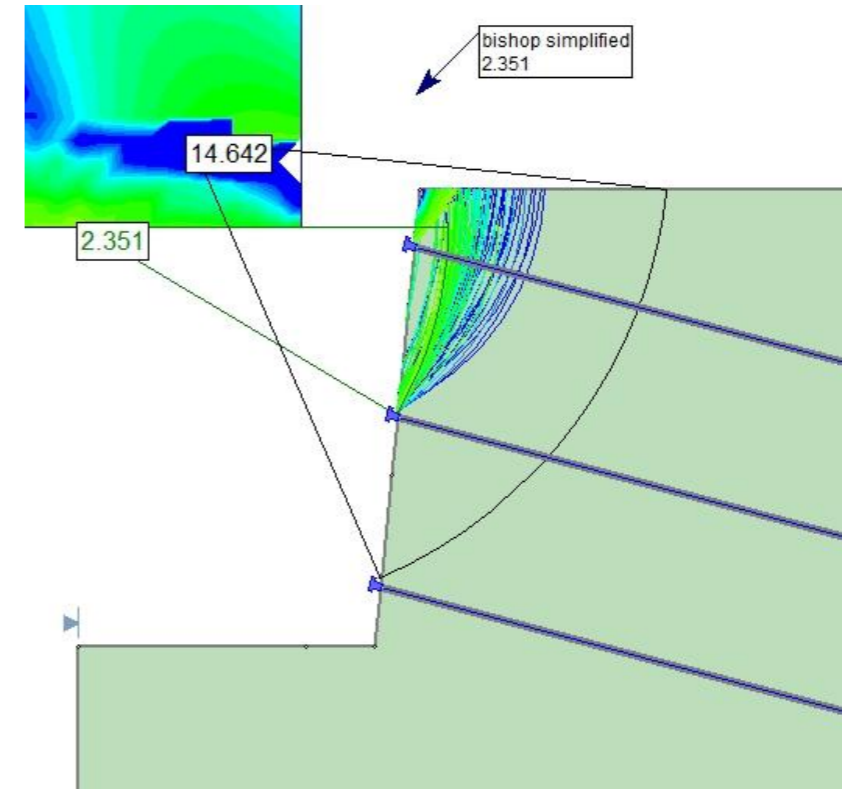


B1.2.7.1 CASO 1 – TERRENO 2 –  $L_b = 12$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

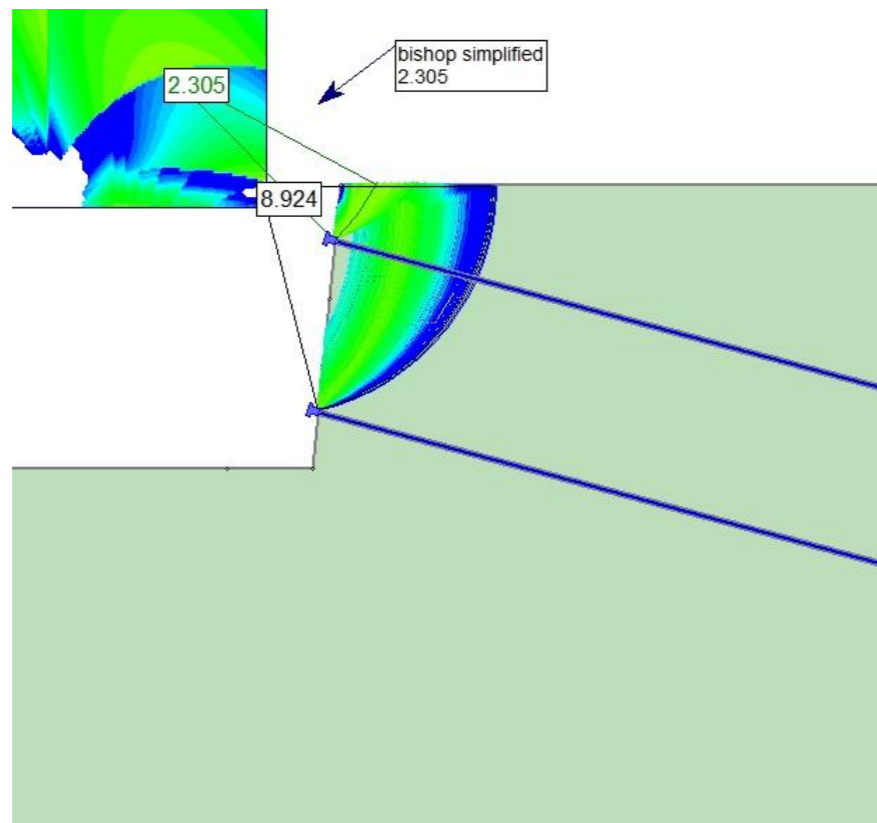
NAIL 1



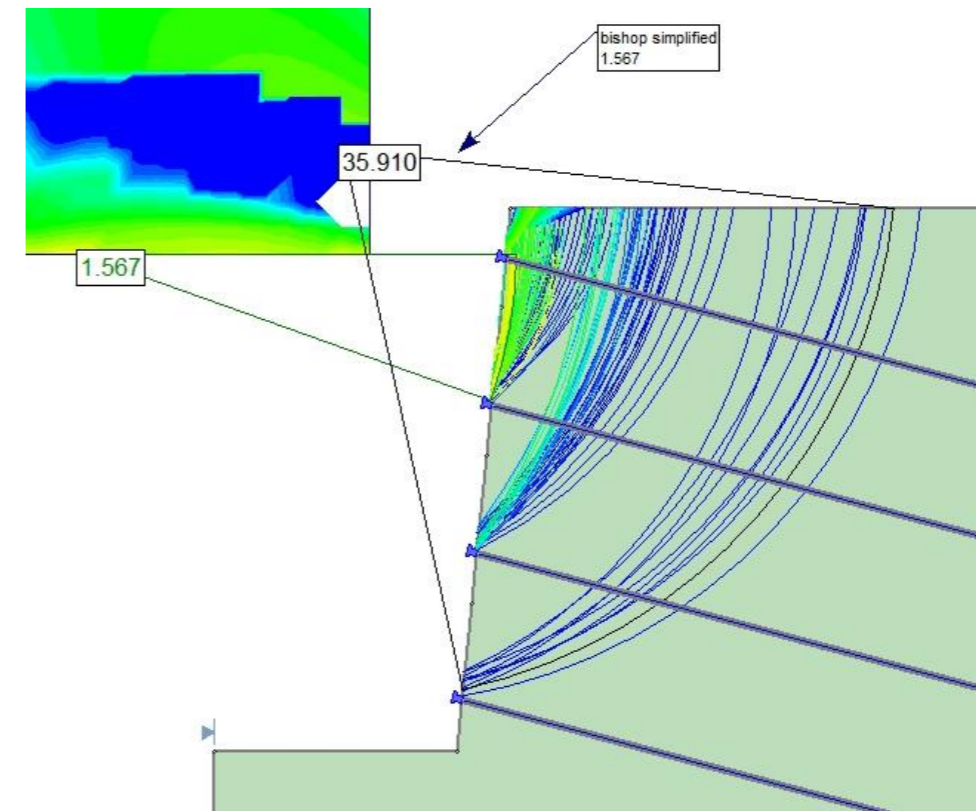
NAIL 3



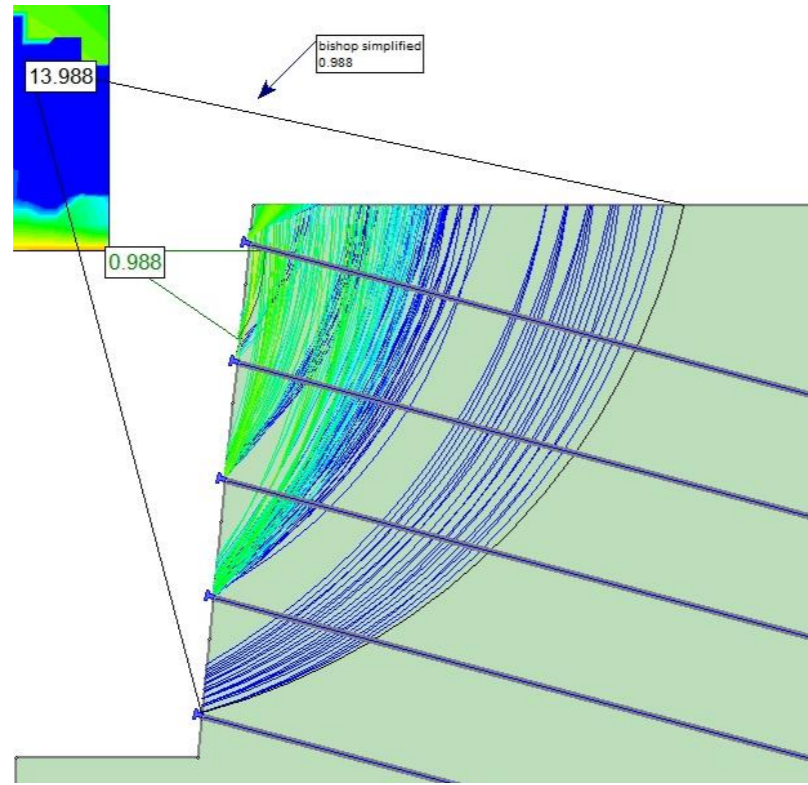
NAIL 2



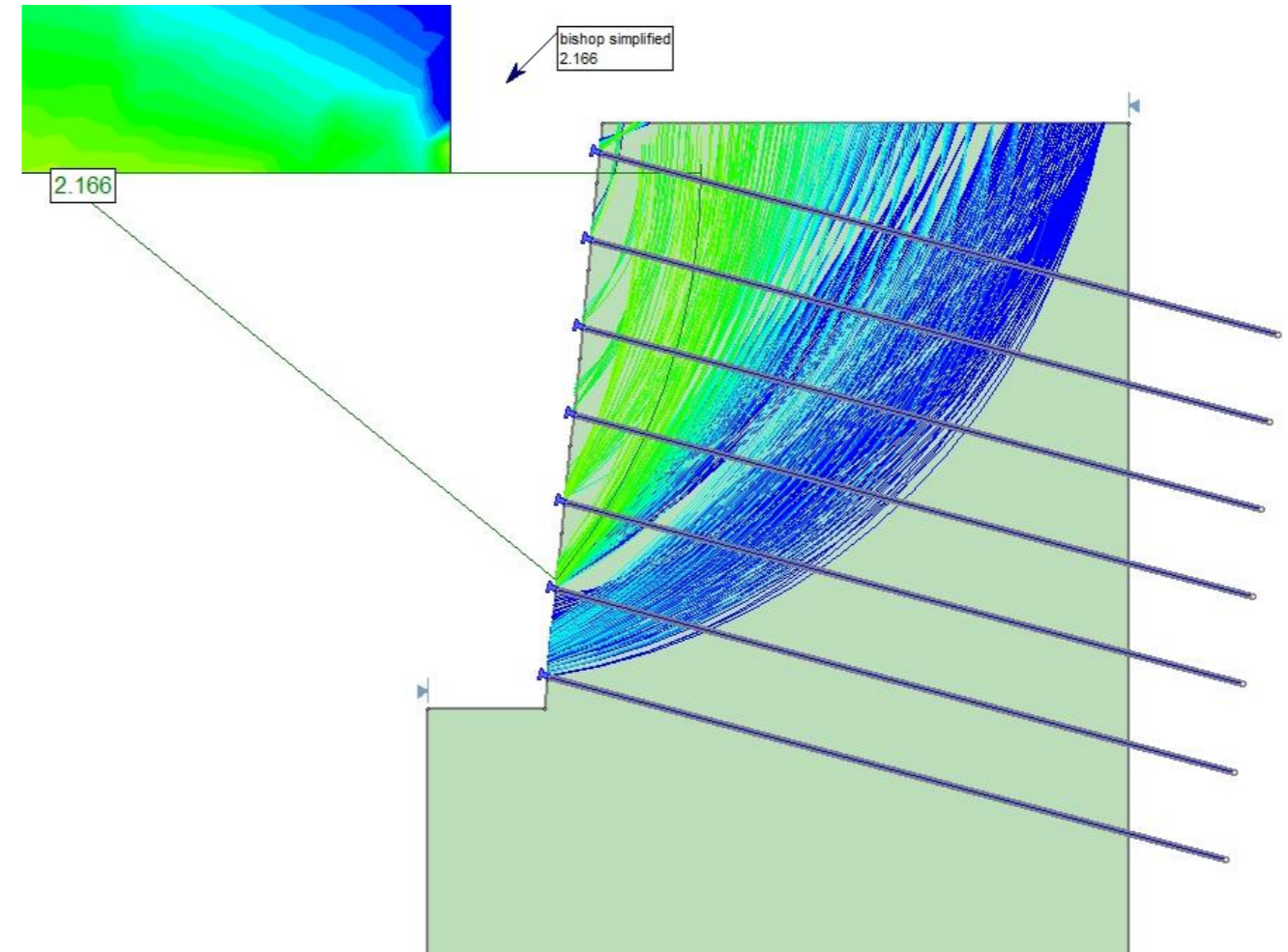
NAIL 4



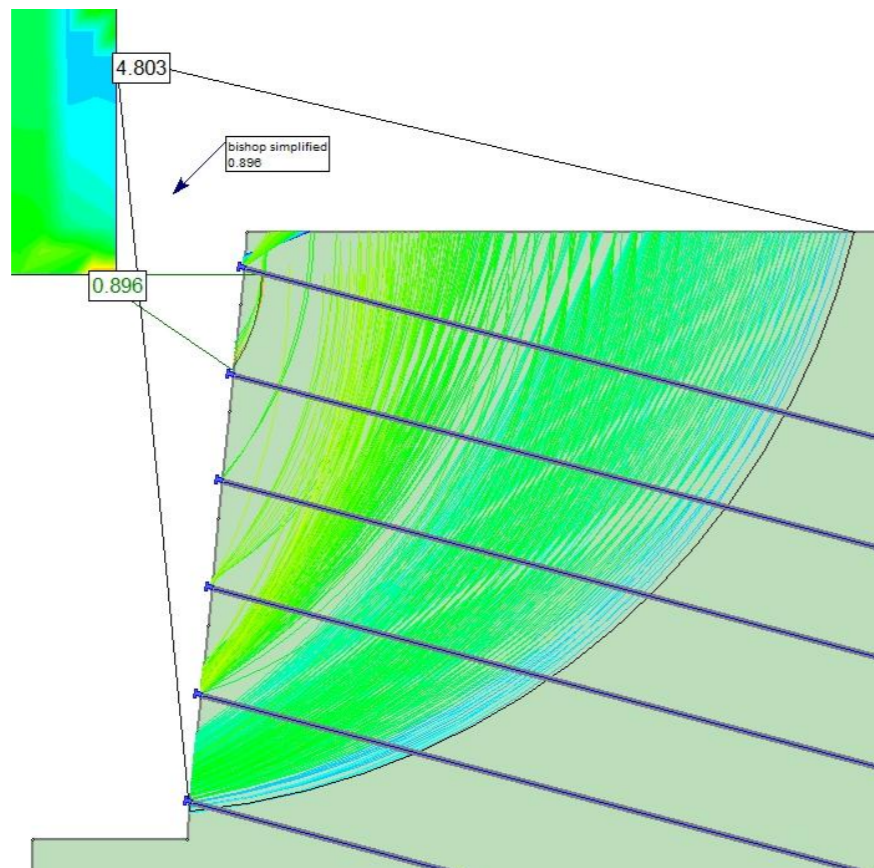
NAIL 5



NAIL 7

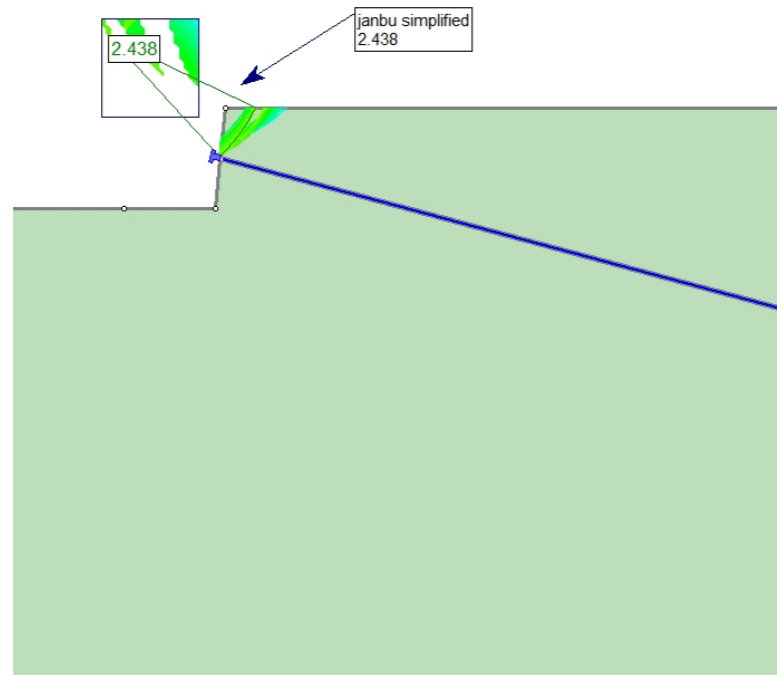


NAIL 6

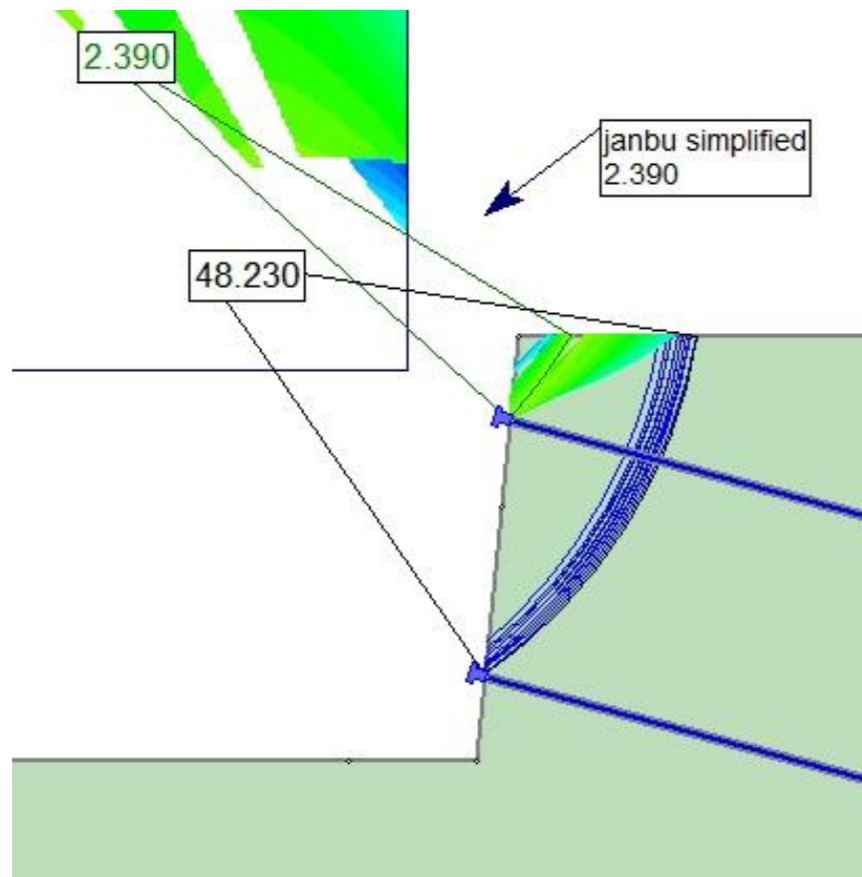


B1.2.7.2 CASO 1 – TERRENO 2 – Lb = 12 m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

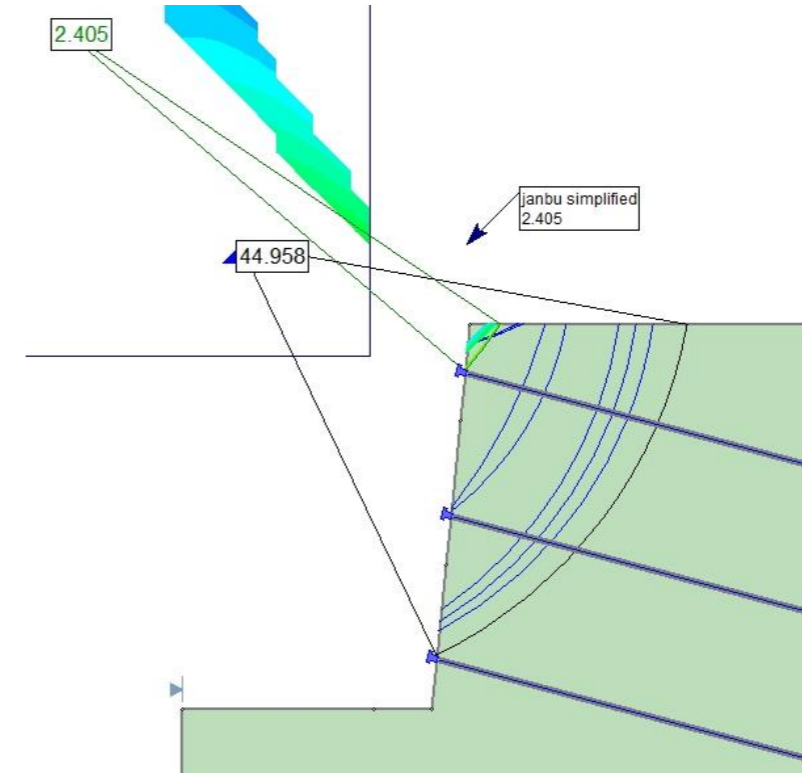
NAIL 1



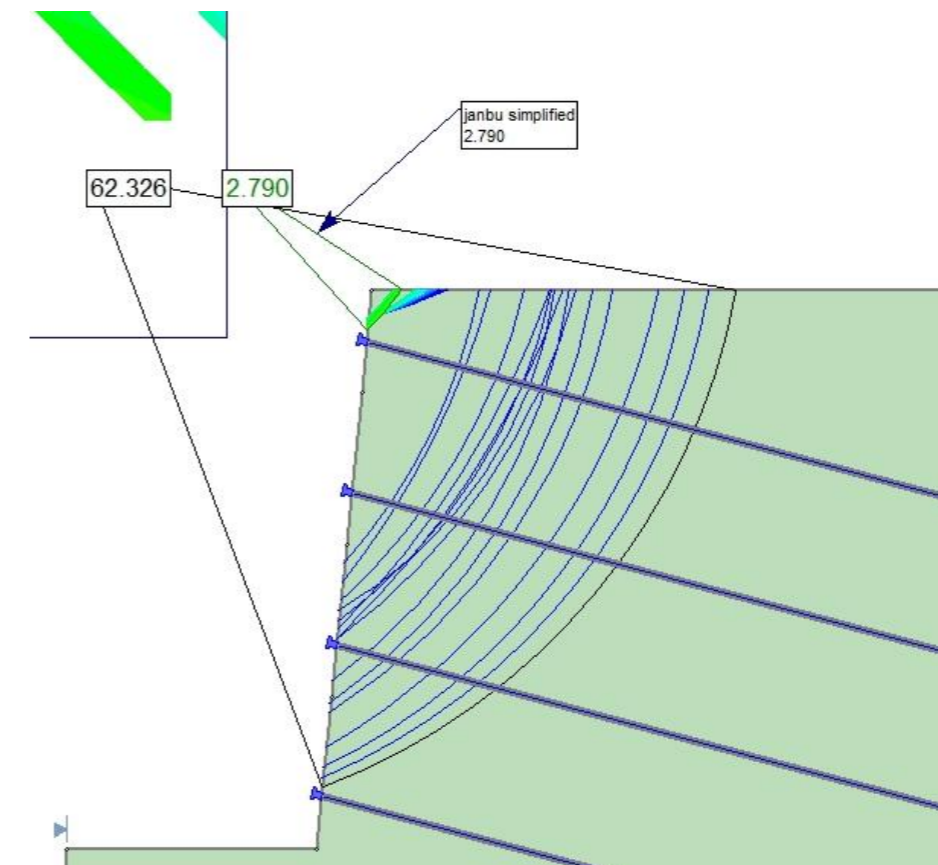
NAIL 2



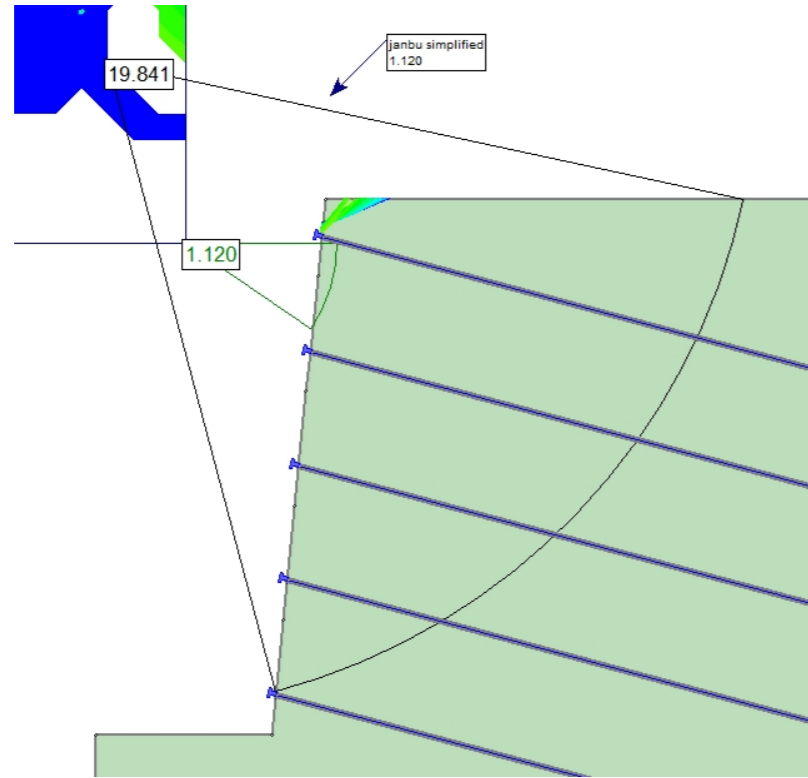
NAIL 3



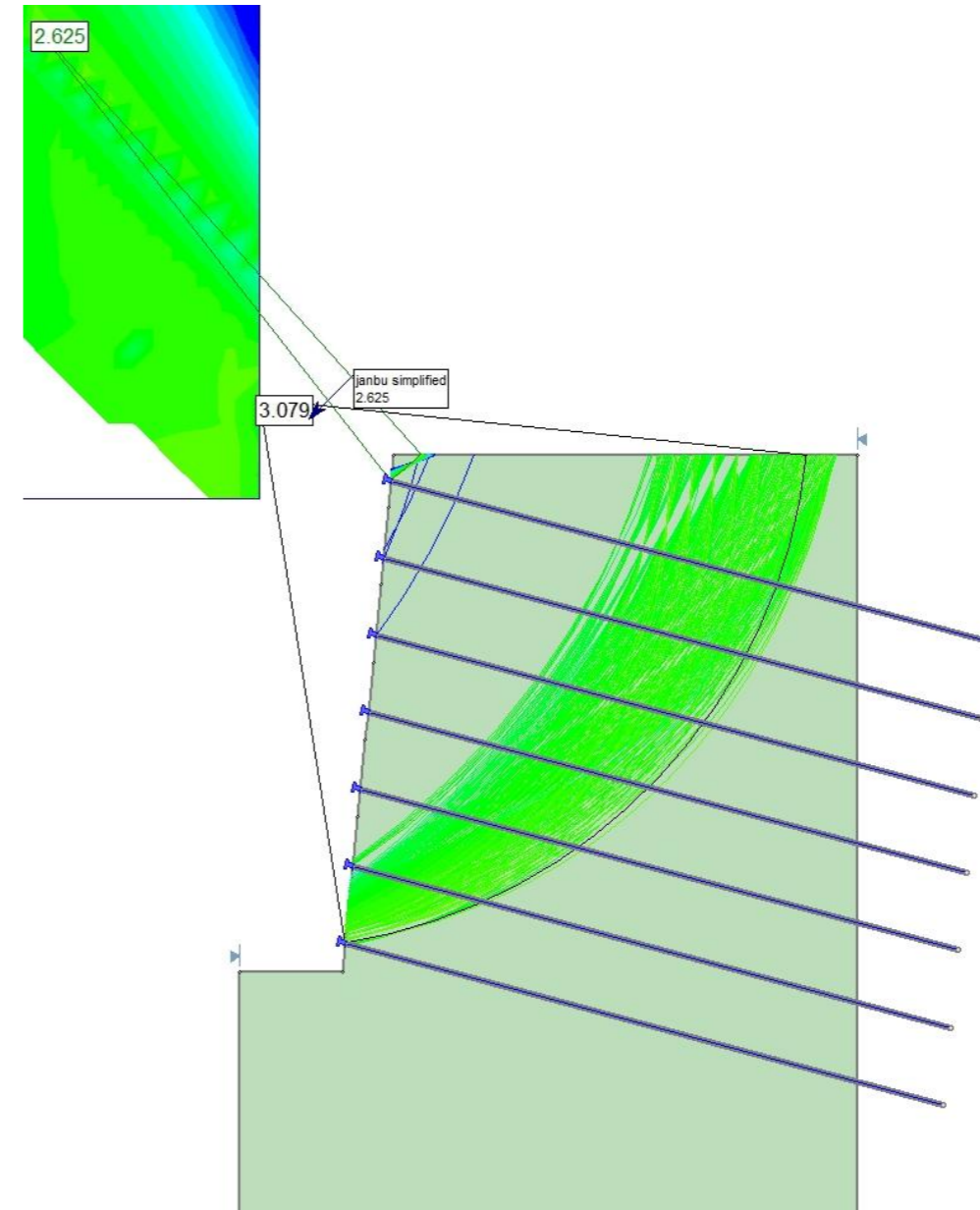
NAIL 4



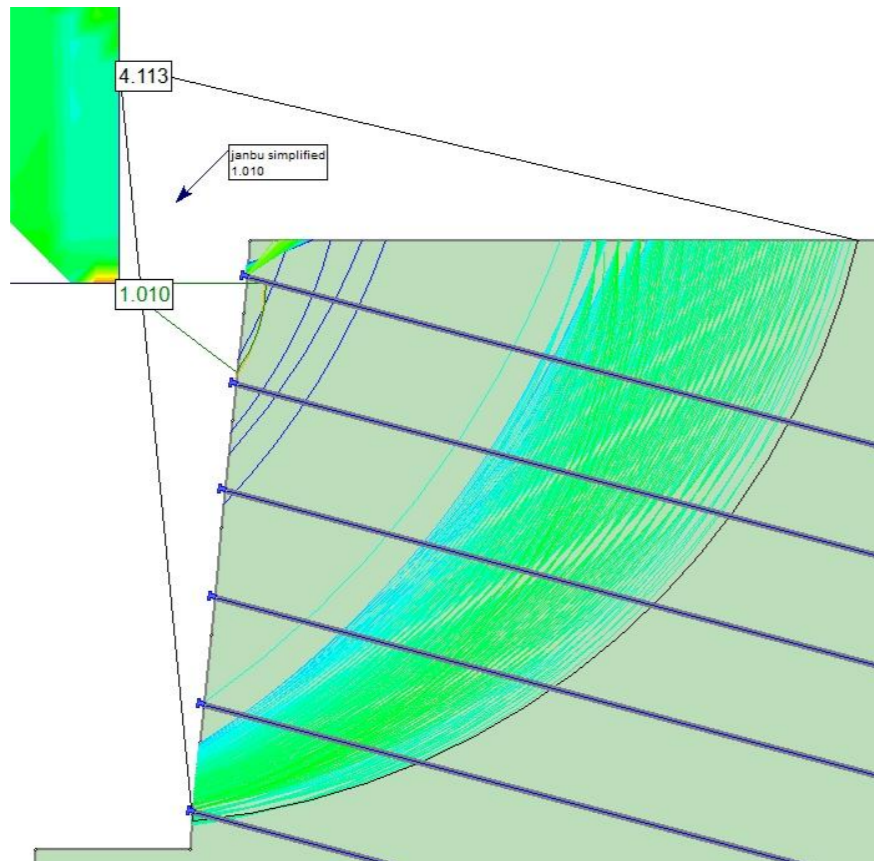
NAIL 5



NAIL 7

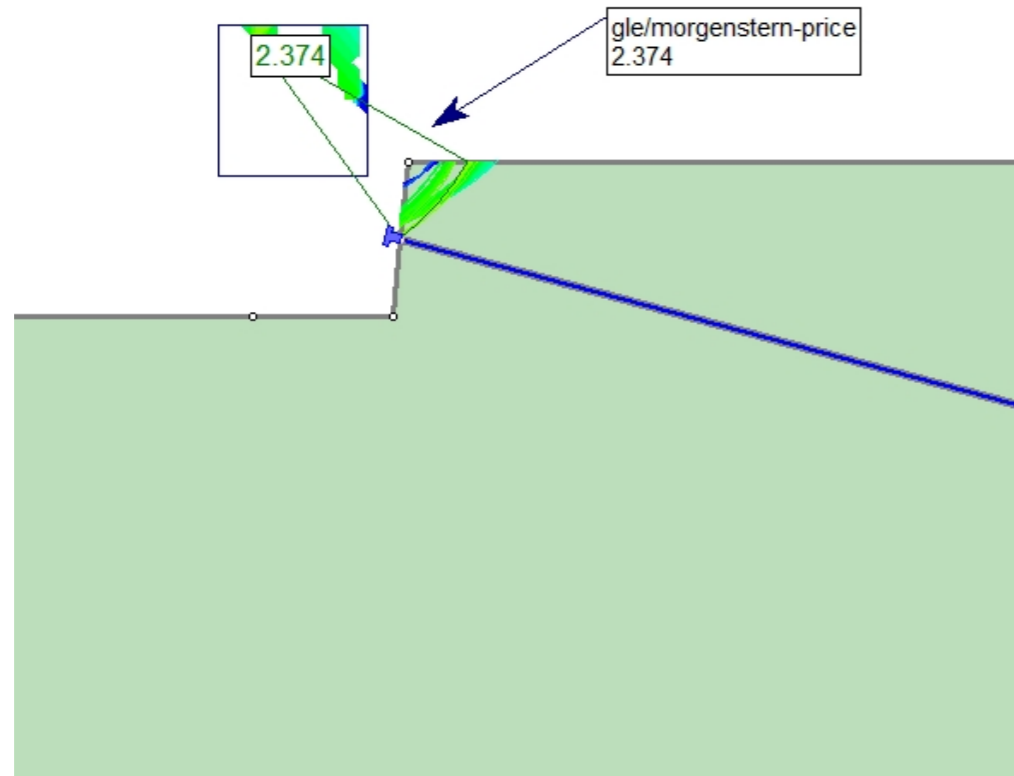


NAIL 6

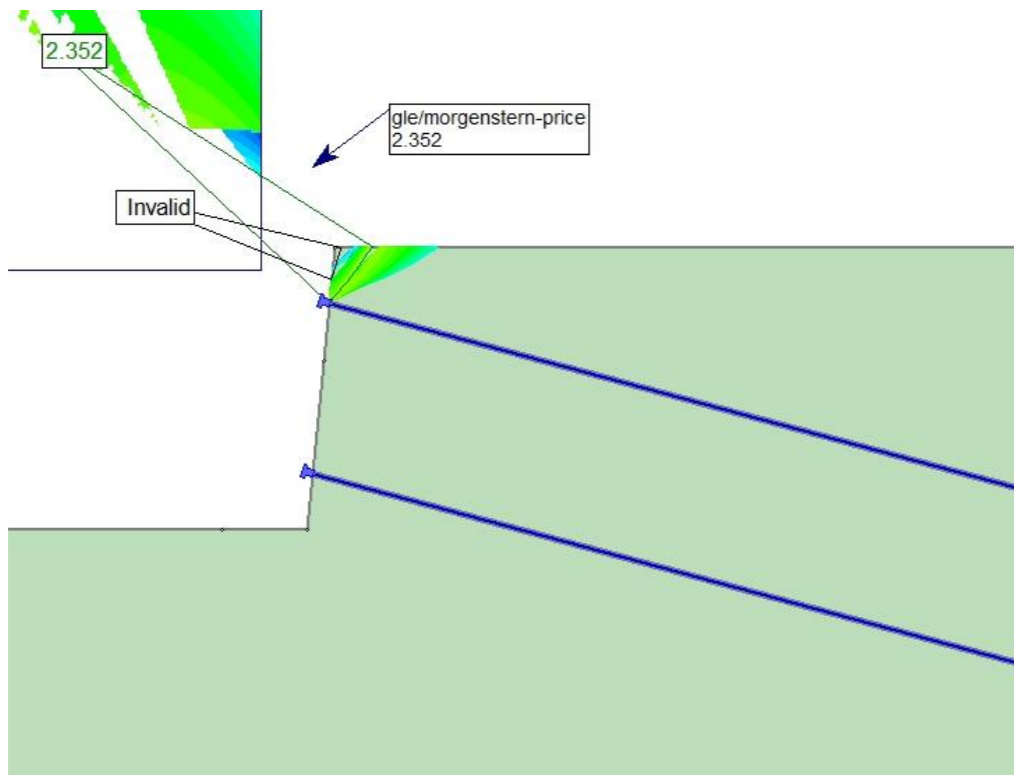


B1.2.7.3 CASO 1 – TERRENO 2 – Lb = 12 m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

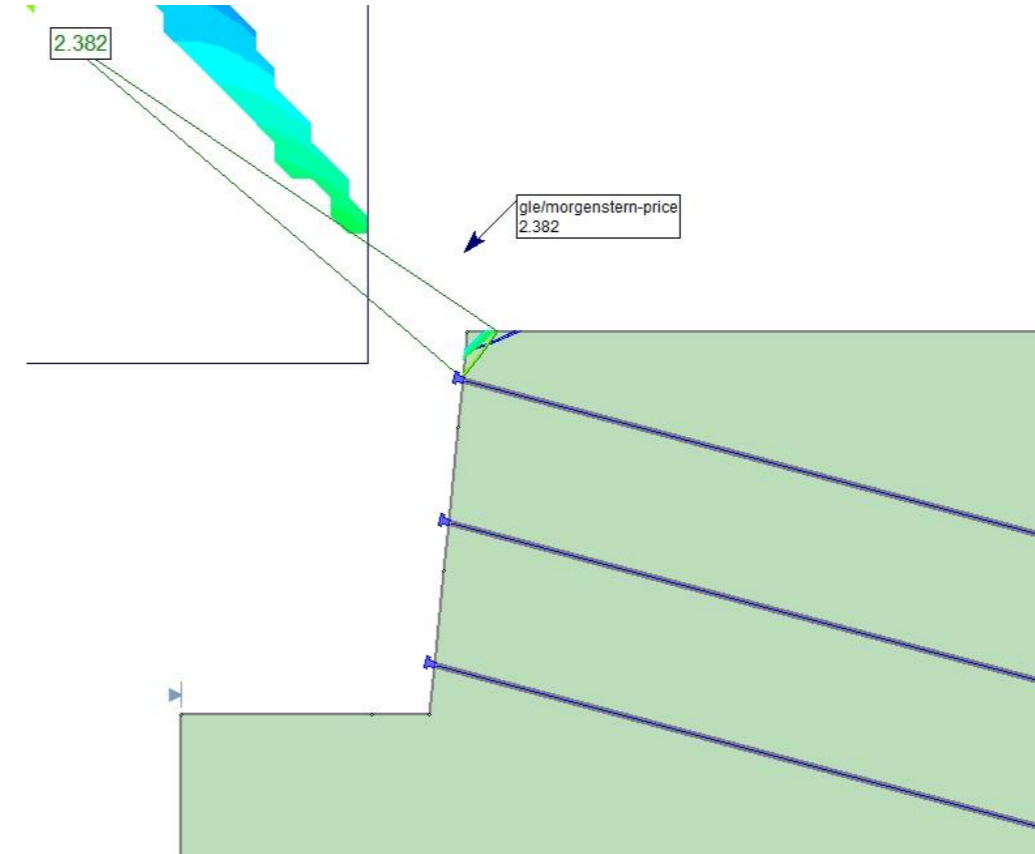
NAIL 1



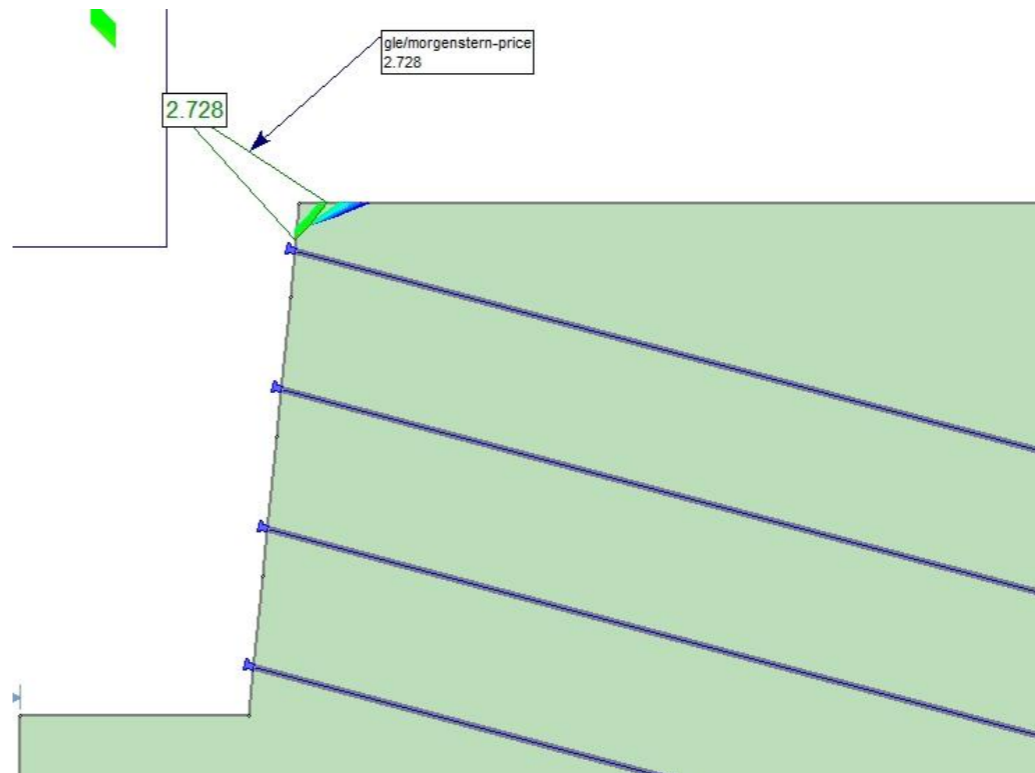
NAIL 2



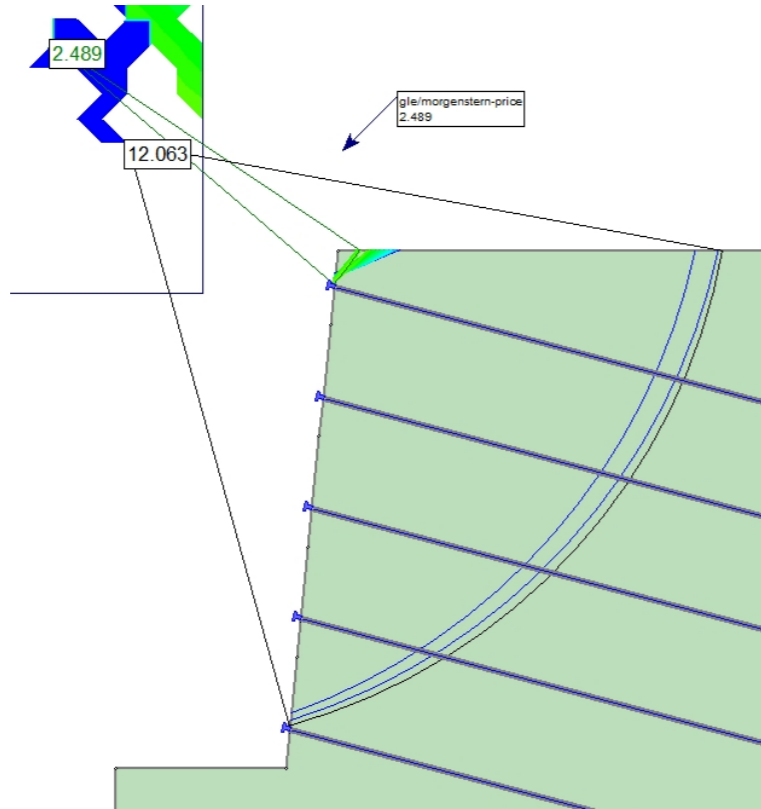
NAIL 3



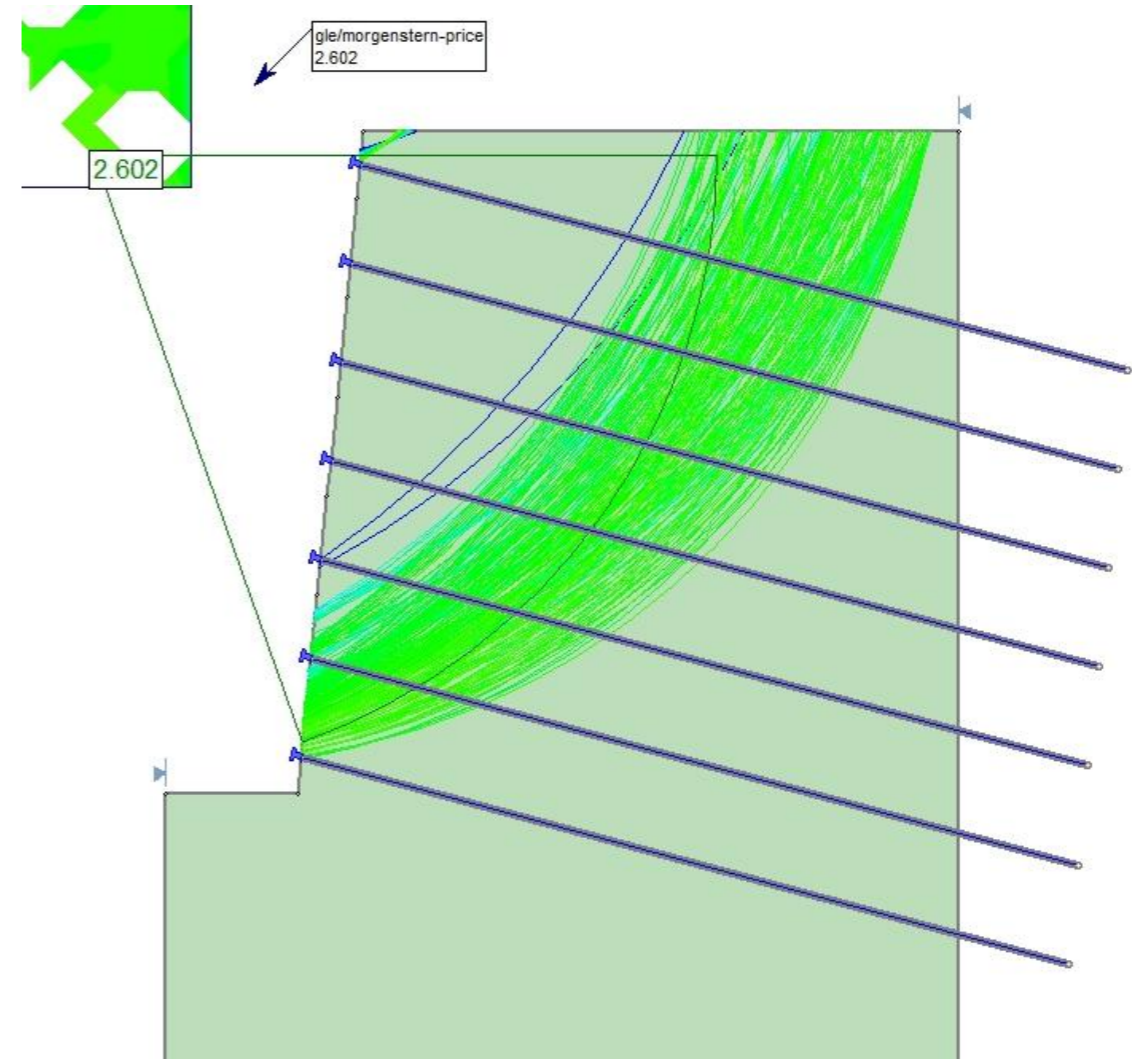
NAIL 4



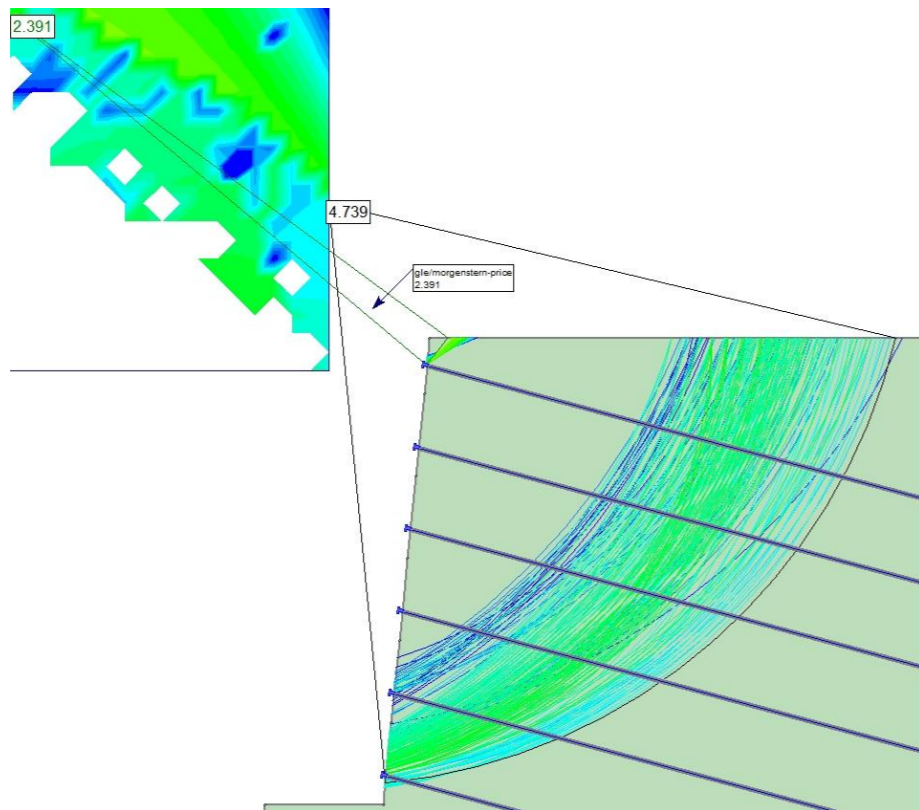
NAIL 5



NAIL 7



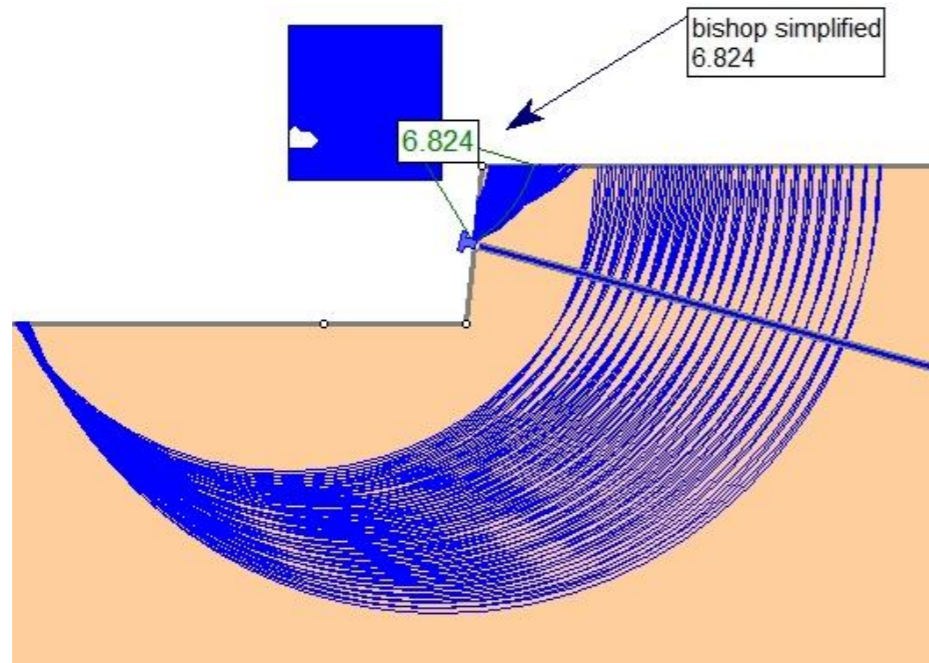
NAIL 6



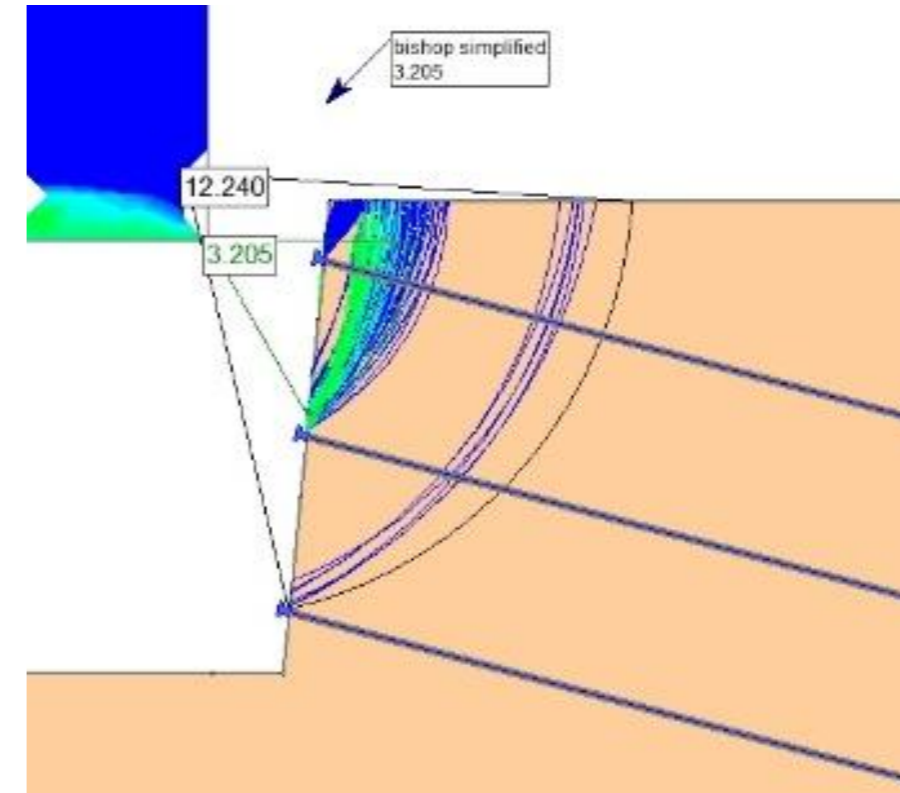
B1.3 CASO 1 – TERRENO 3

B1.3.1.1 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 6\text{ m}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

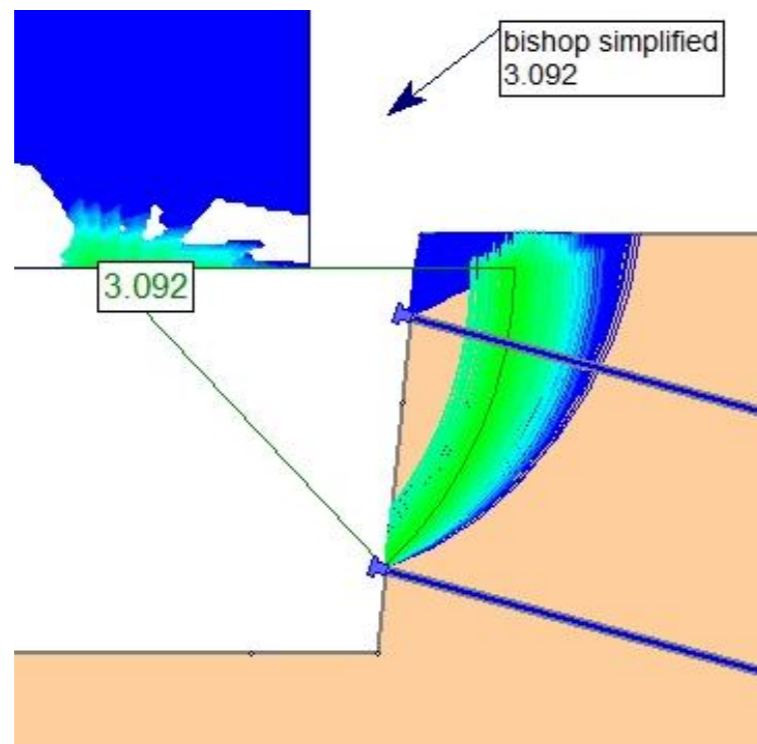
NAIL 1



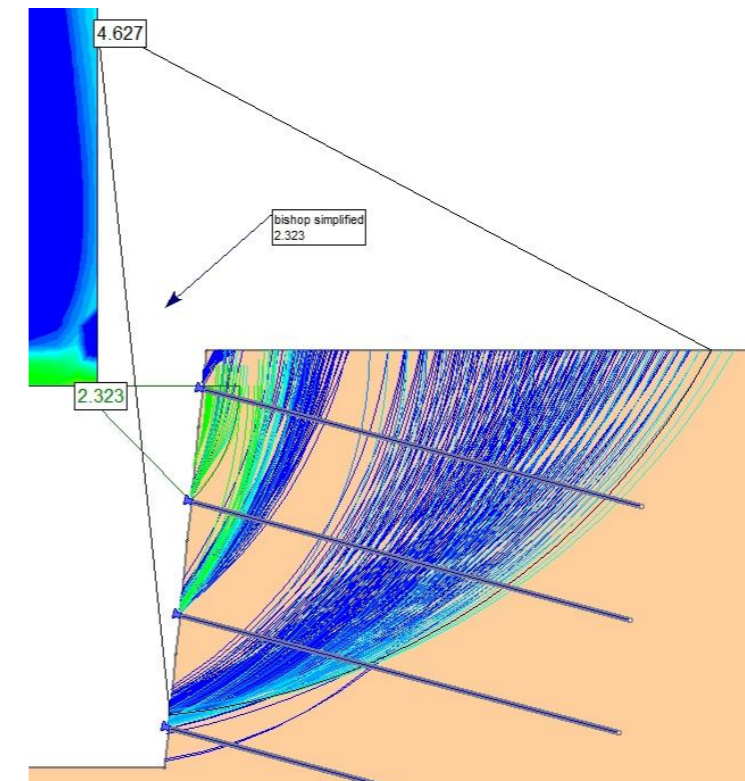
NAIL 3



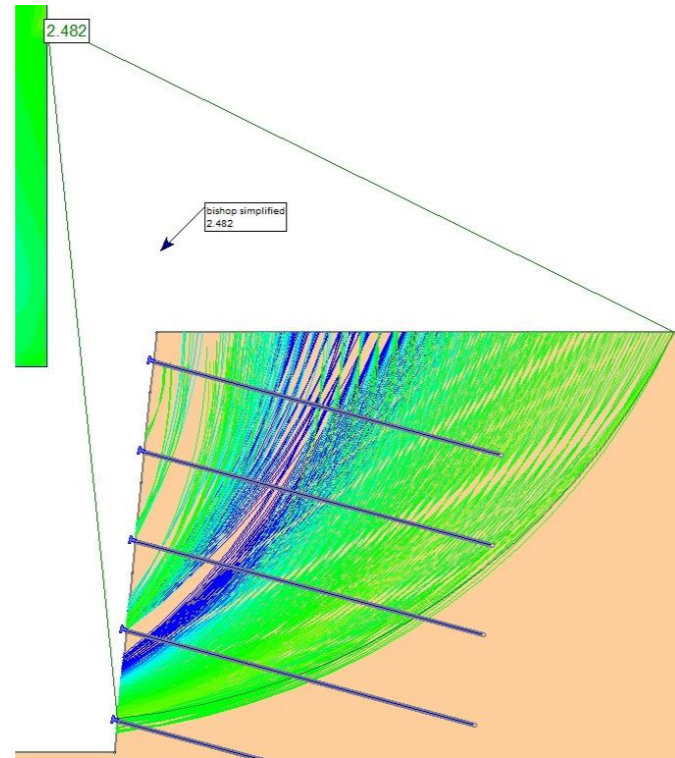
NAIL 2



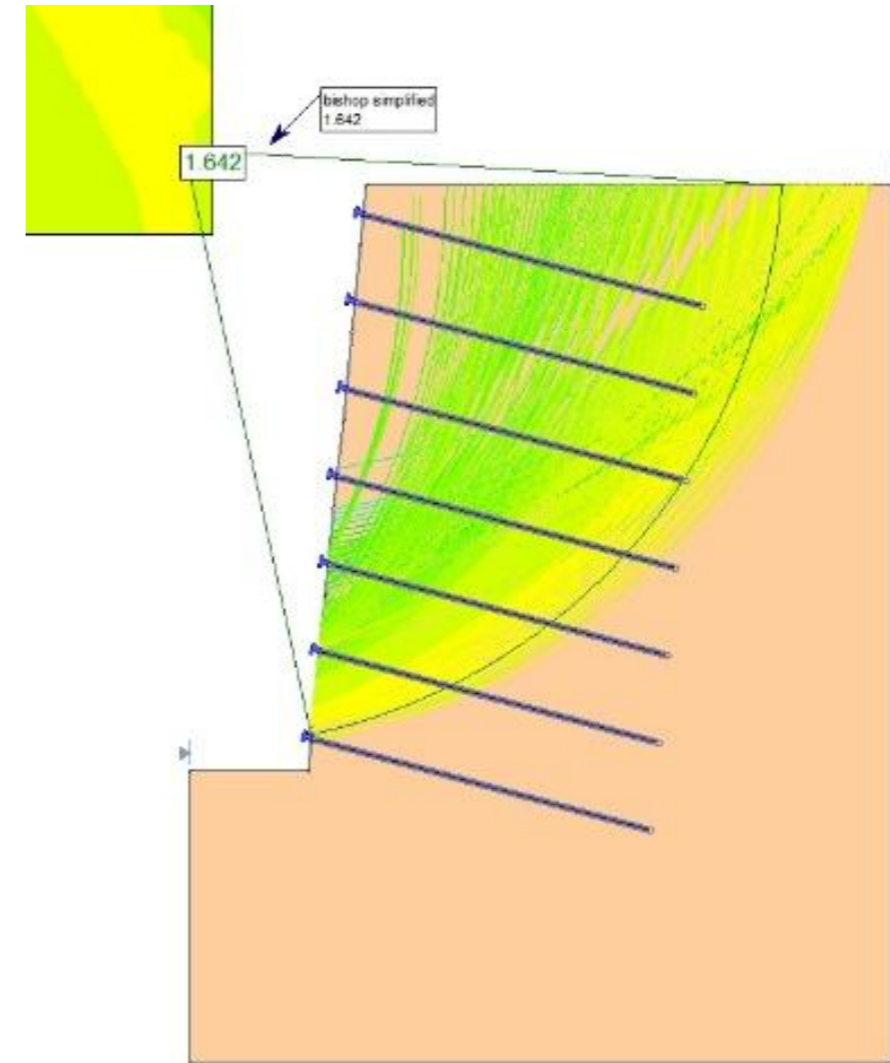
NAIL 4



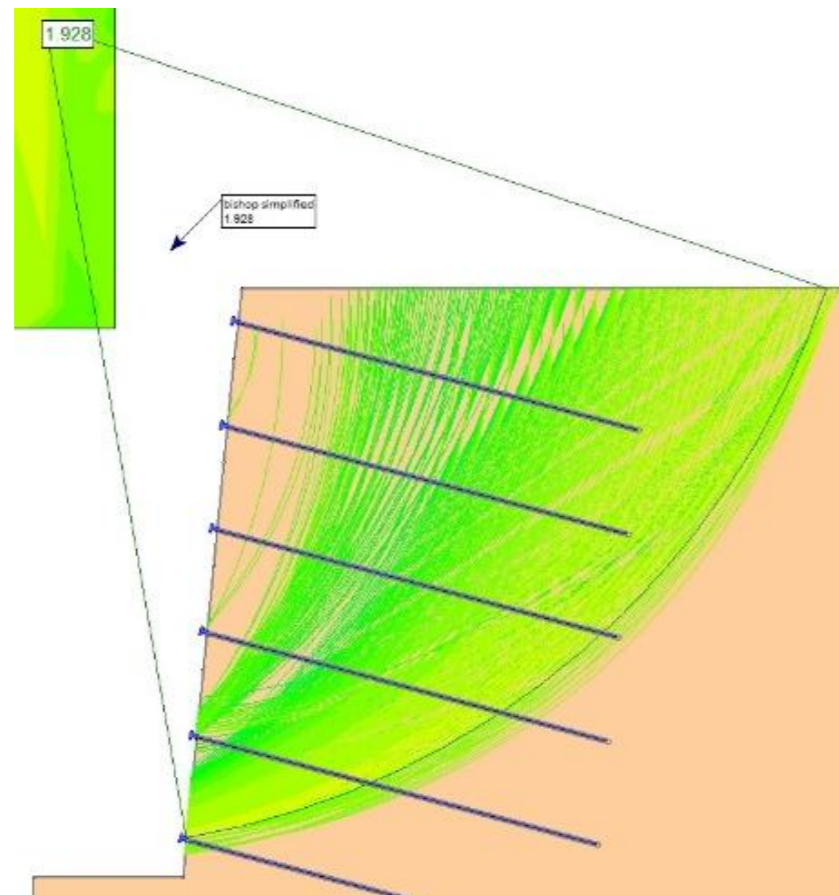
NAIL 5



NAIL 7

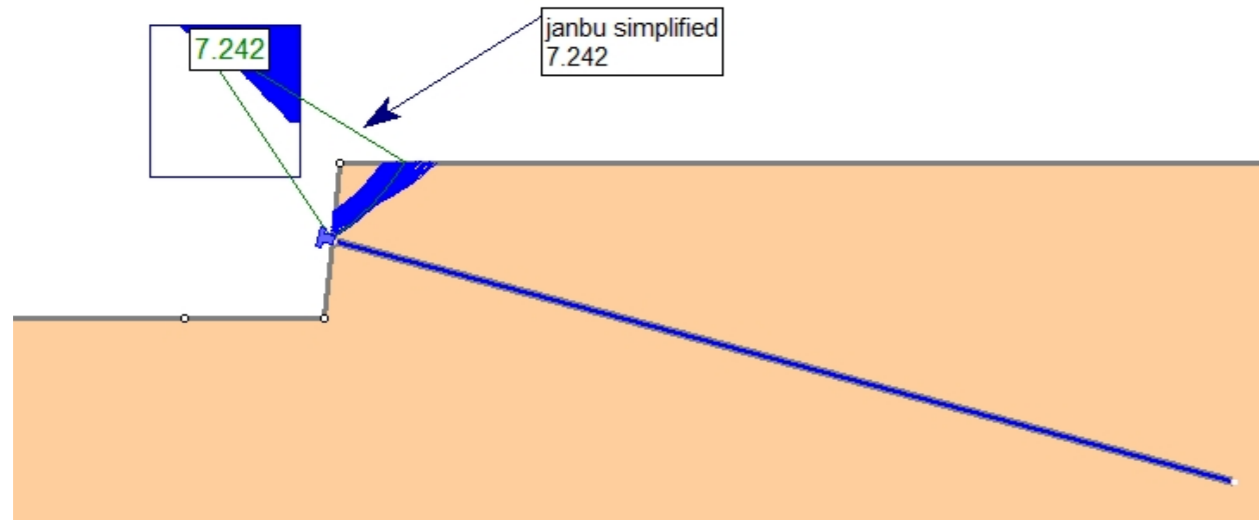


NAIL 6

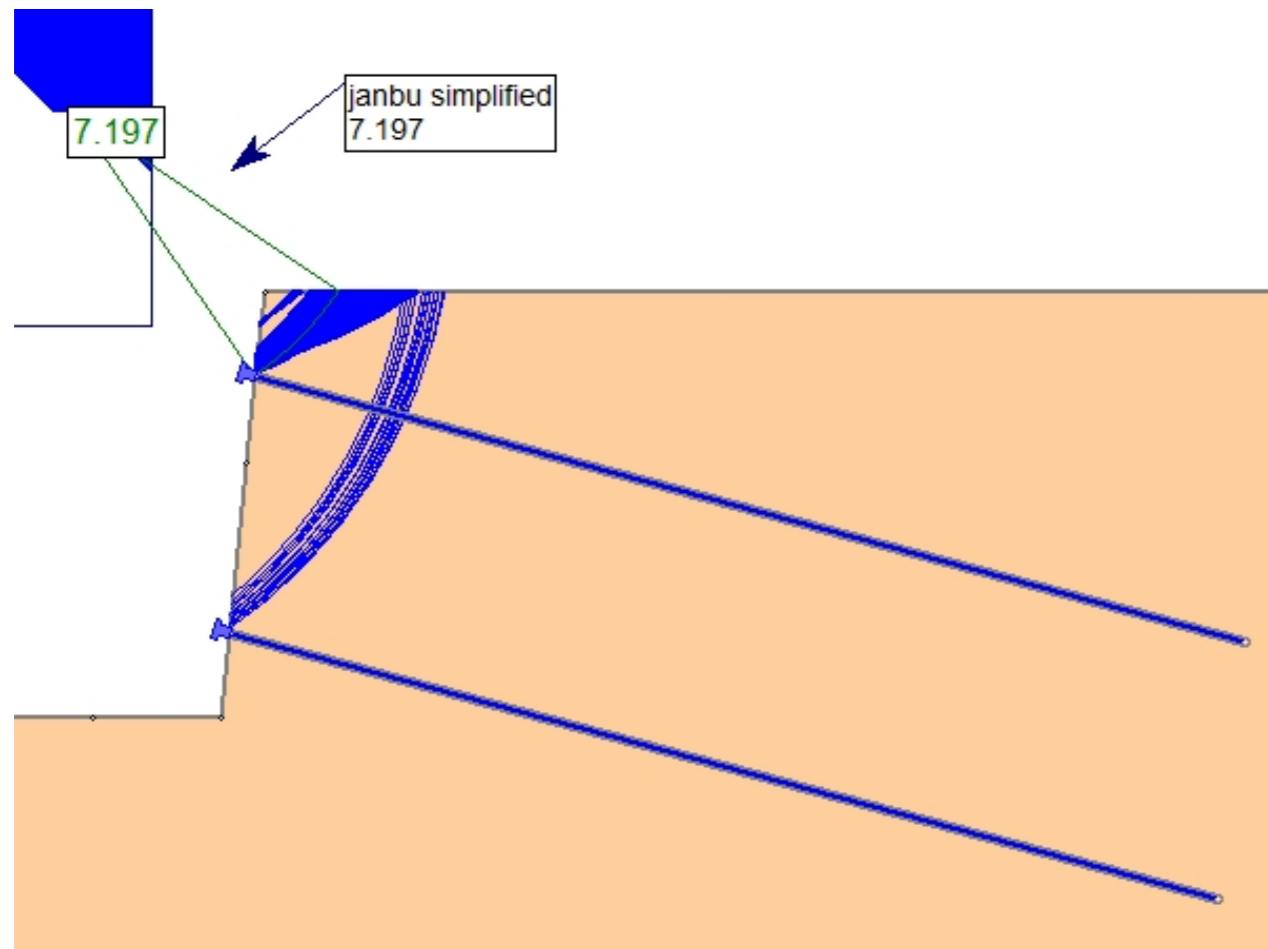


B1.3.1.2 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 6$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

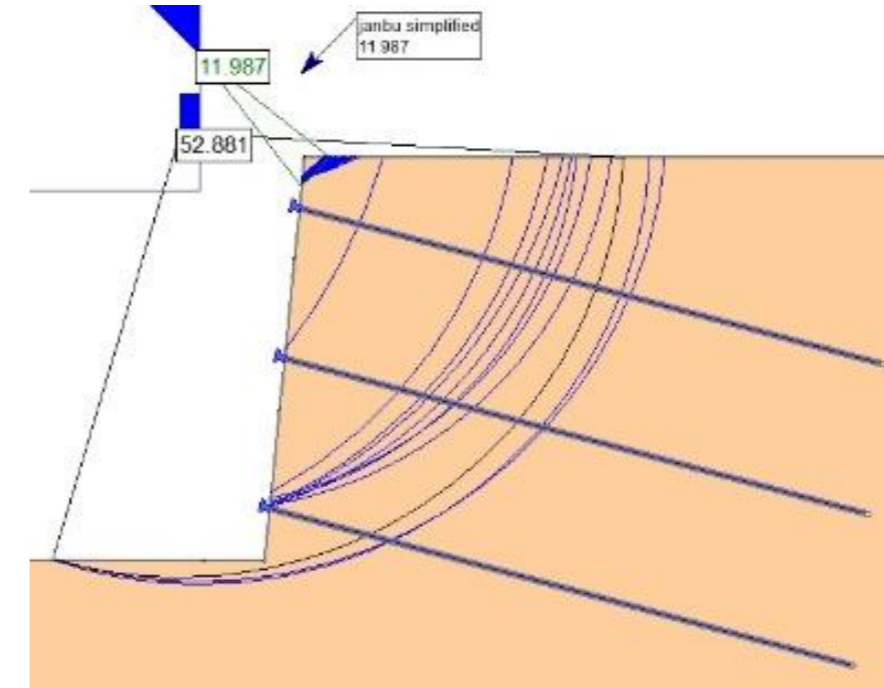
NAIL 1



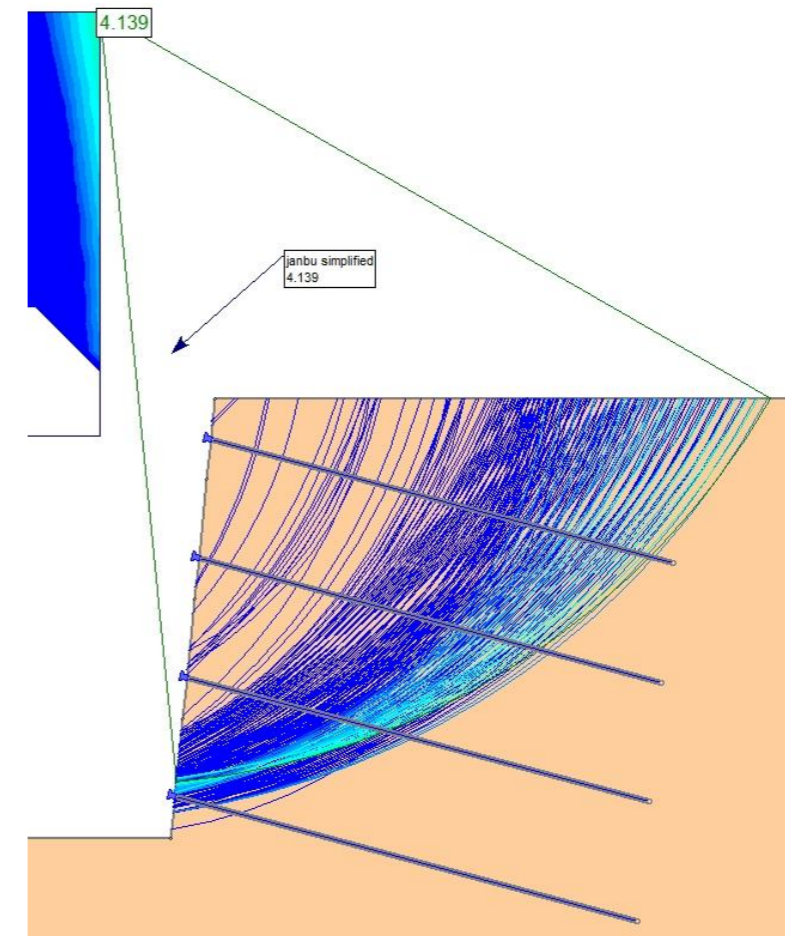
NAIL 2



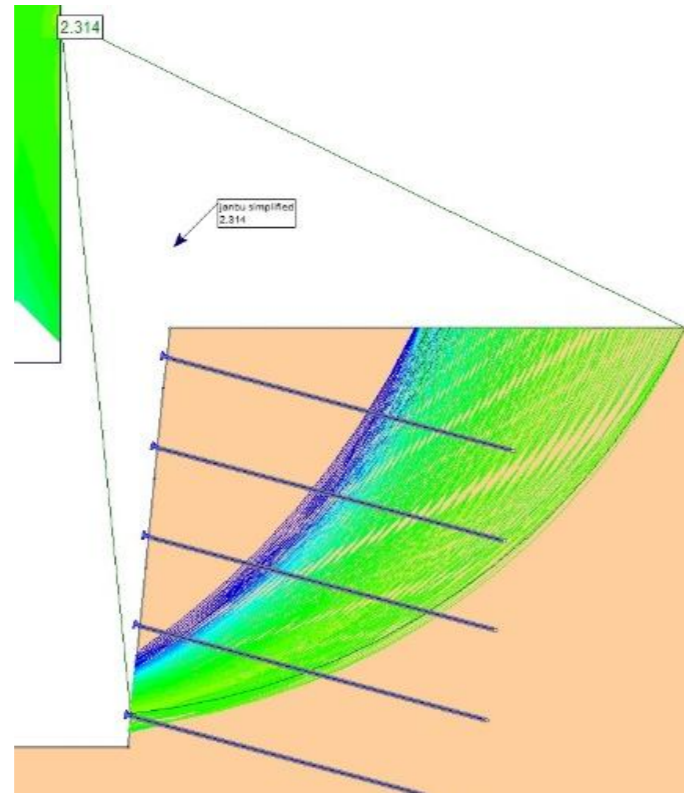
NAIL 3



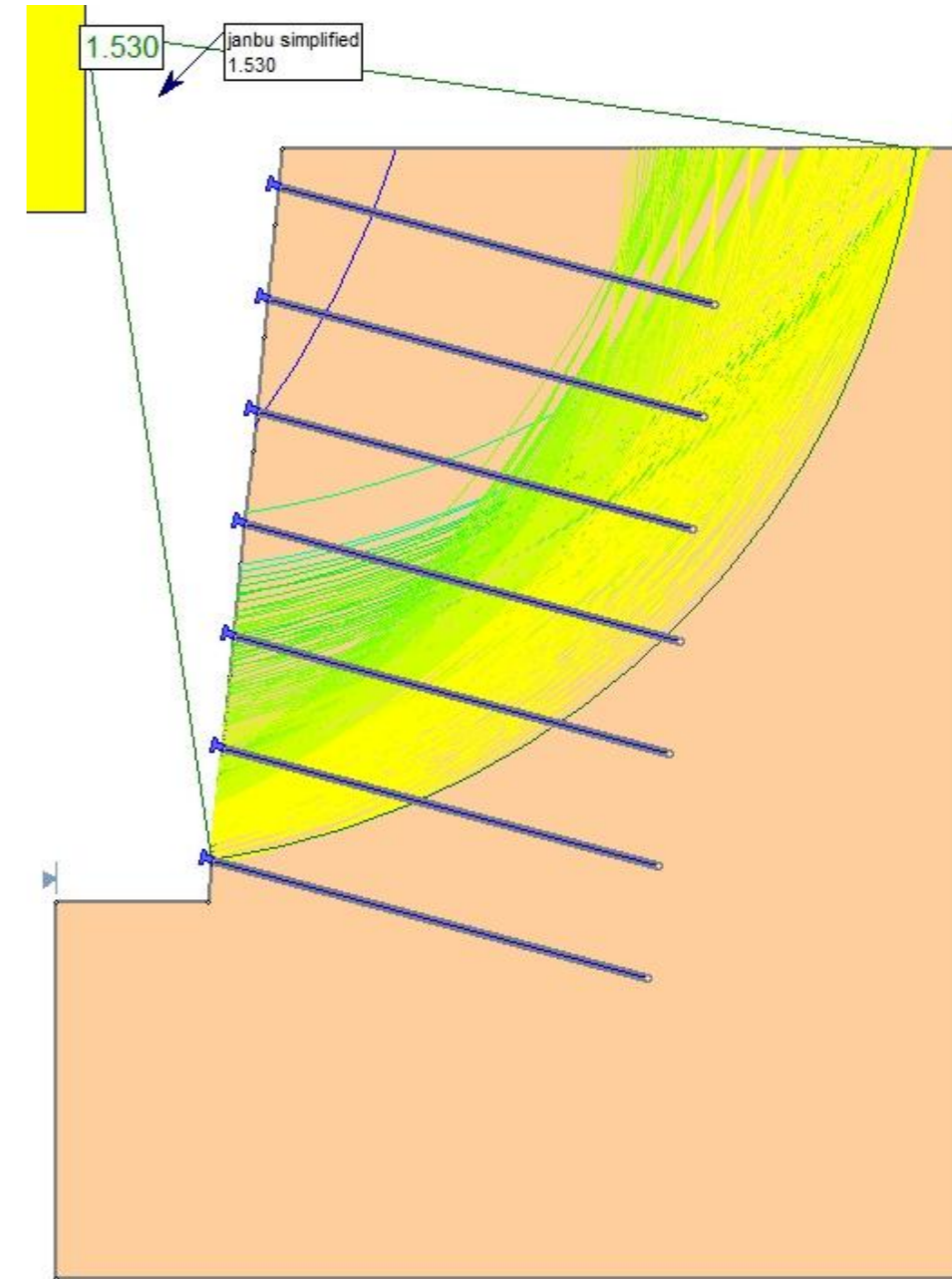
NAIL 4



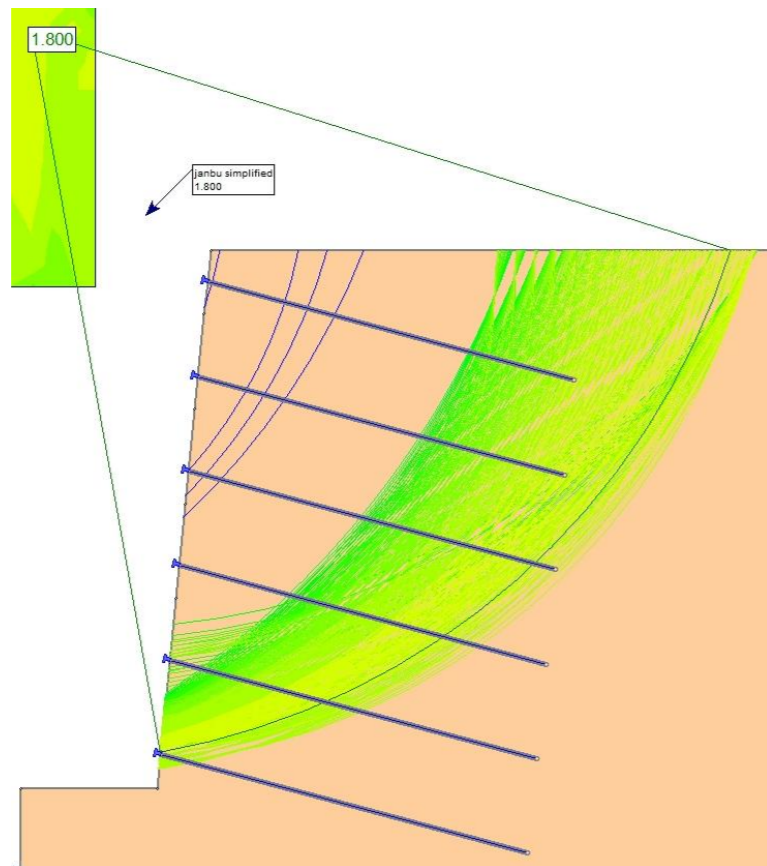
NAIL 5



NAIL 7

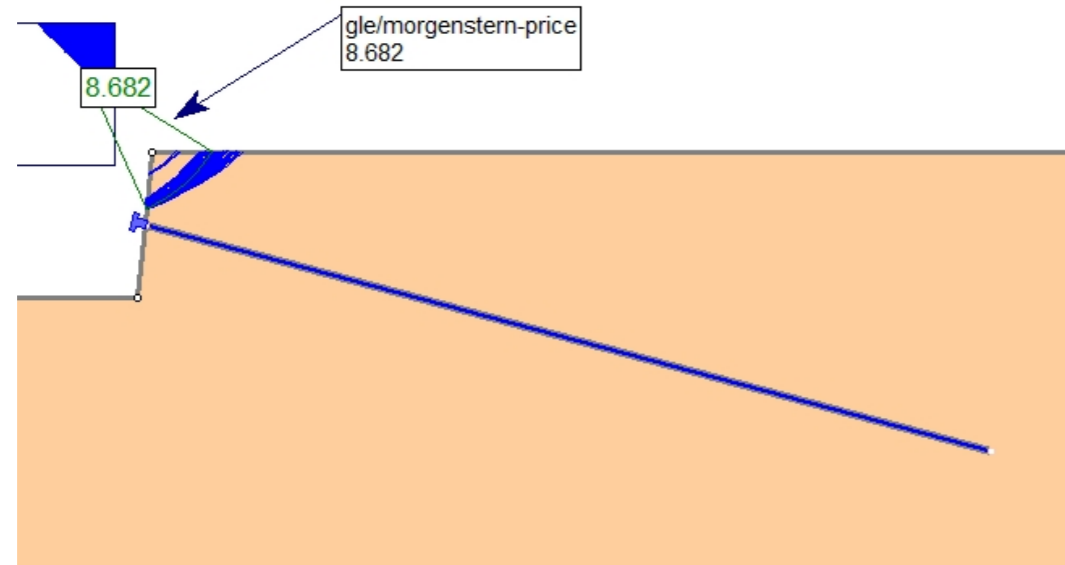


NAIL 6

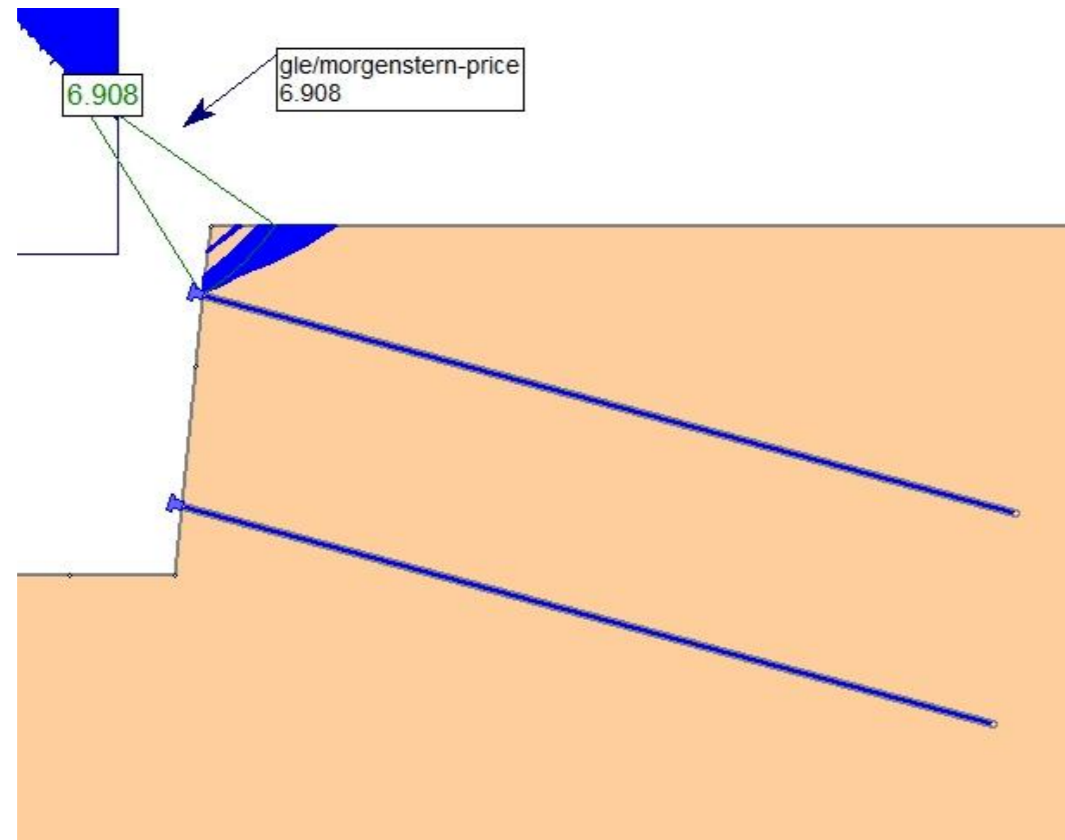


B1.3.1.3 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 6$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

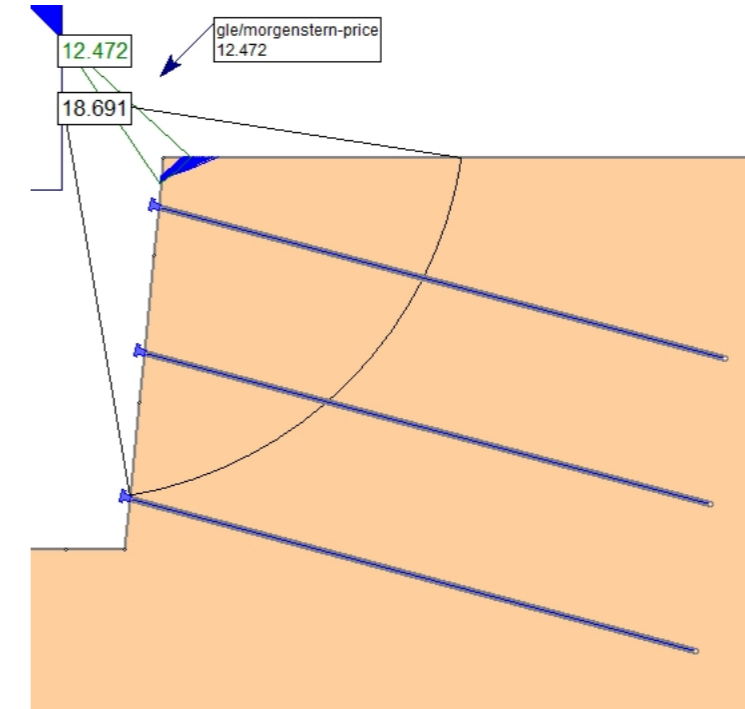
NAIL 1



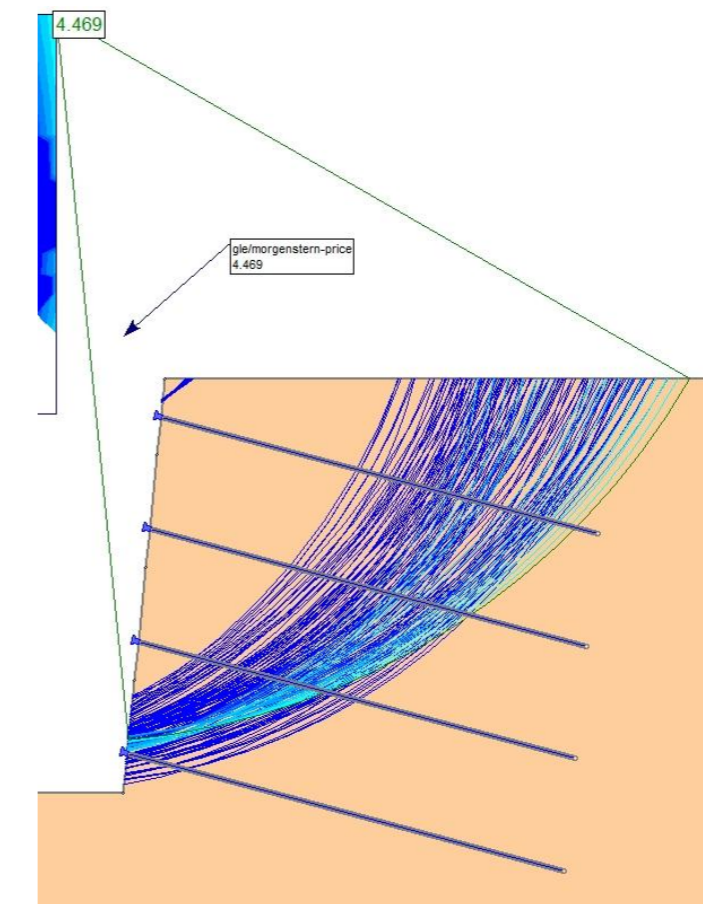
NAIL 2



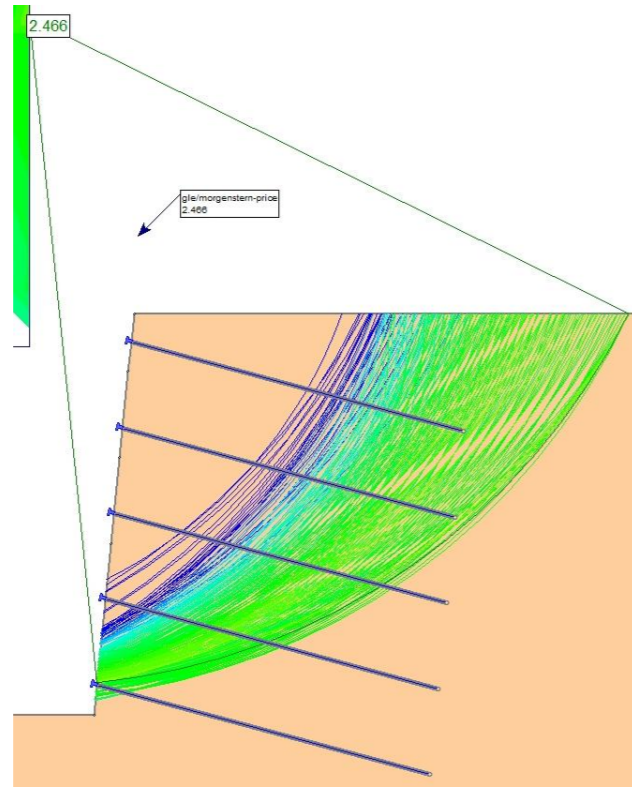
NAIL 3



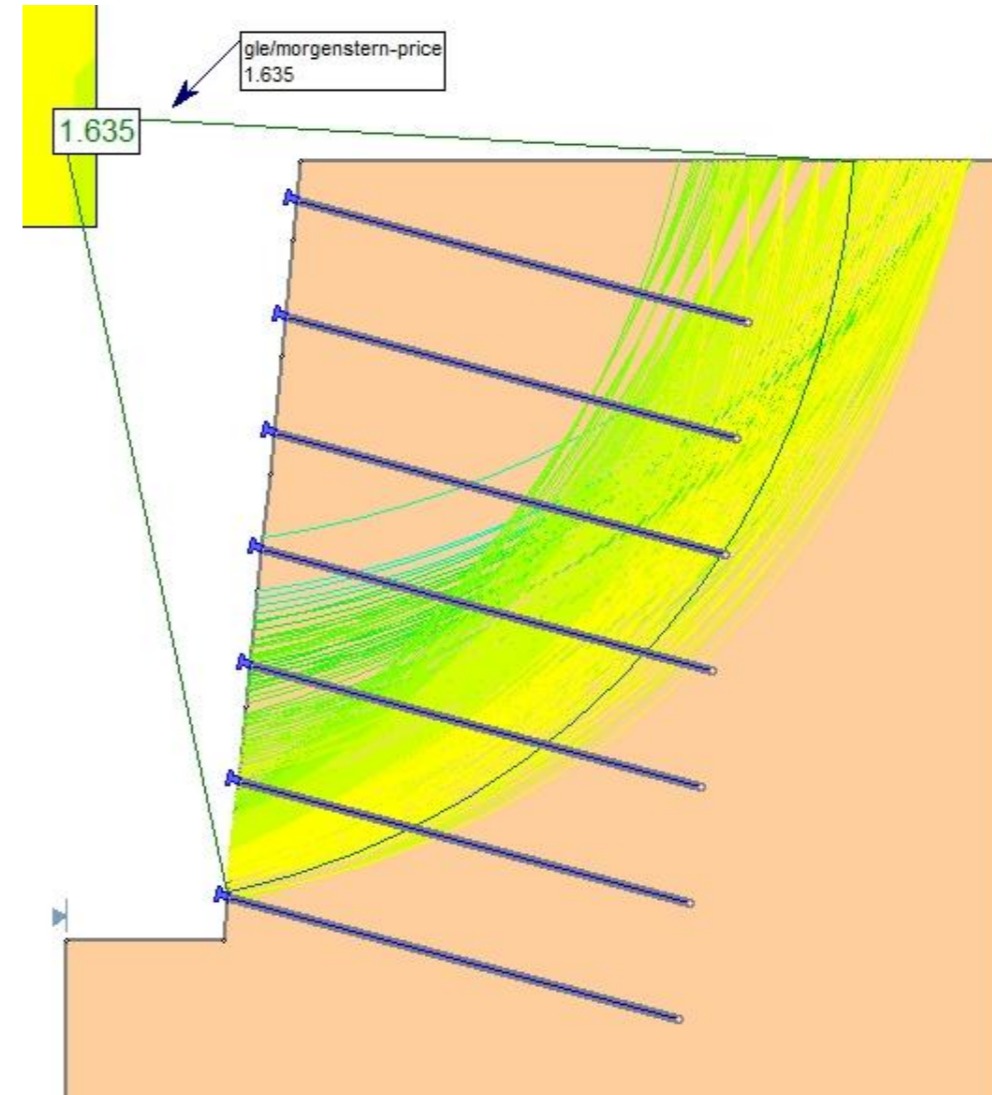
NAIL 4



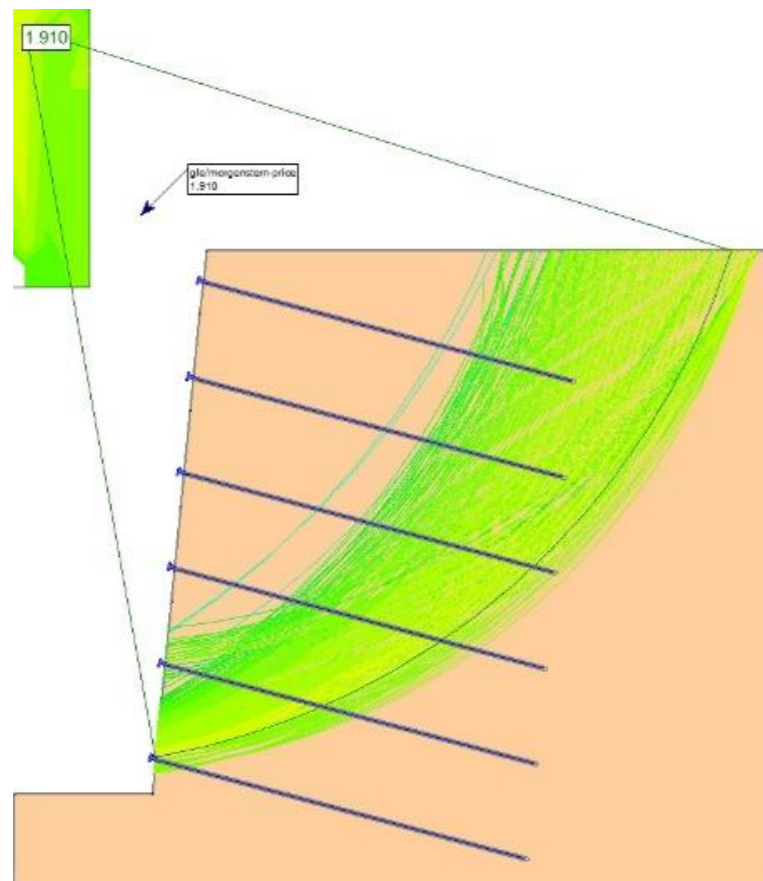
NAIL 5



NAIL 7

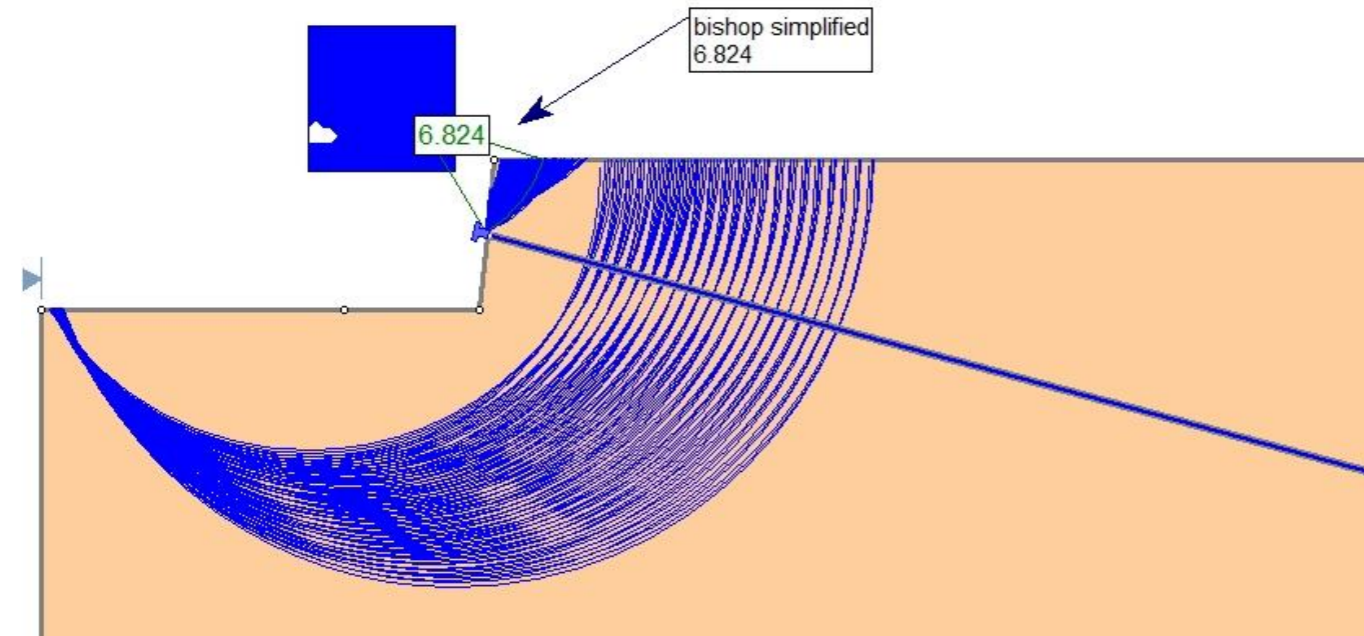


NAIL 6

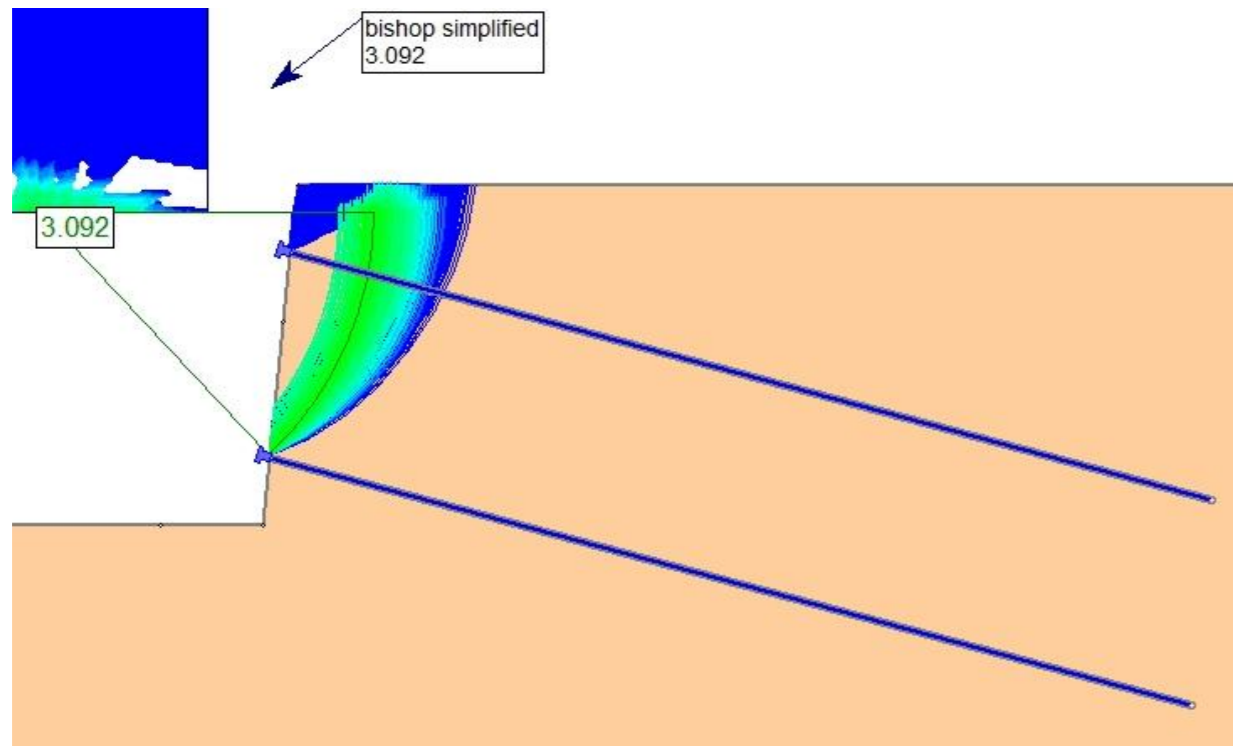


B1.3.2.1 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 7\text{ m}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

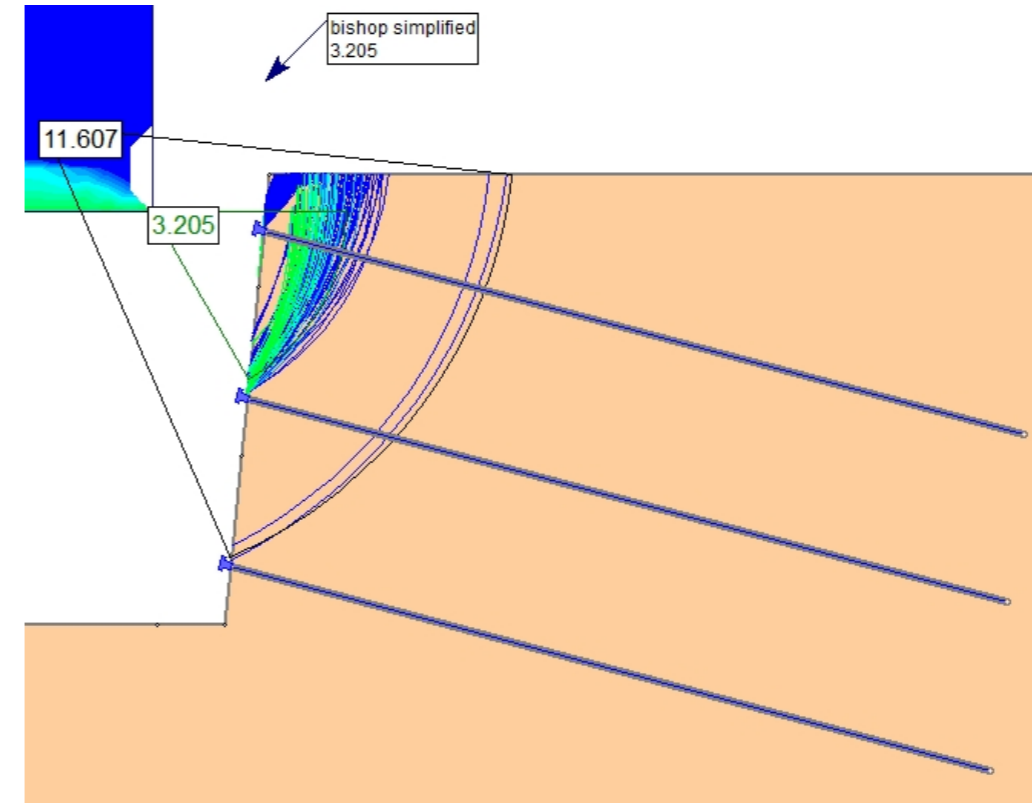
NAIL 1



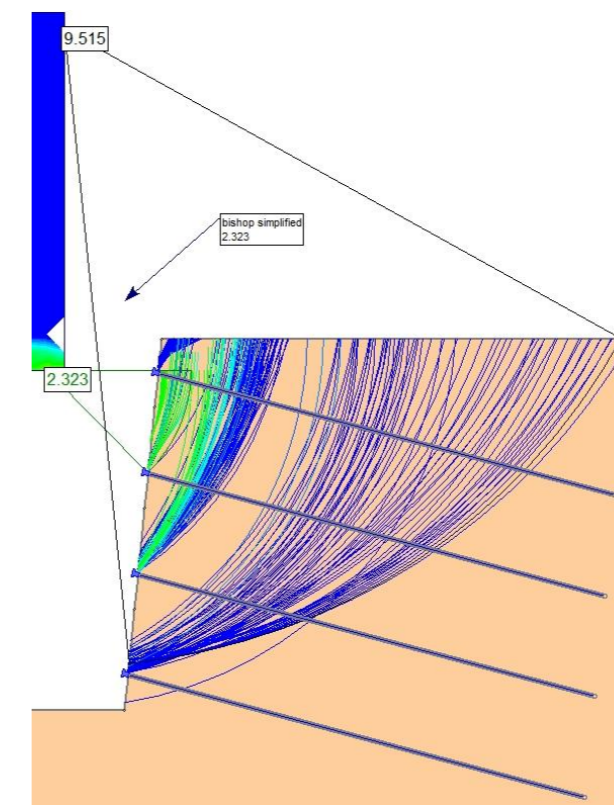
NAIL 2



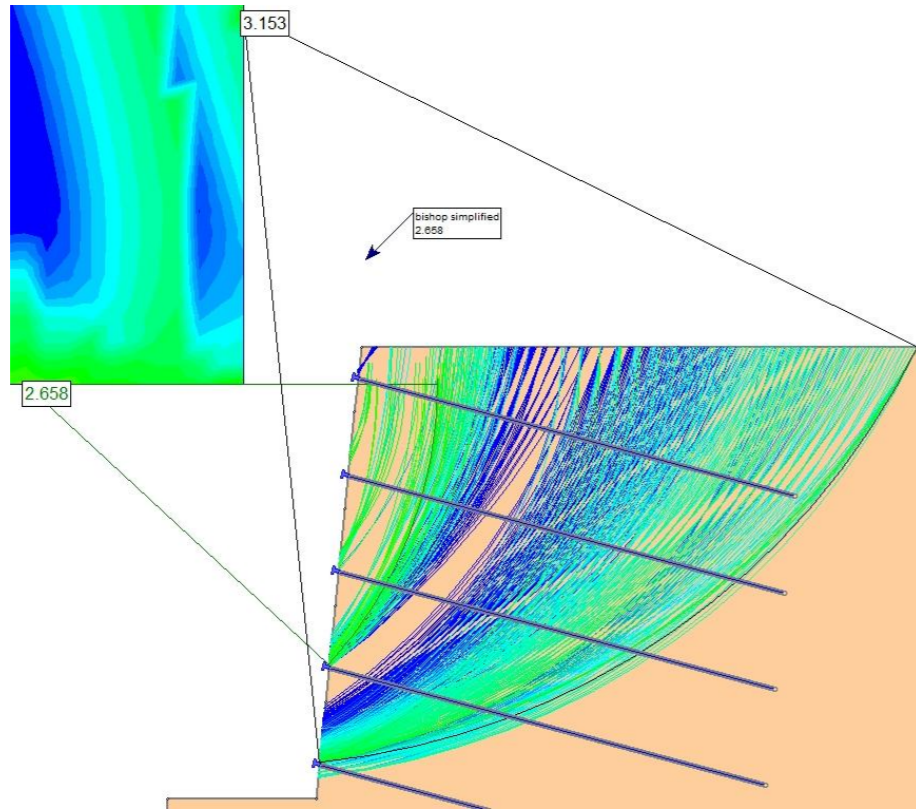
NAIL 3



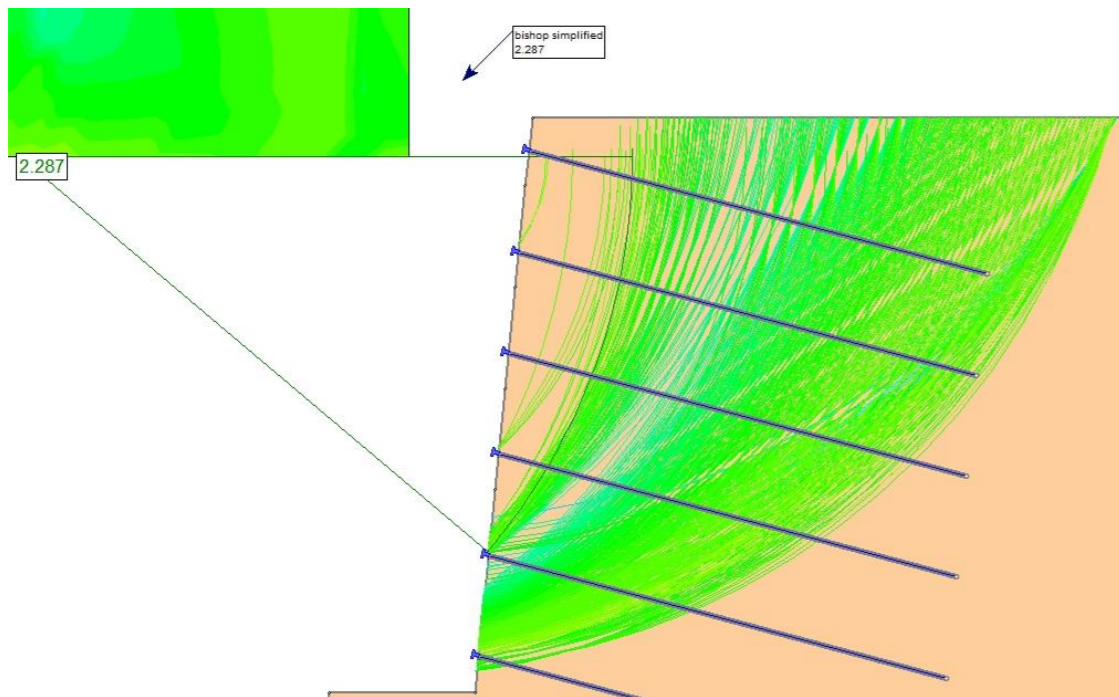
NAIL 4



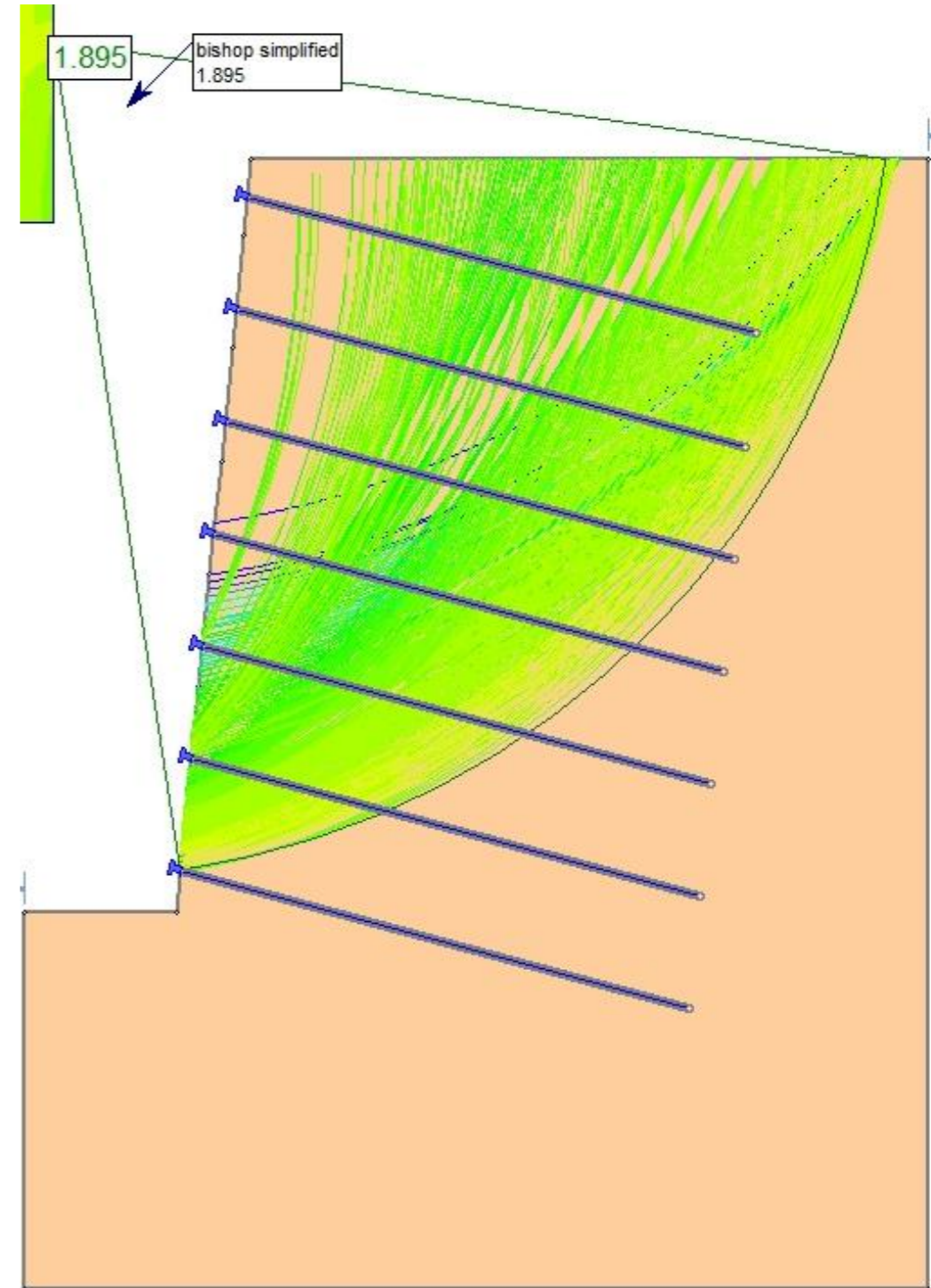
NAIL 5



NAIL 6

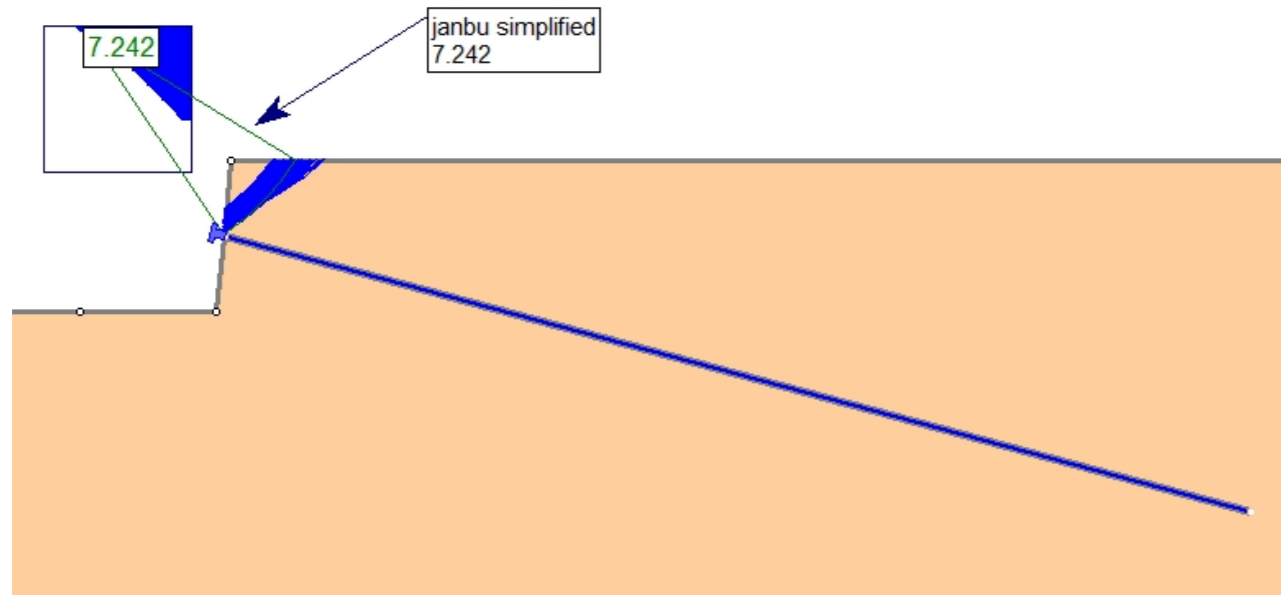


NAIL 7

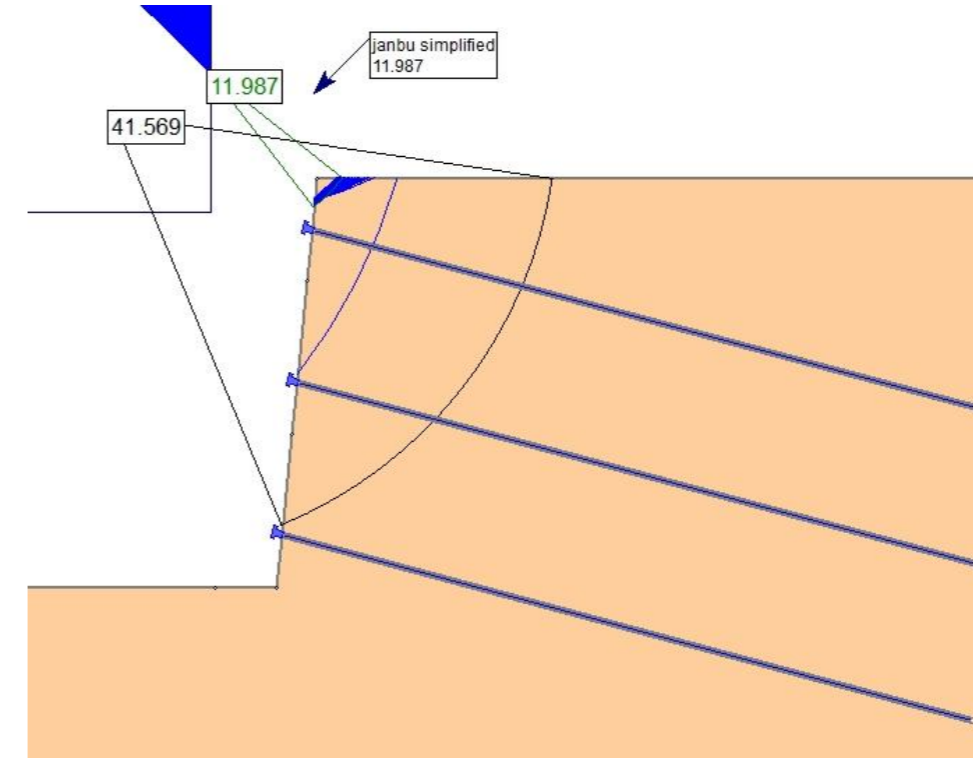


B1.3.2.2 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 7$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

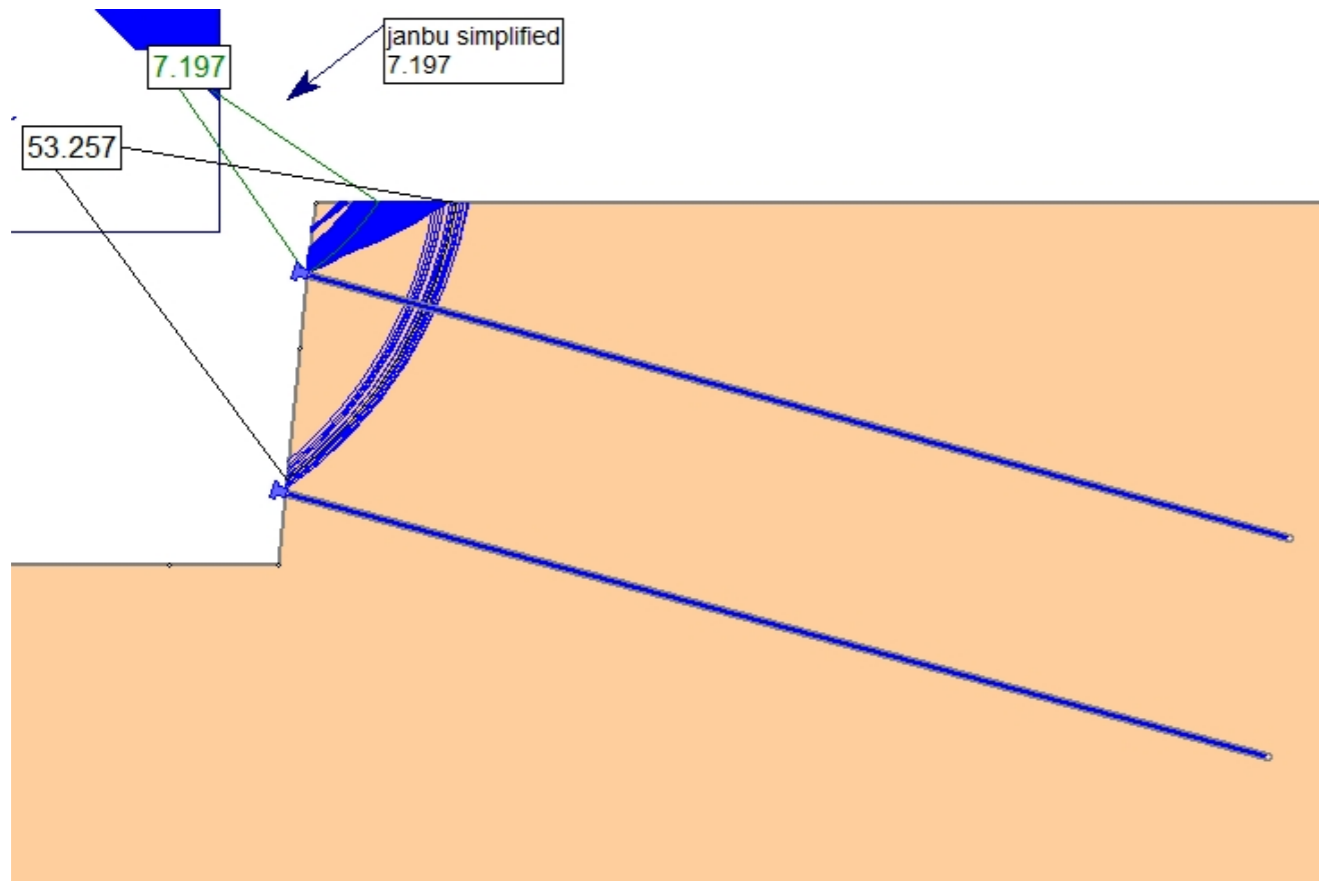
NAIL 1



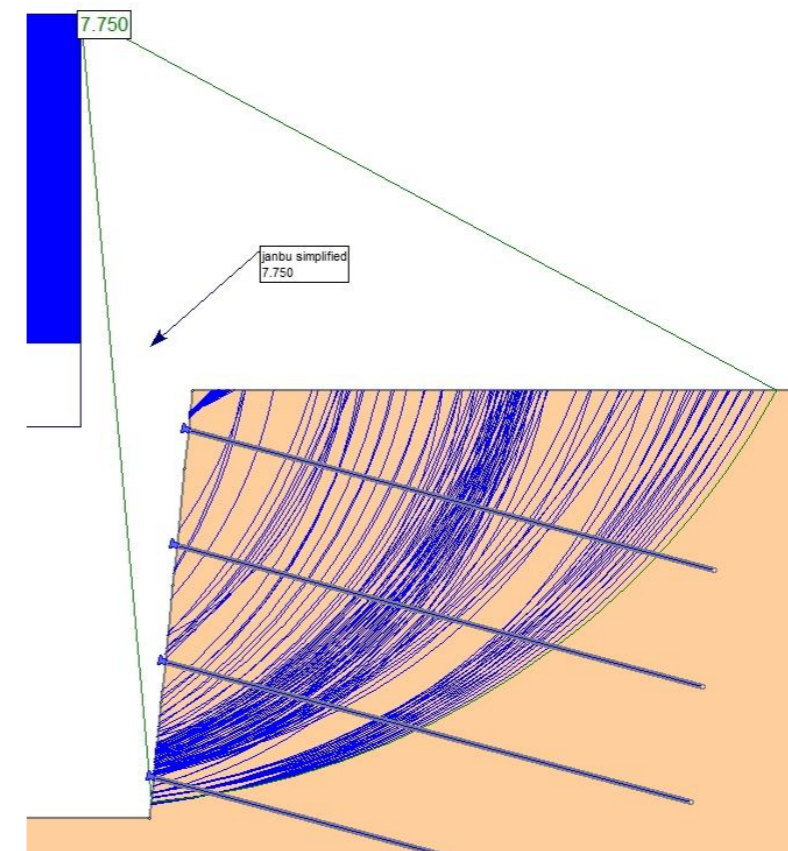
NAIL 3



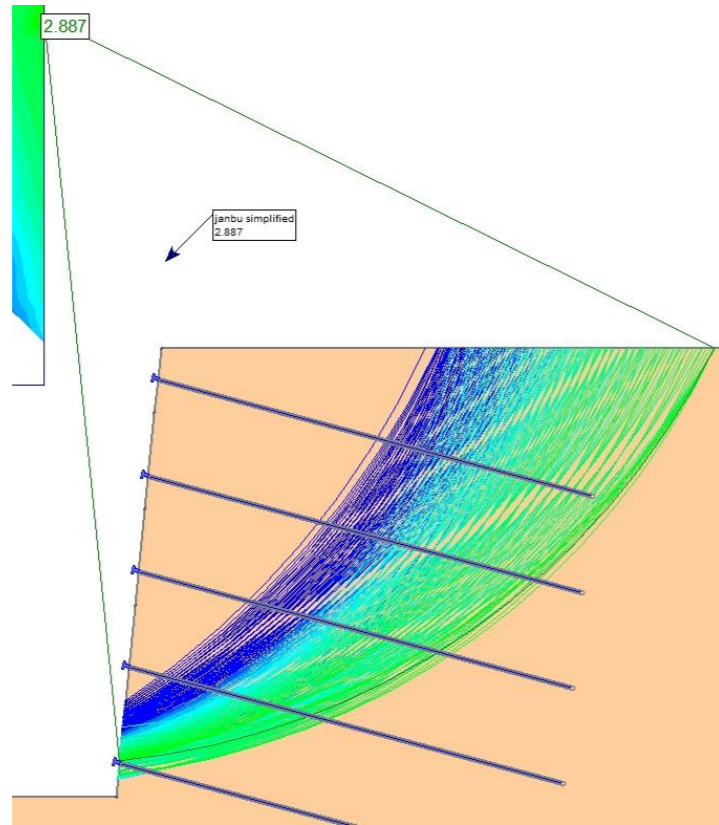
NAIL 2



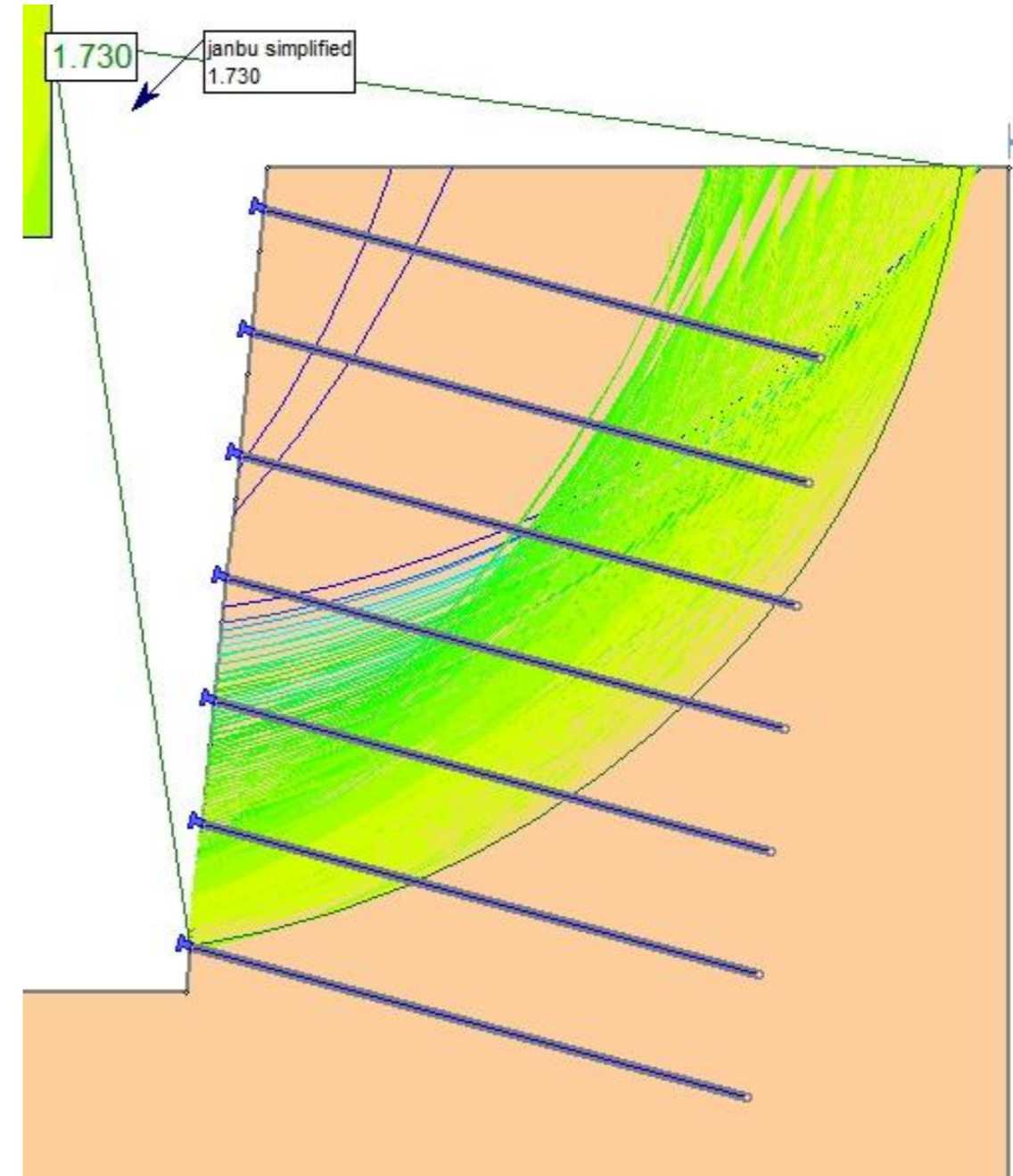
NAIL 4



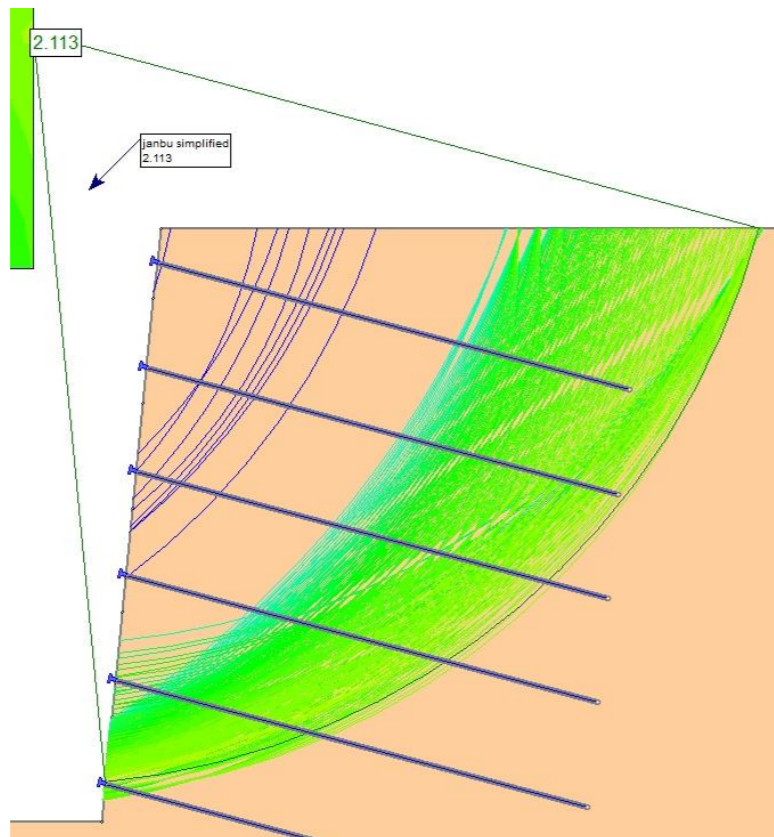
NAIL 5



NAIL 7

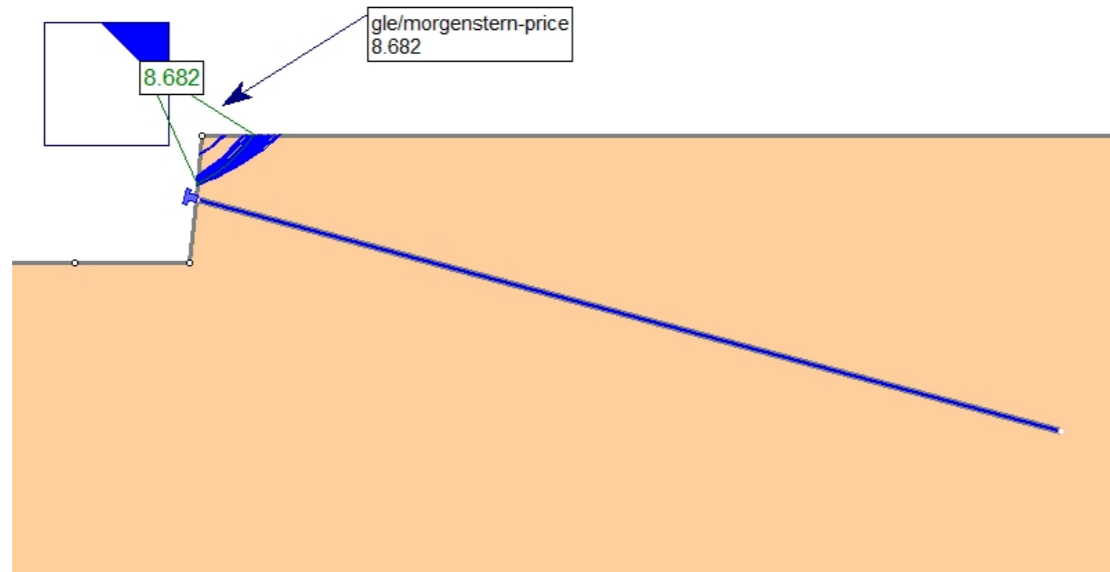


NAIL 6

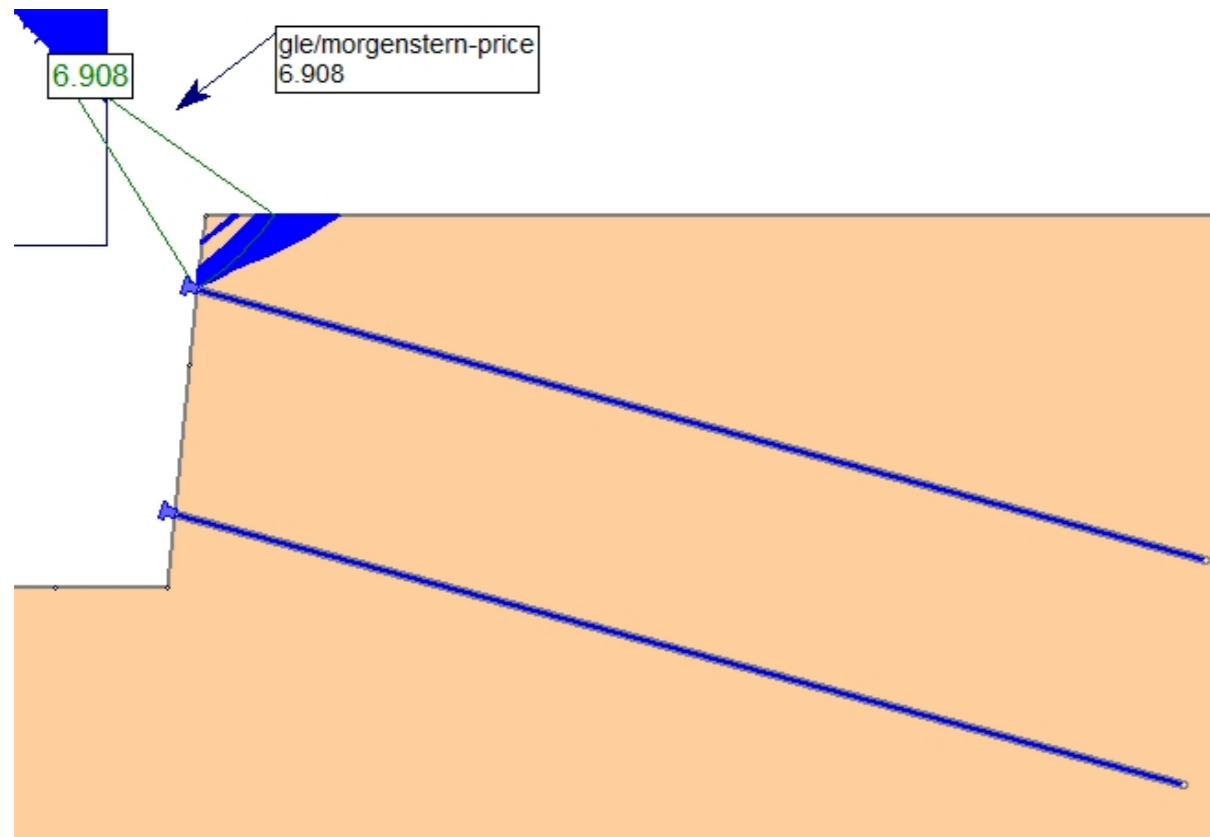


B1.3.2.3 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 7$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

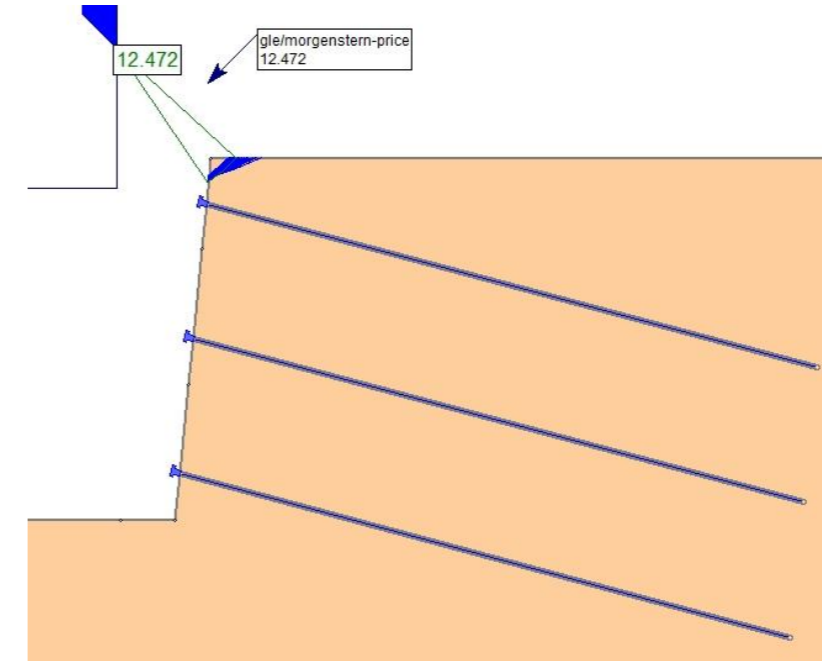
NAIL 1



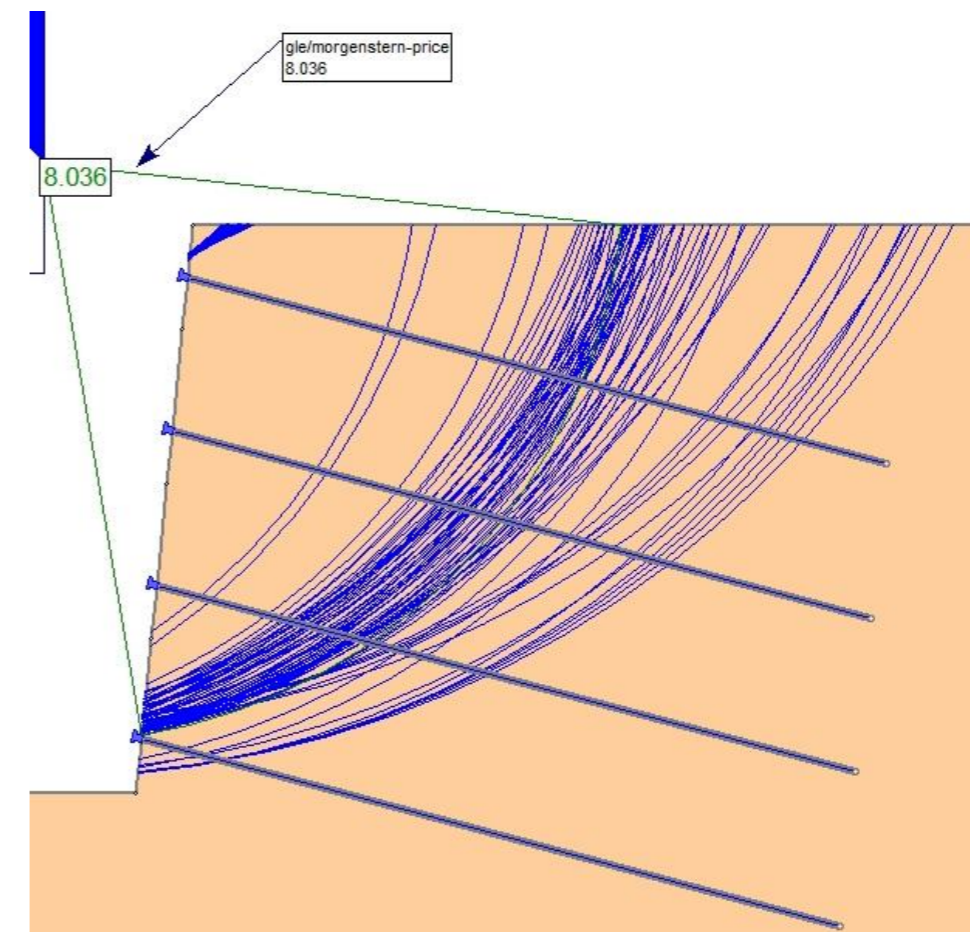
NAIL 2



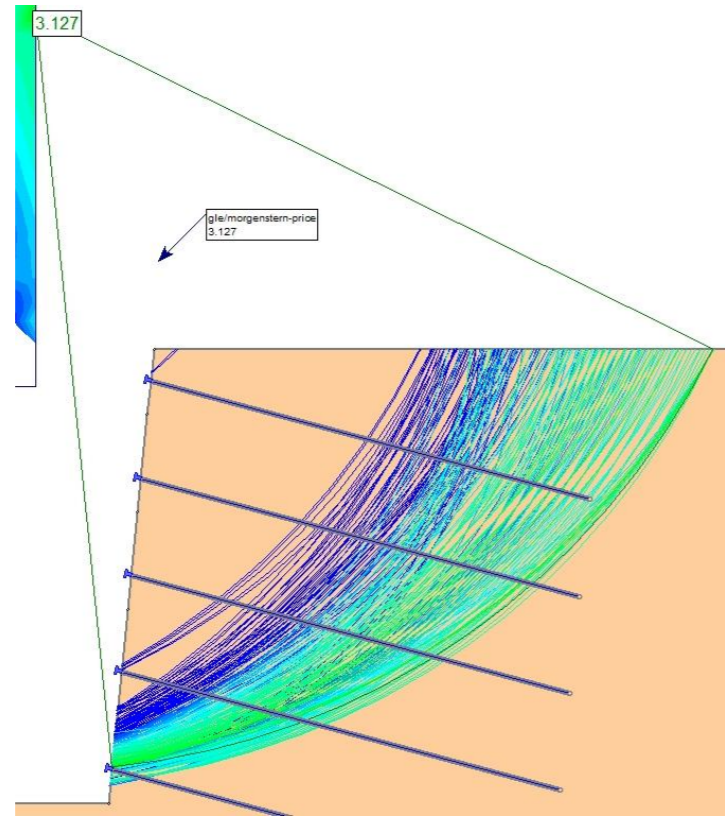
NAIL 3



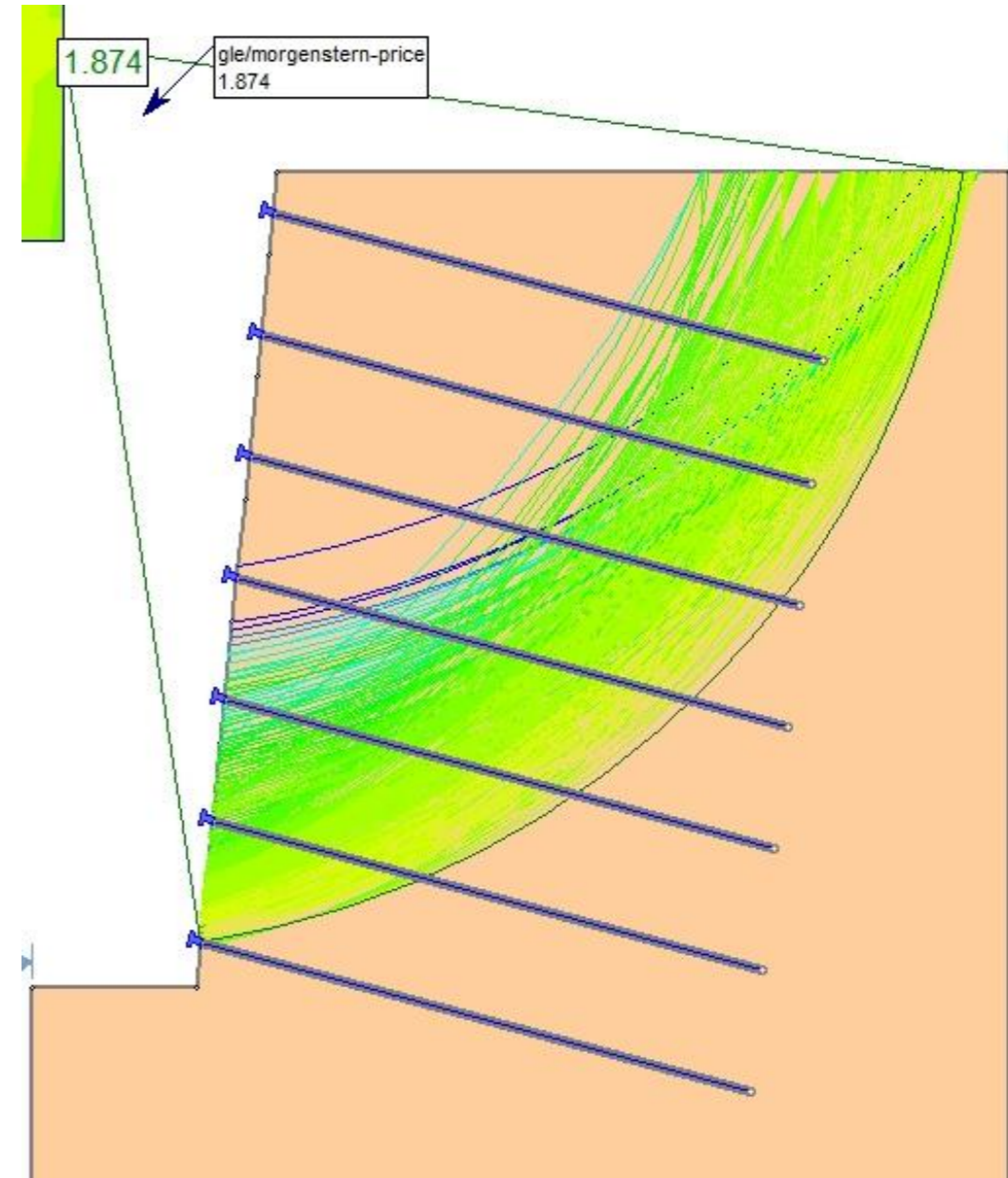
NAIL 4



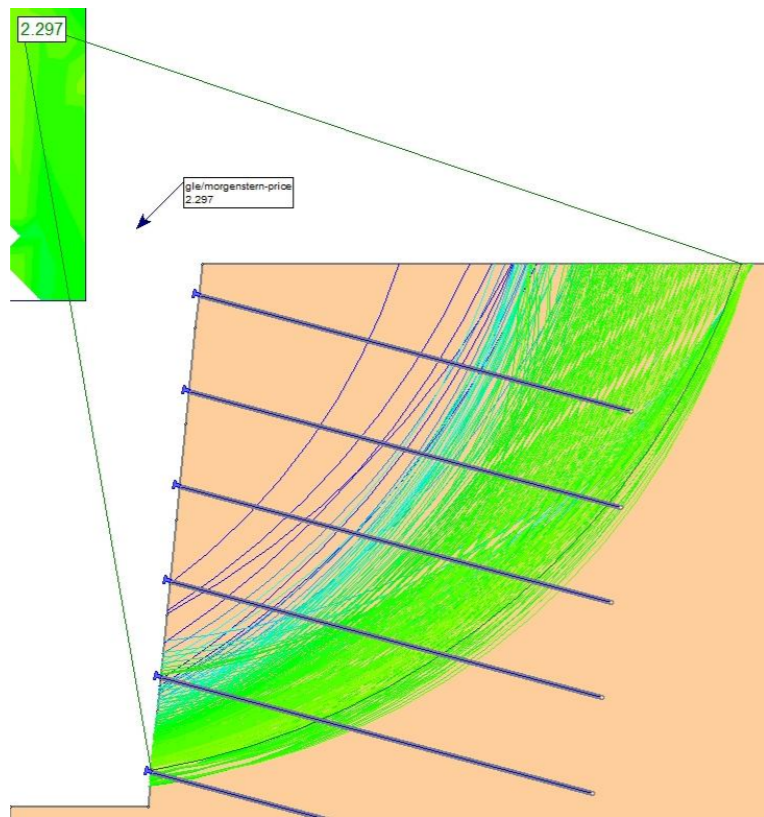
NAIL 5



NAIL 7

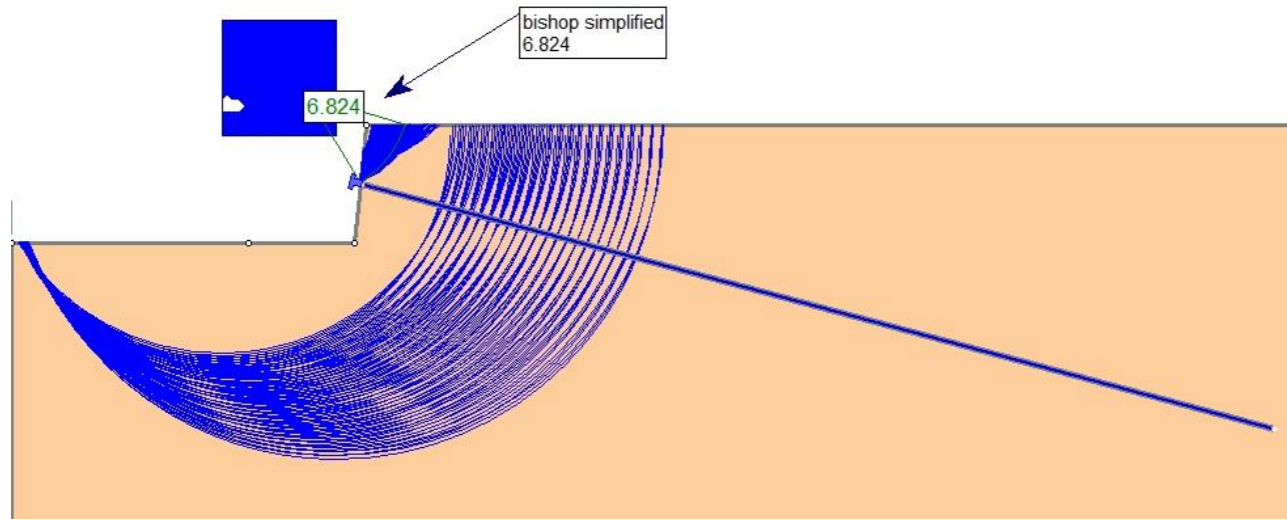


NAIL 6

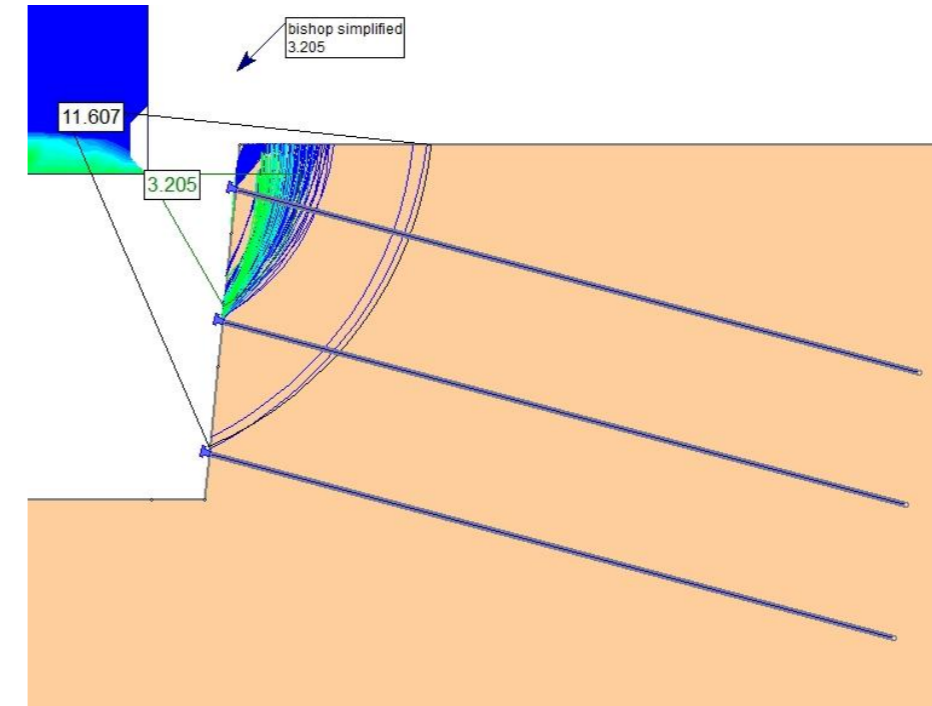


B1.3.3.1 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 8$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

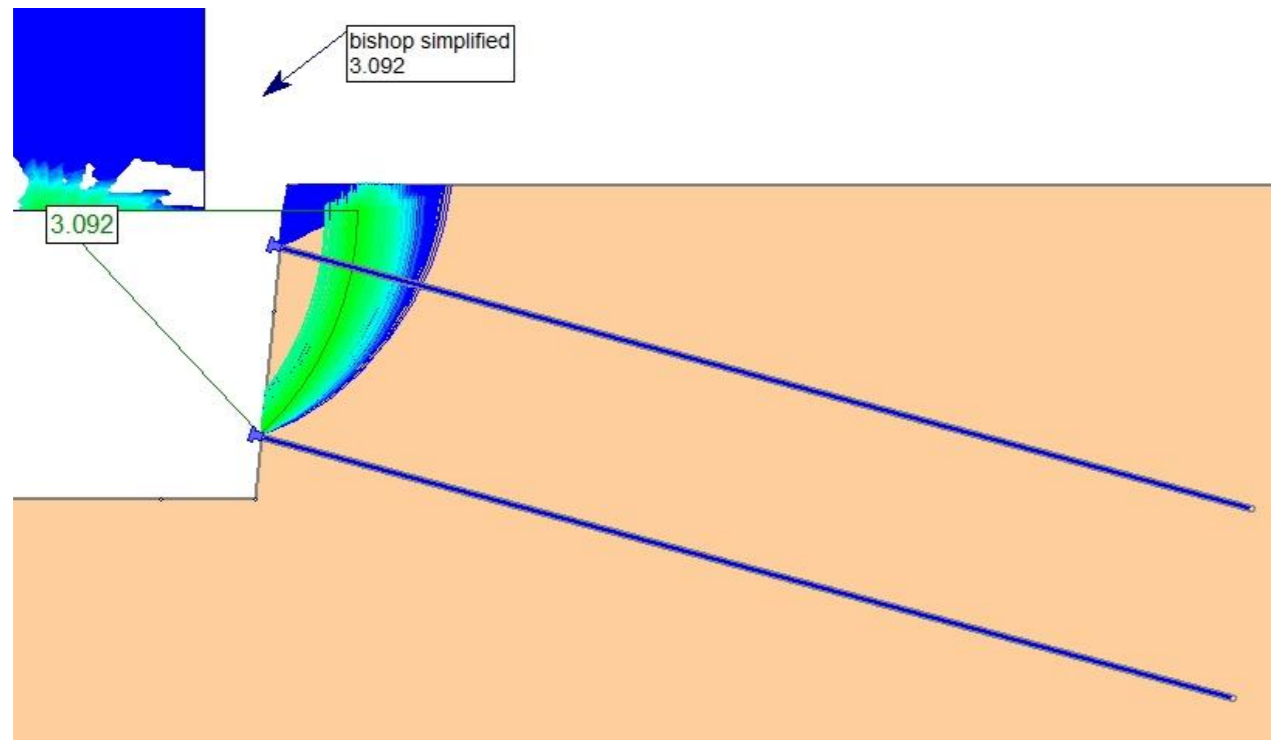
NAIL 1



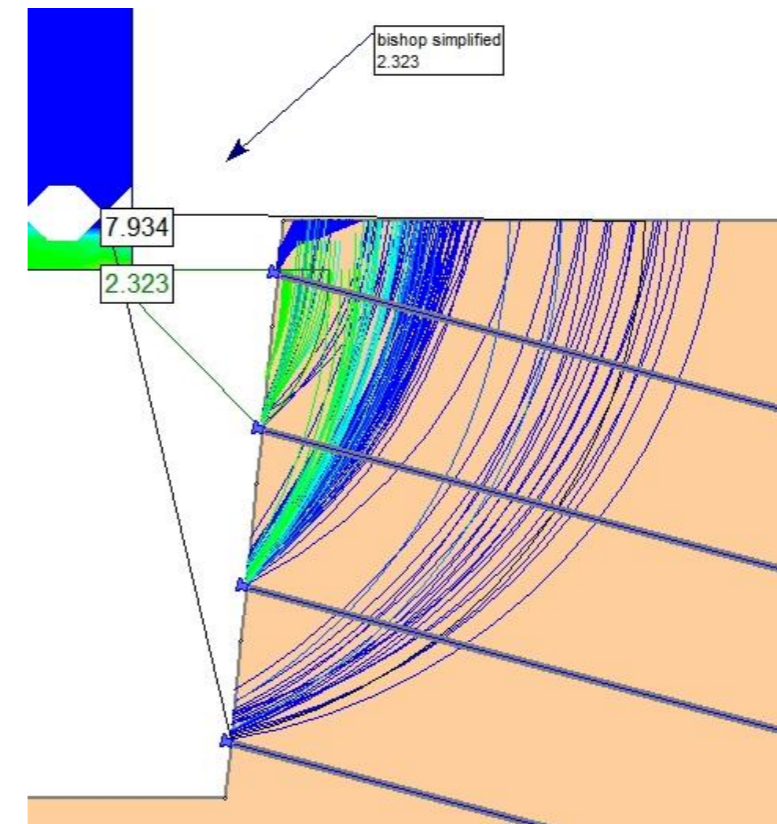
NAIL 3



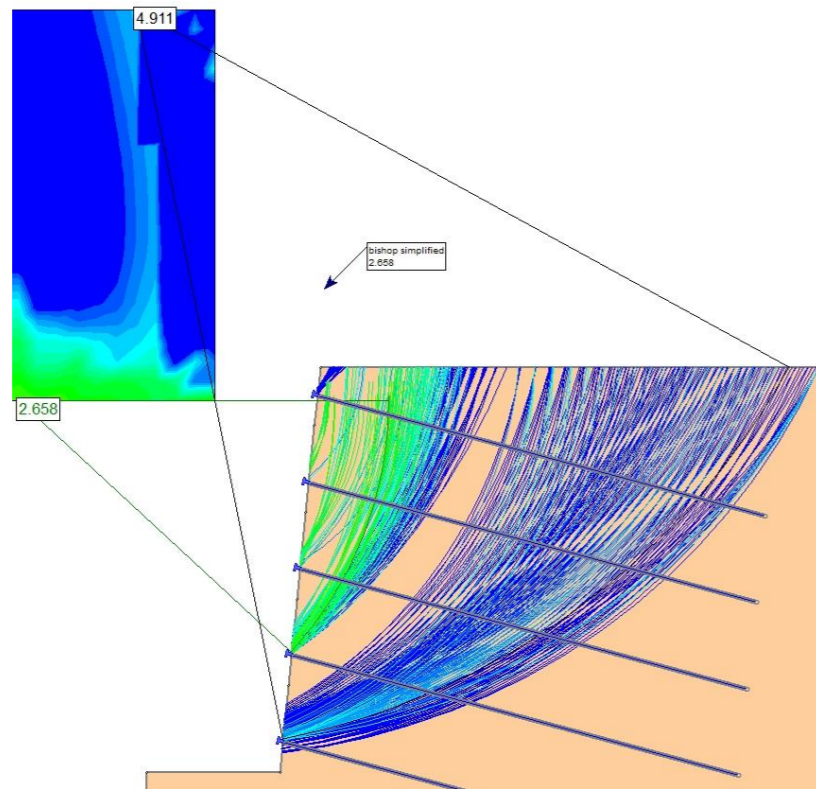
NAIL 2



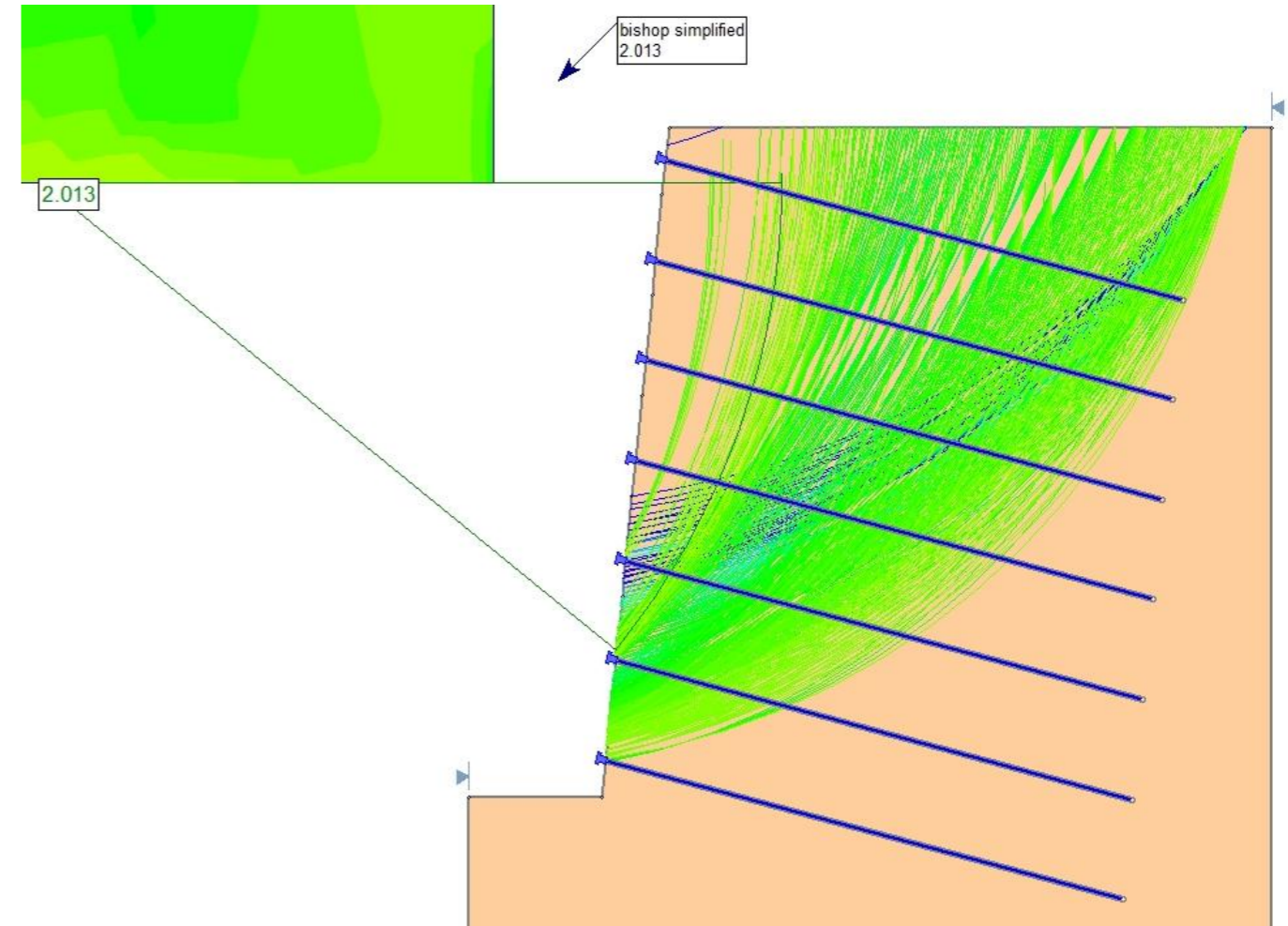
NAIL 4



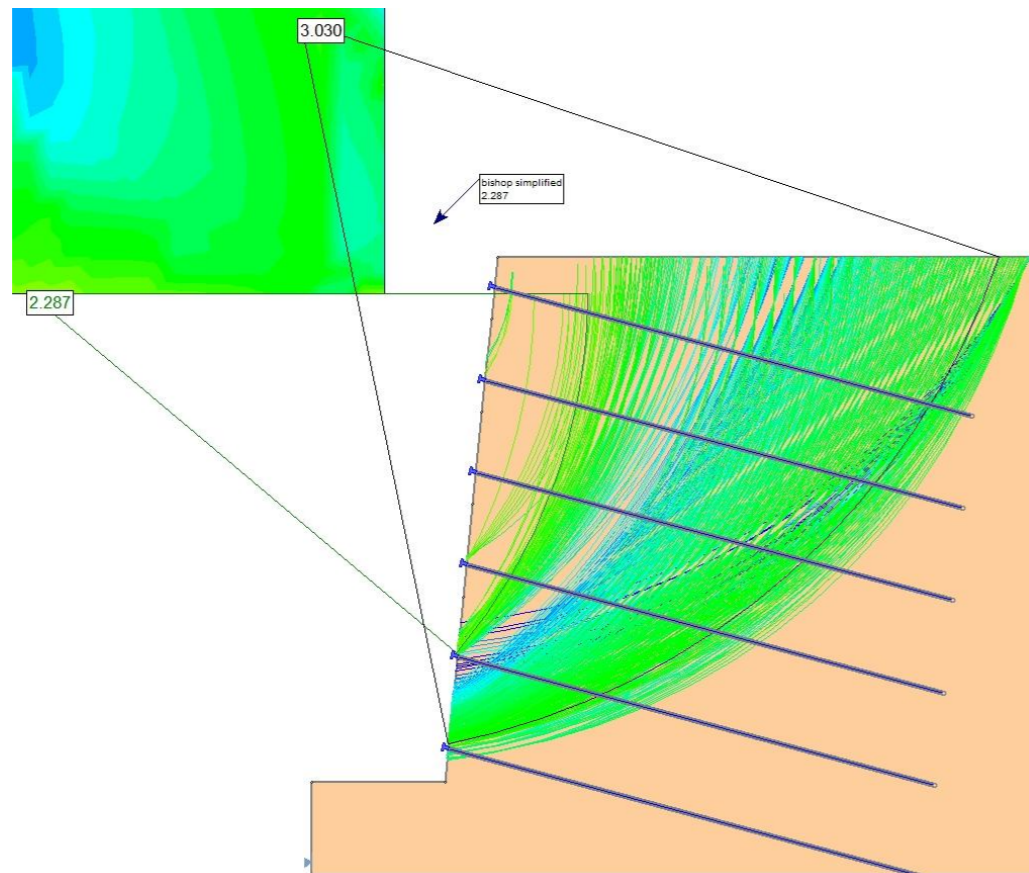
NAIL 5



NAIL 7

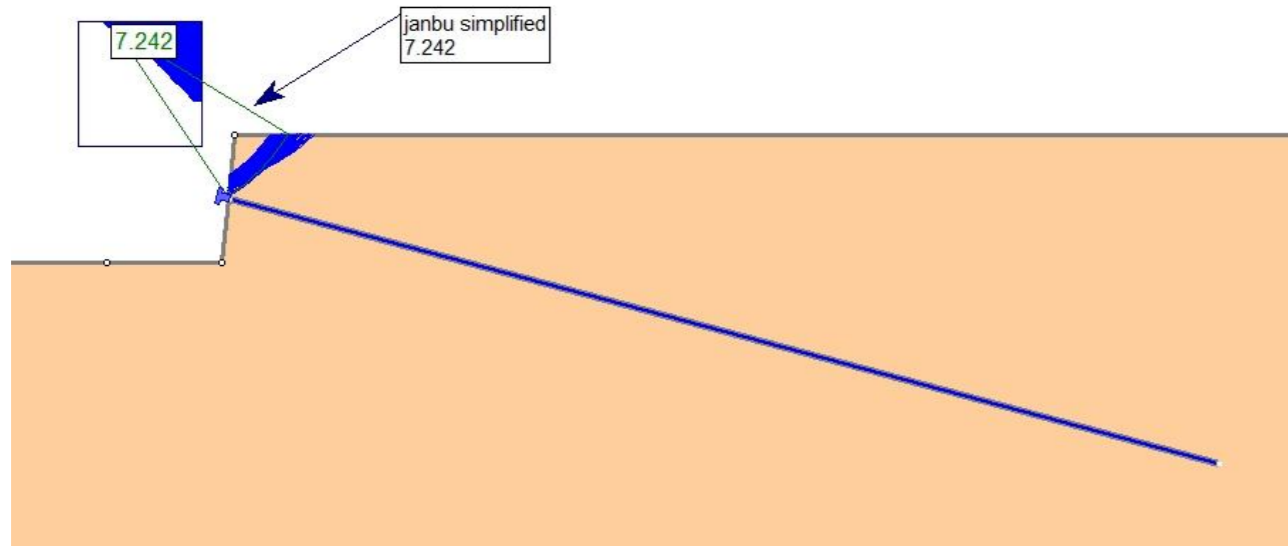


NAIL 6

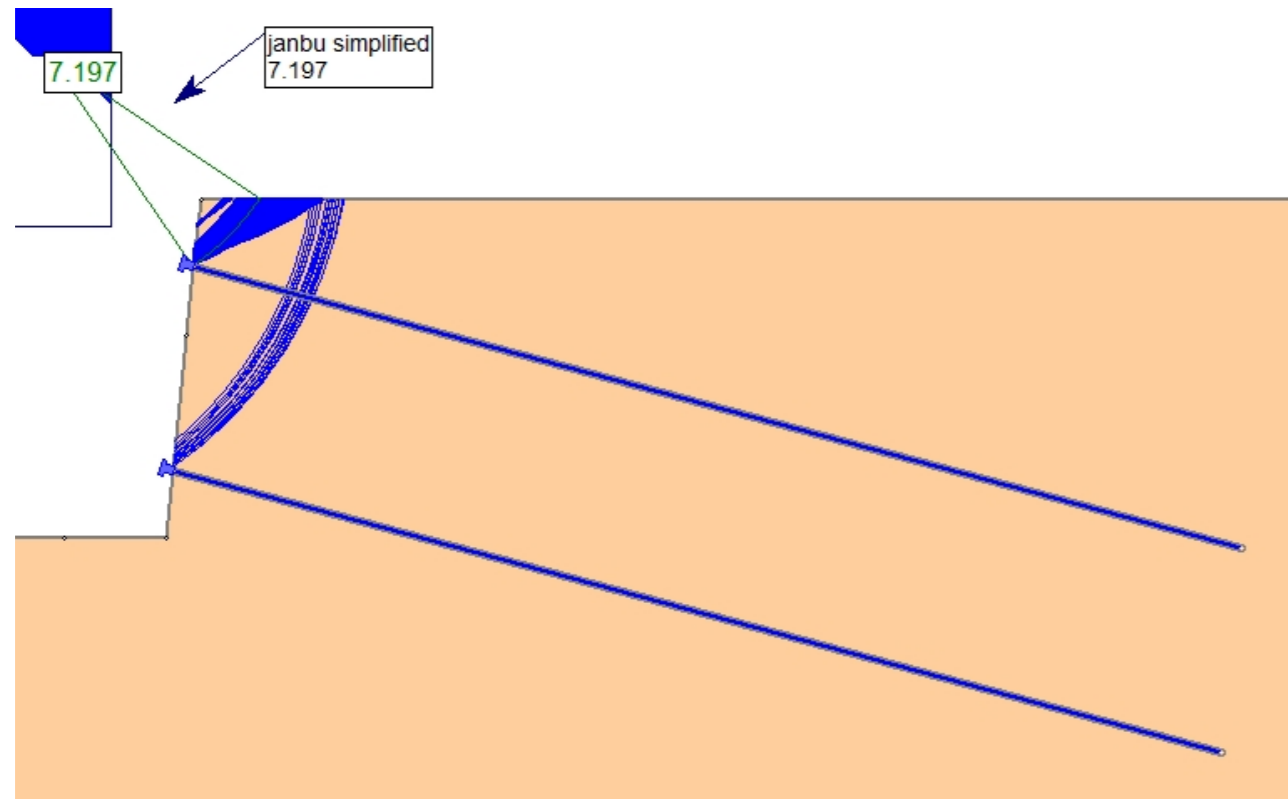


B1.3.3.2 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 8$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

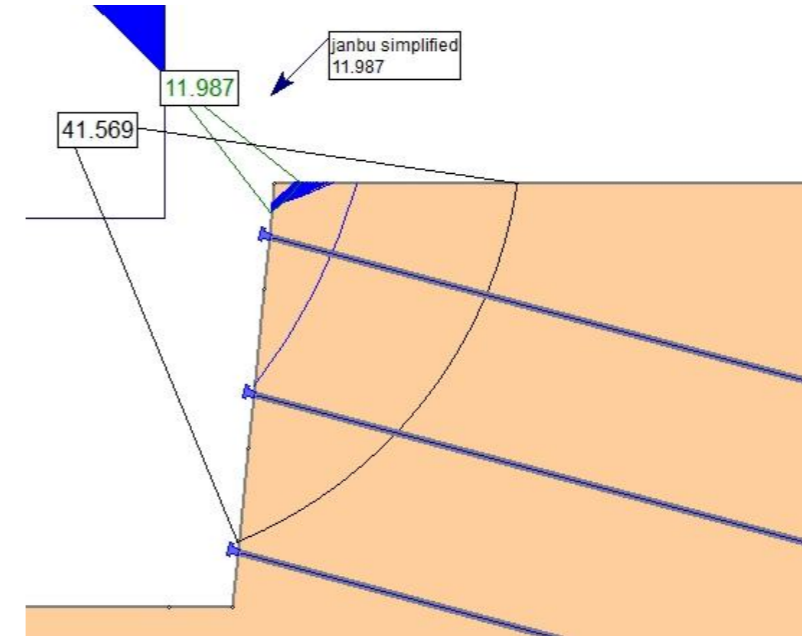
NAIL 1



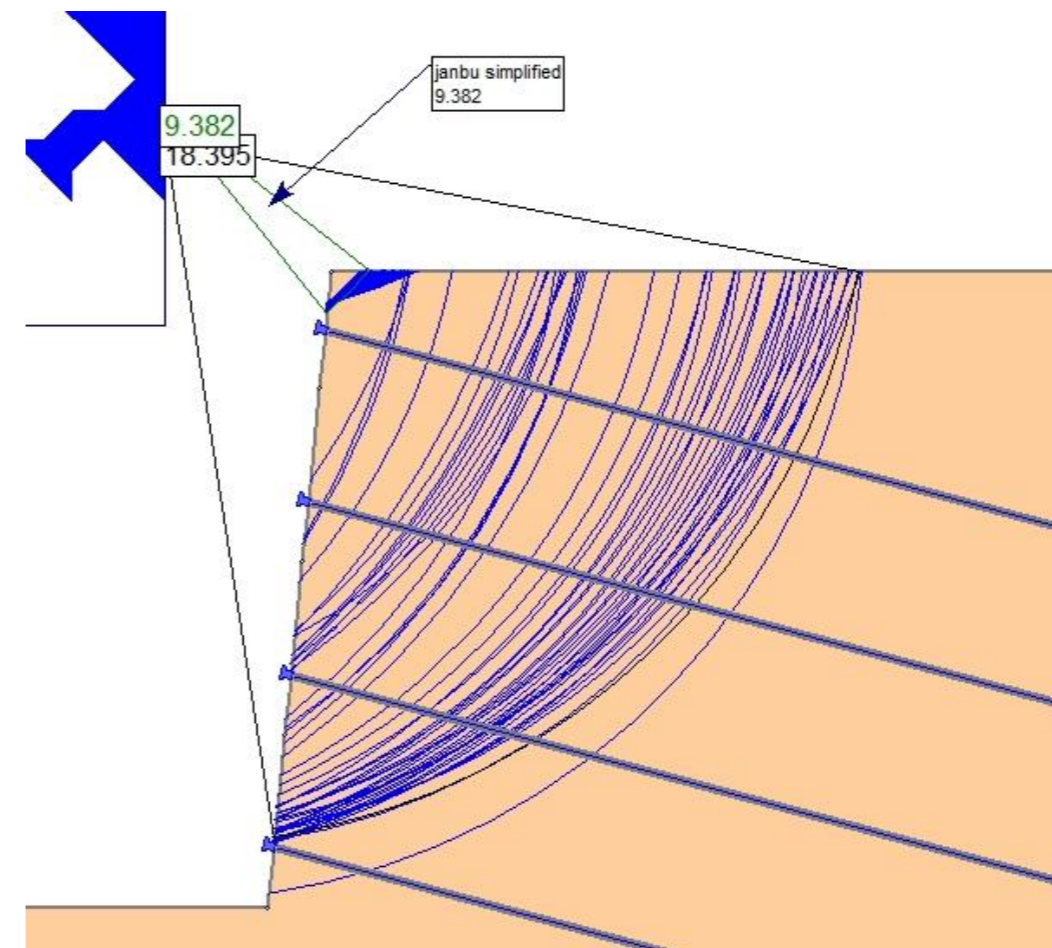
NAIL 2



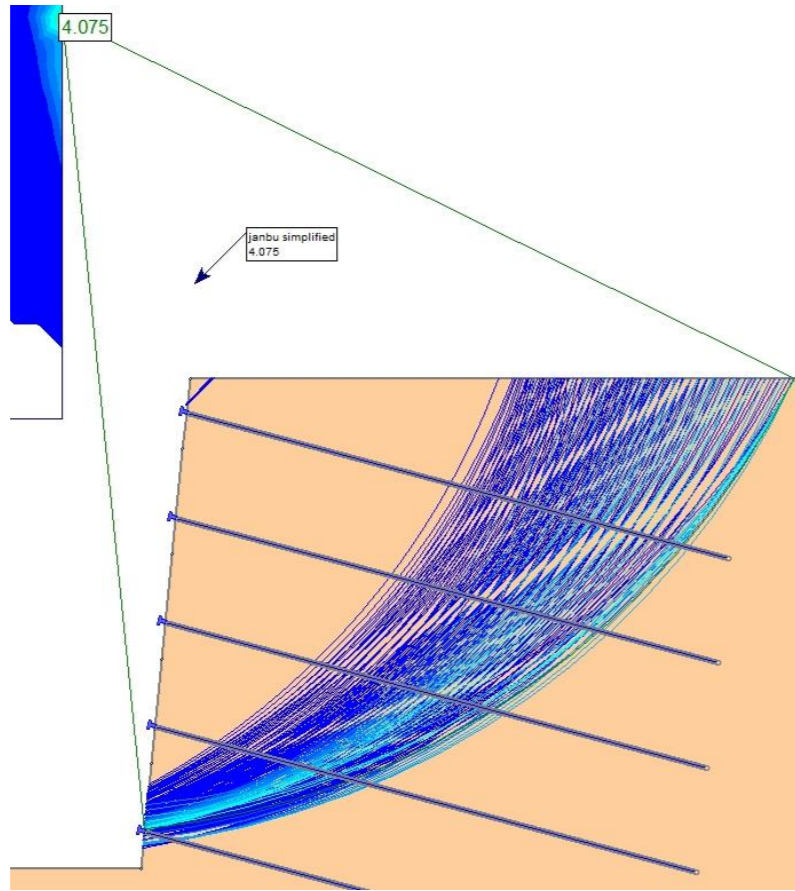
NAIL 3



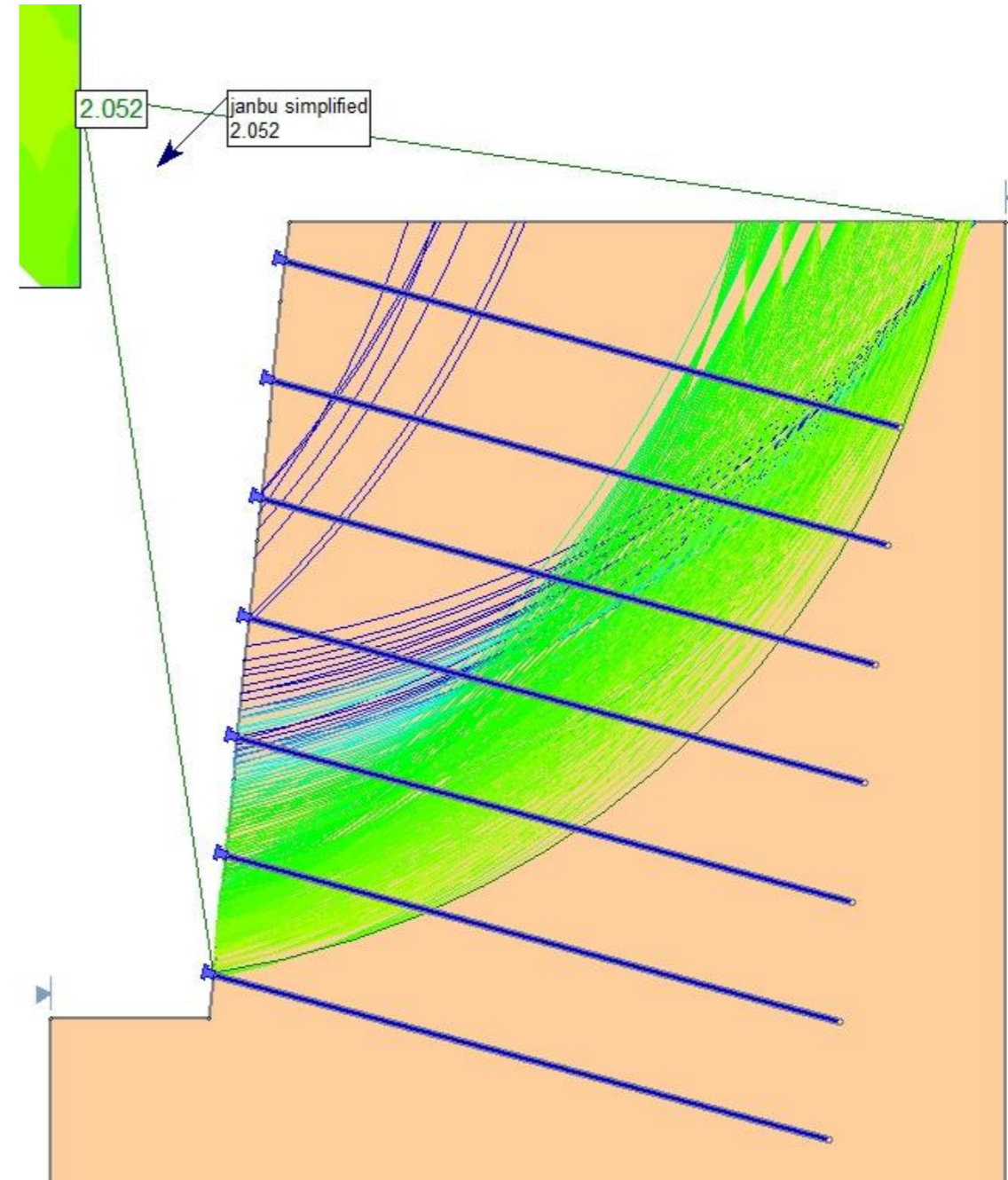
NAIL 4



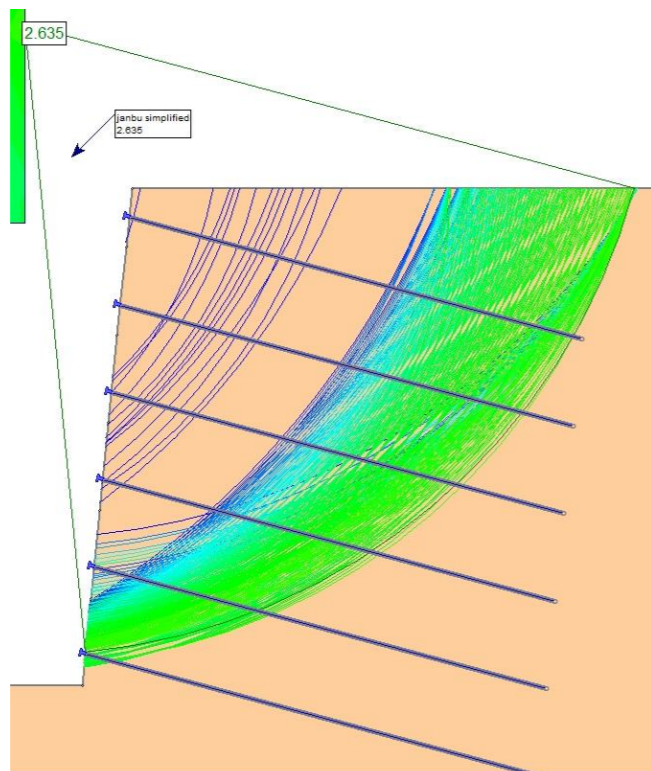
NAIL 5



NAIL 7

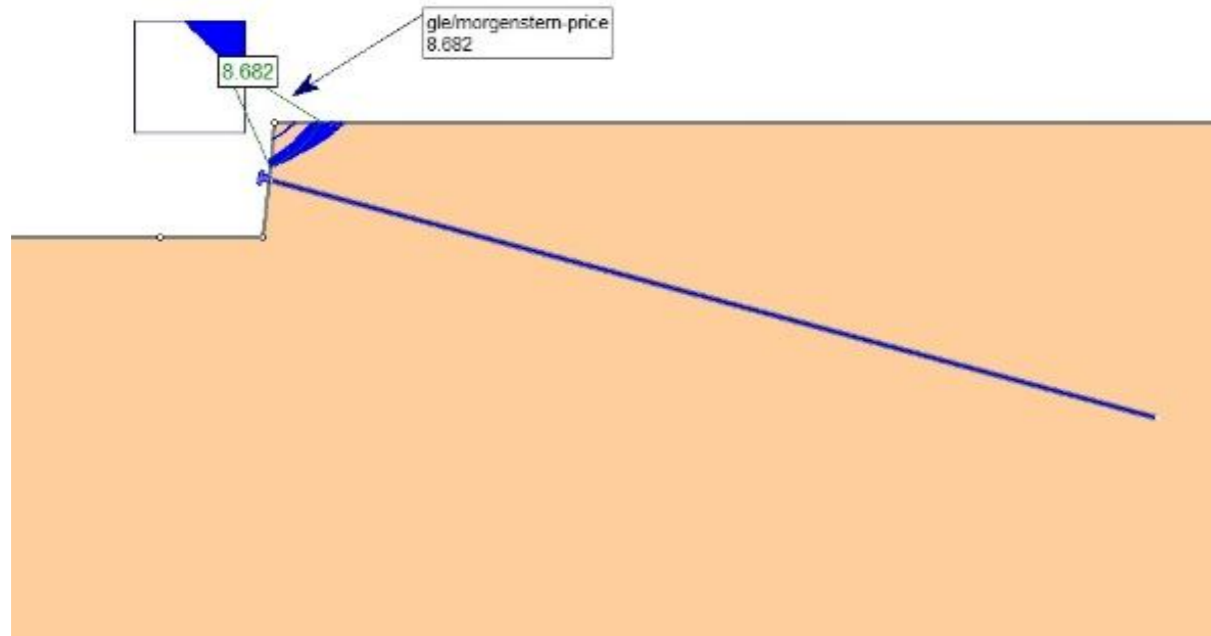


NAIL 6

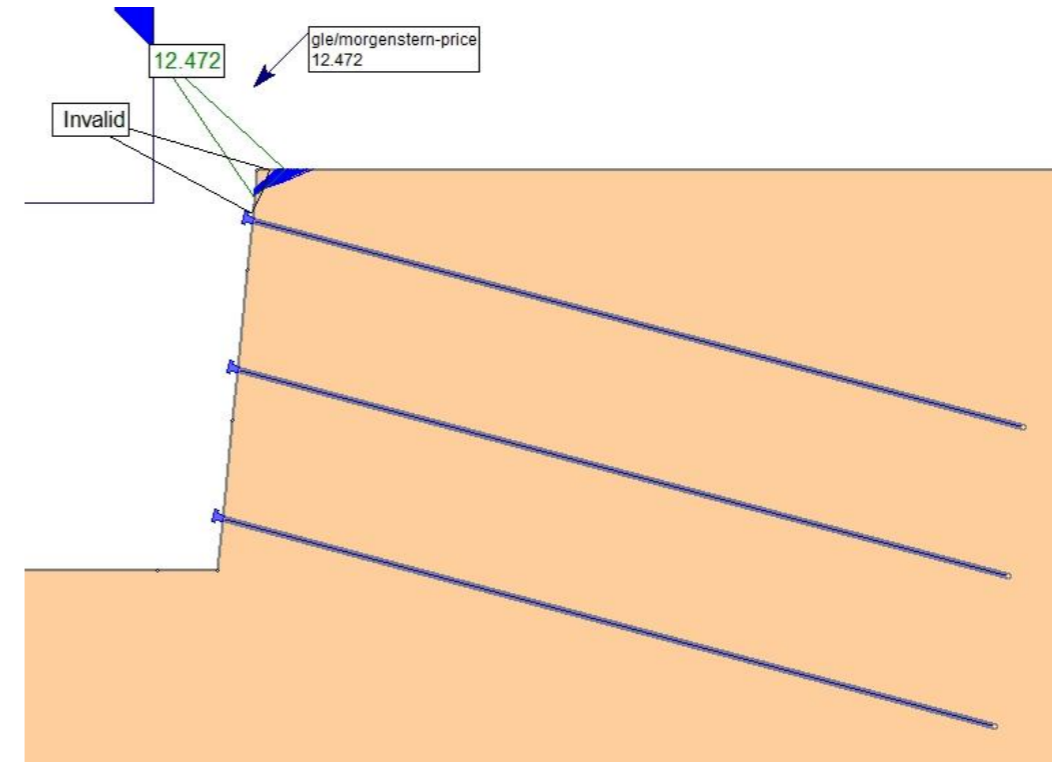


B1.3.3.3 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 8\text{ m}$  – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

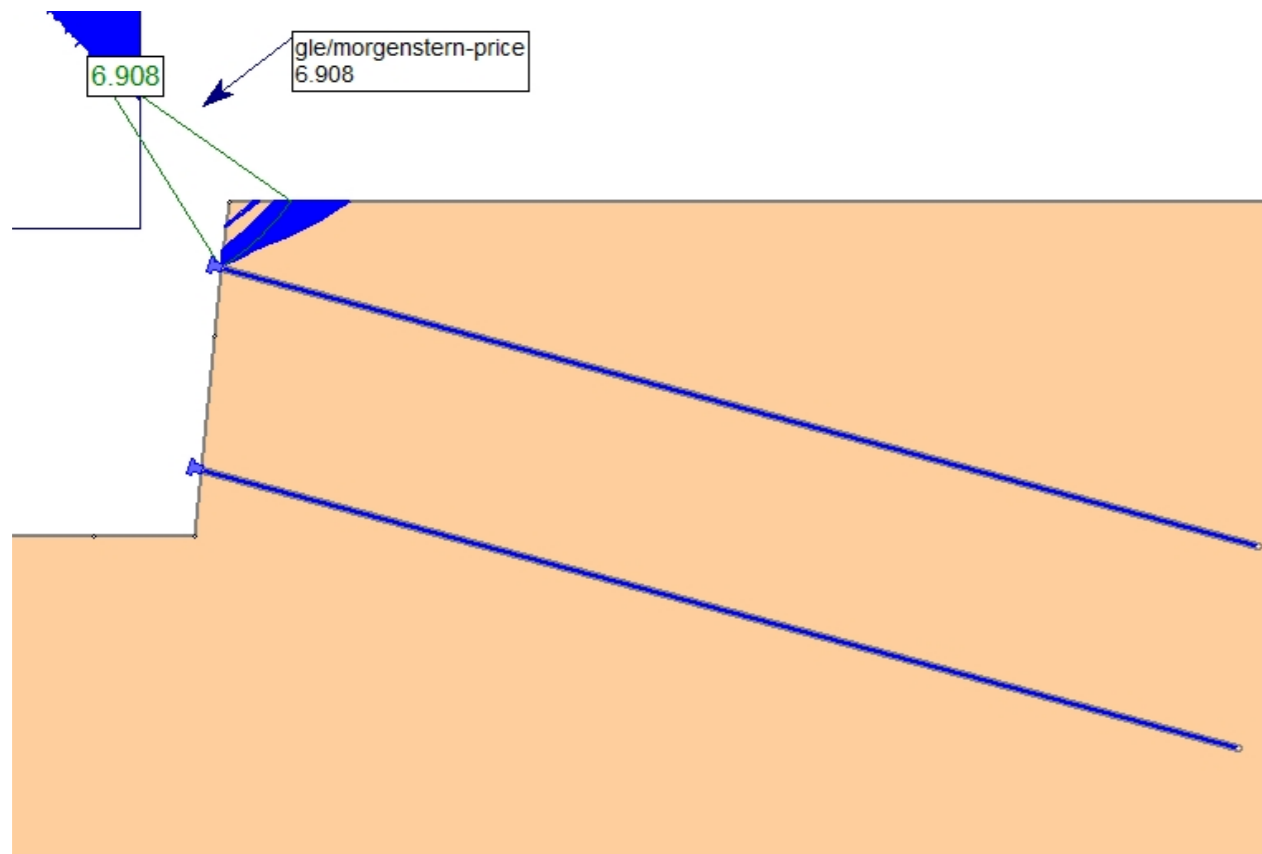
NAIL 1



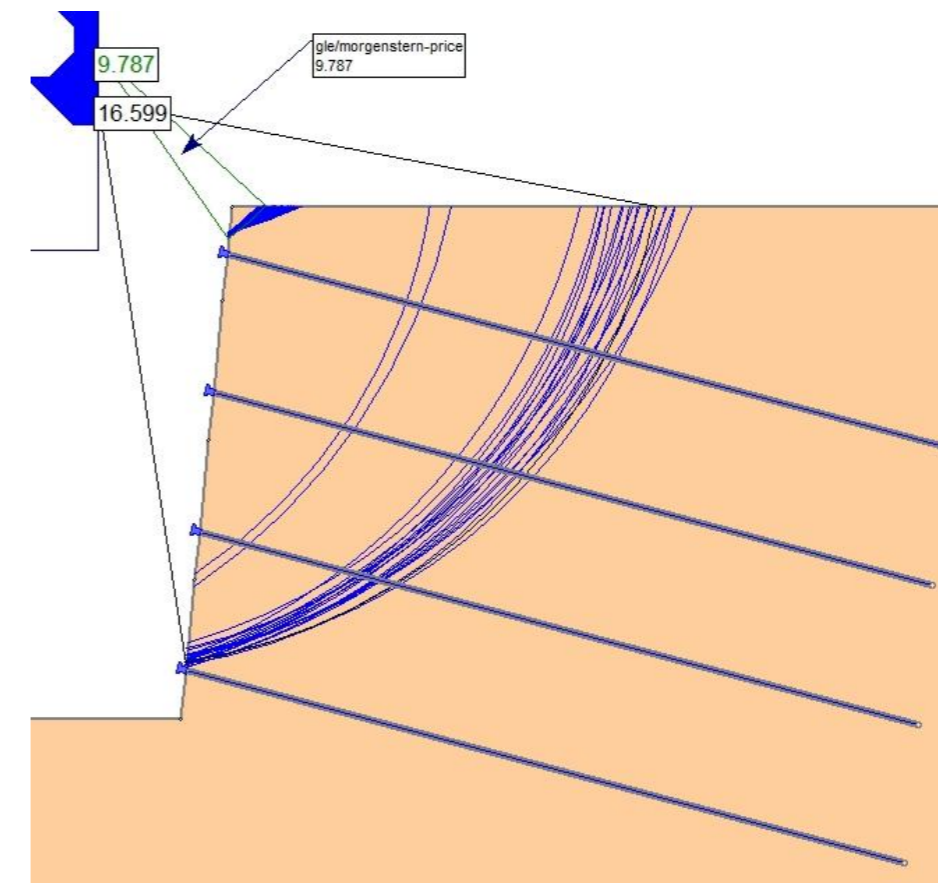
NAIL 3



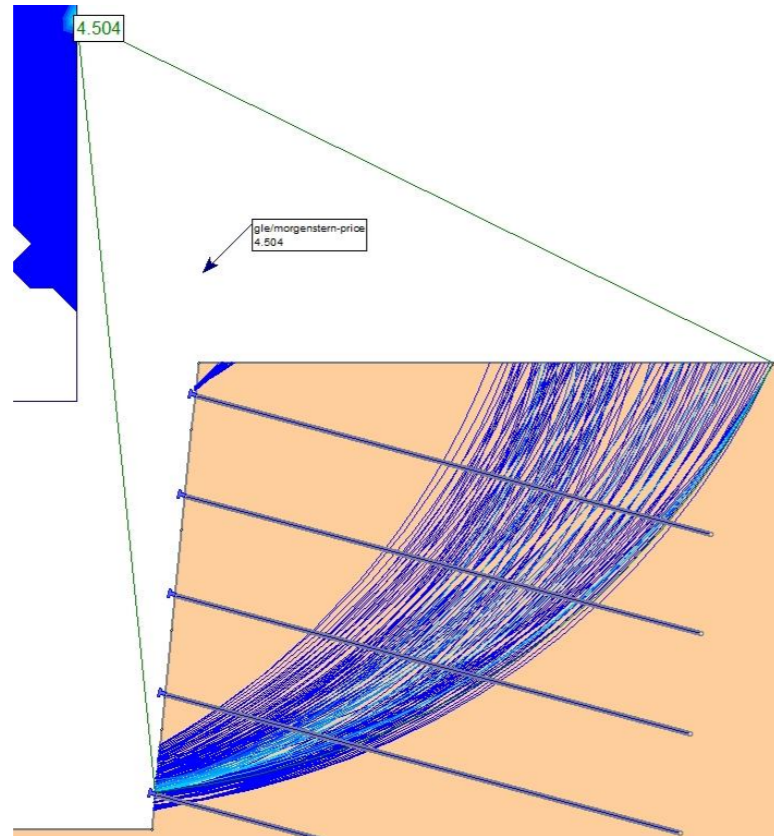
NAIL 2



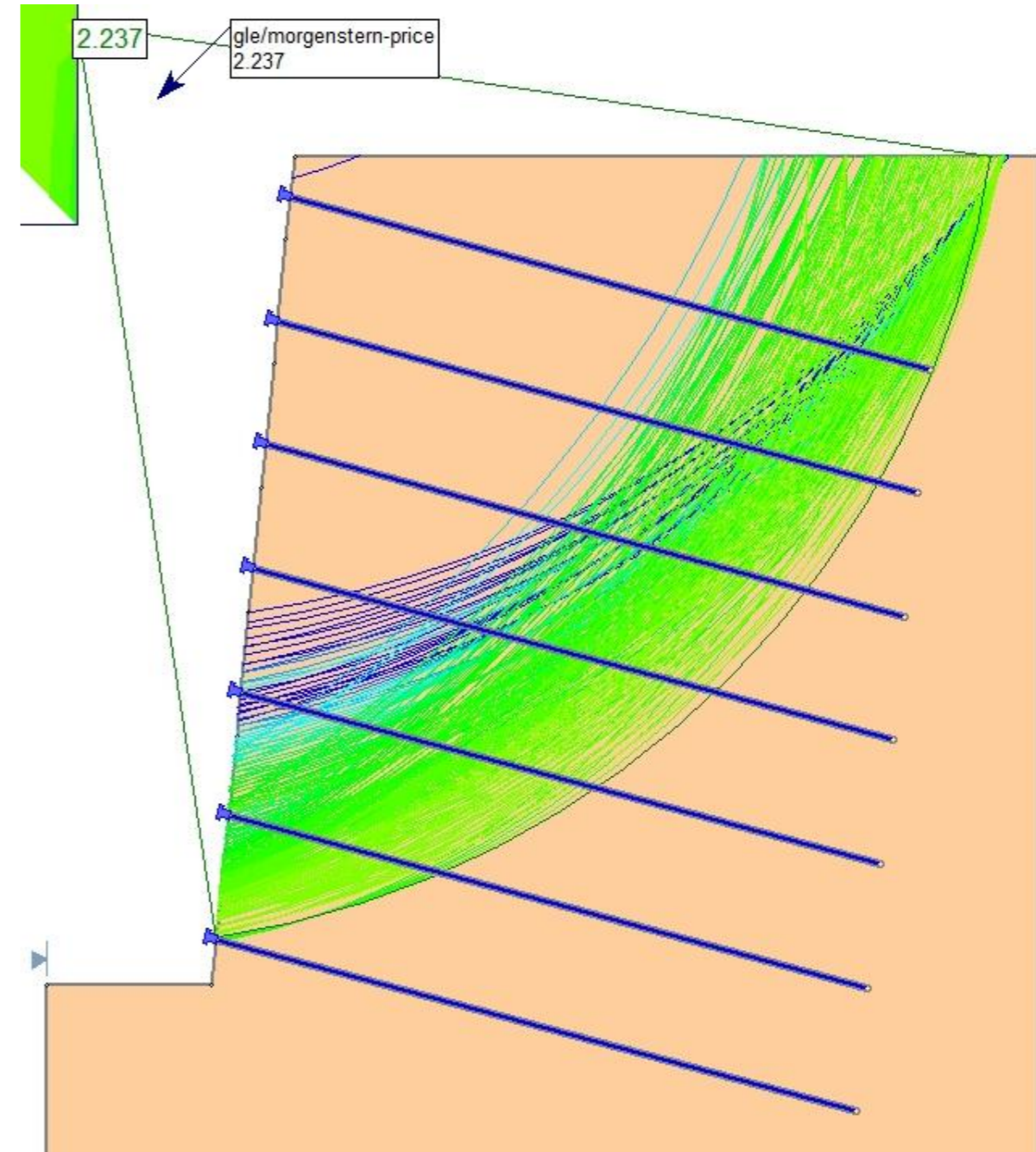
NAIL 4



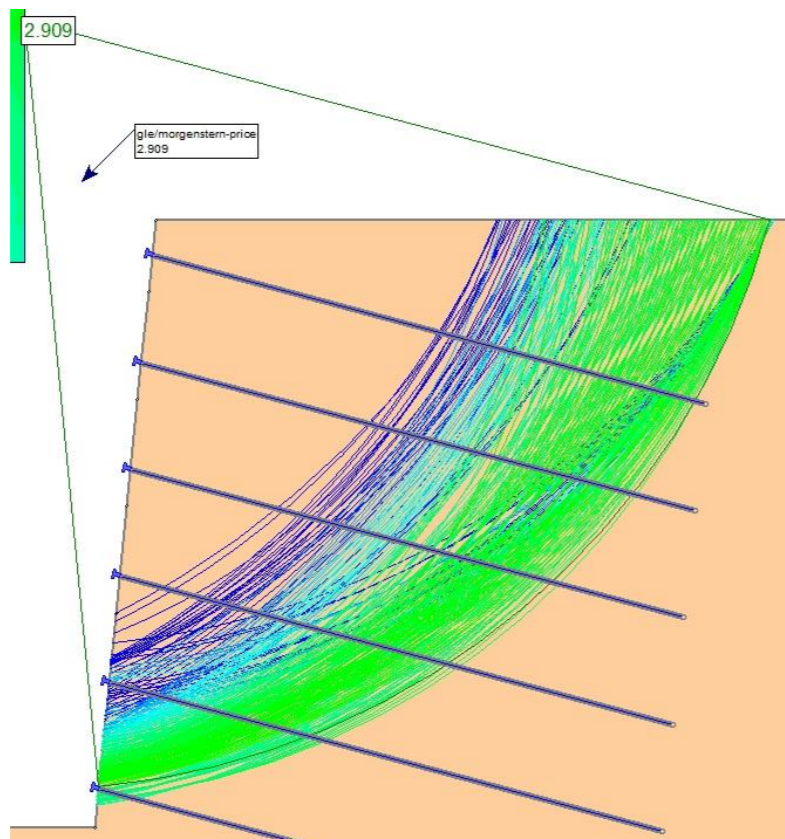
NAIL 5



NAIL 7

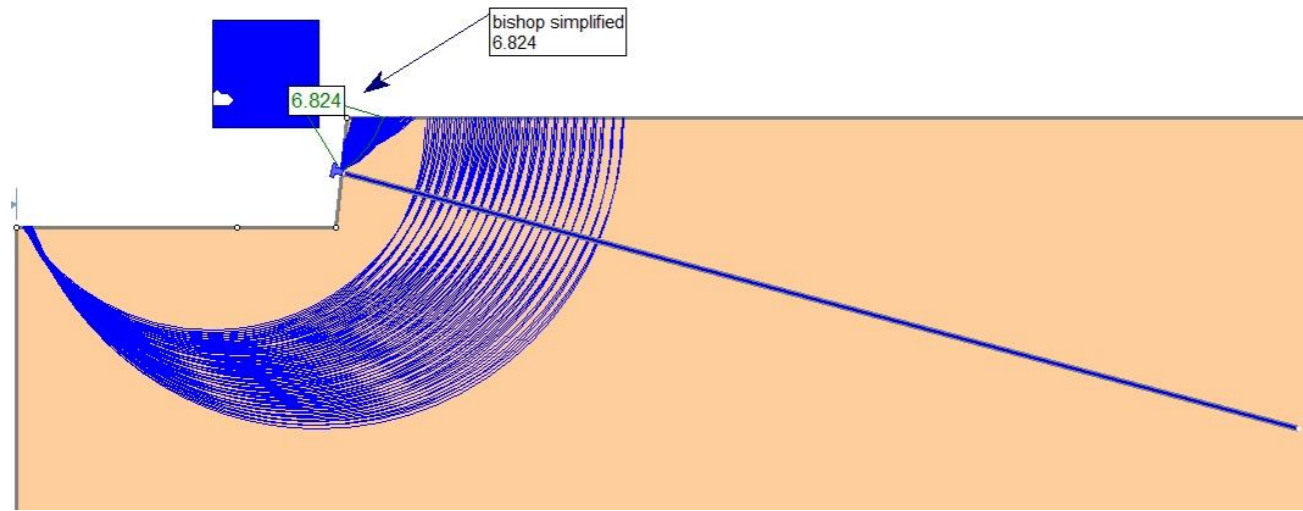


NAIL 6

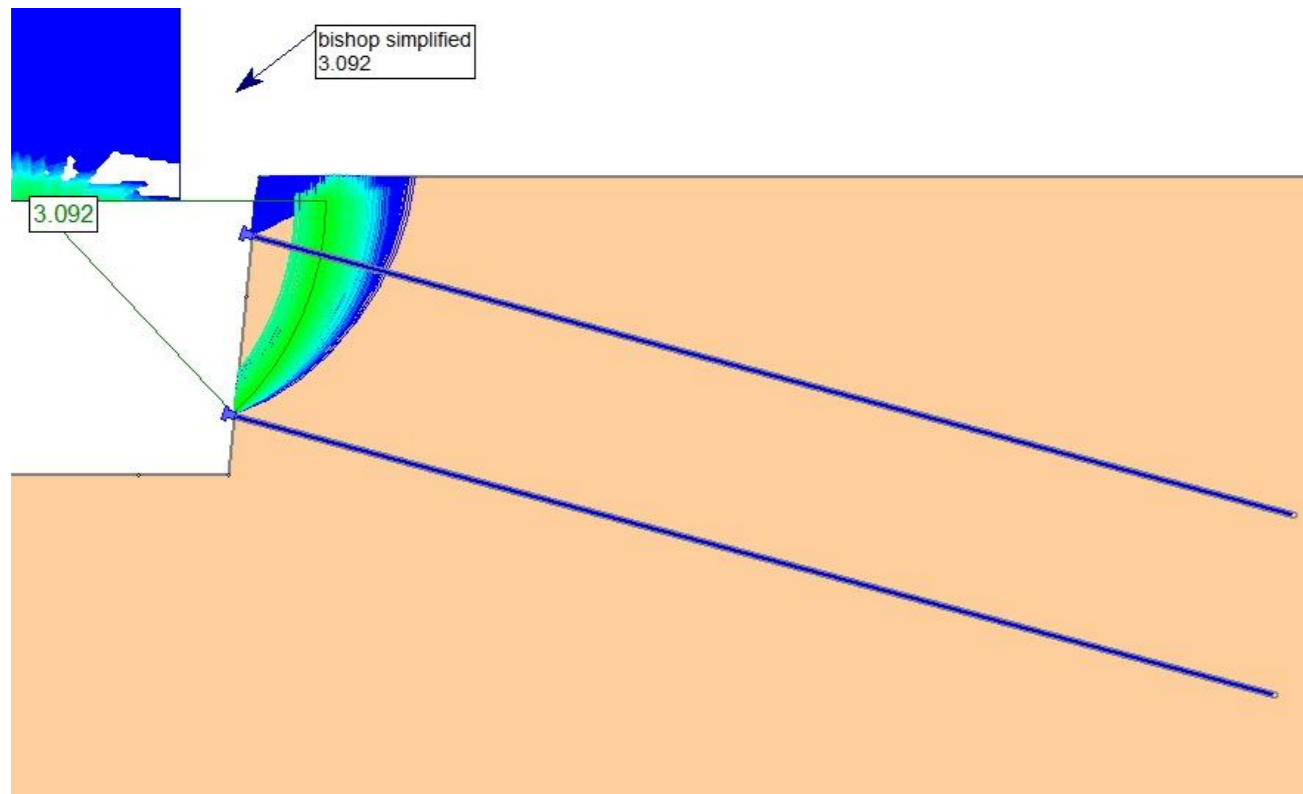


B1.3.4.1 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 9\text{ m}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

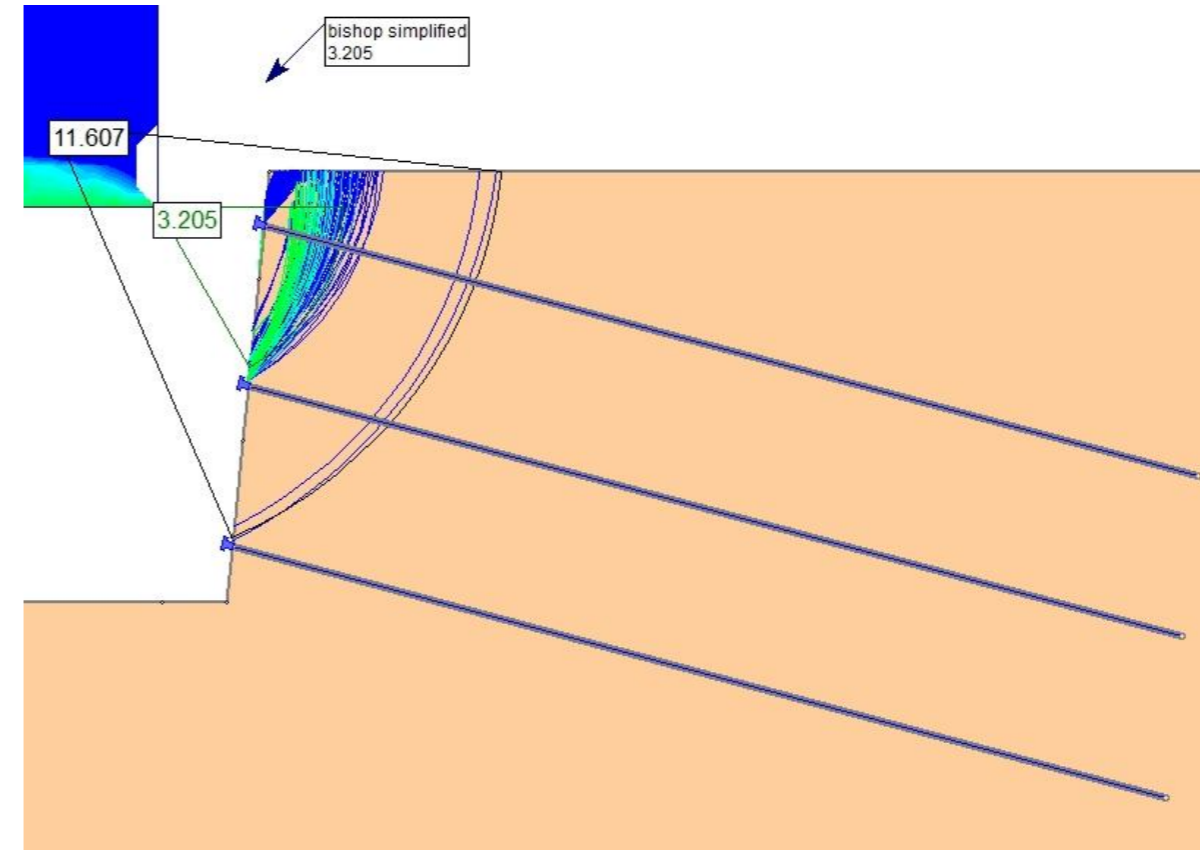
NAIL 1



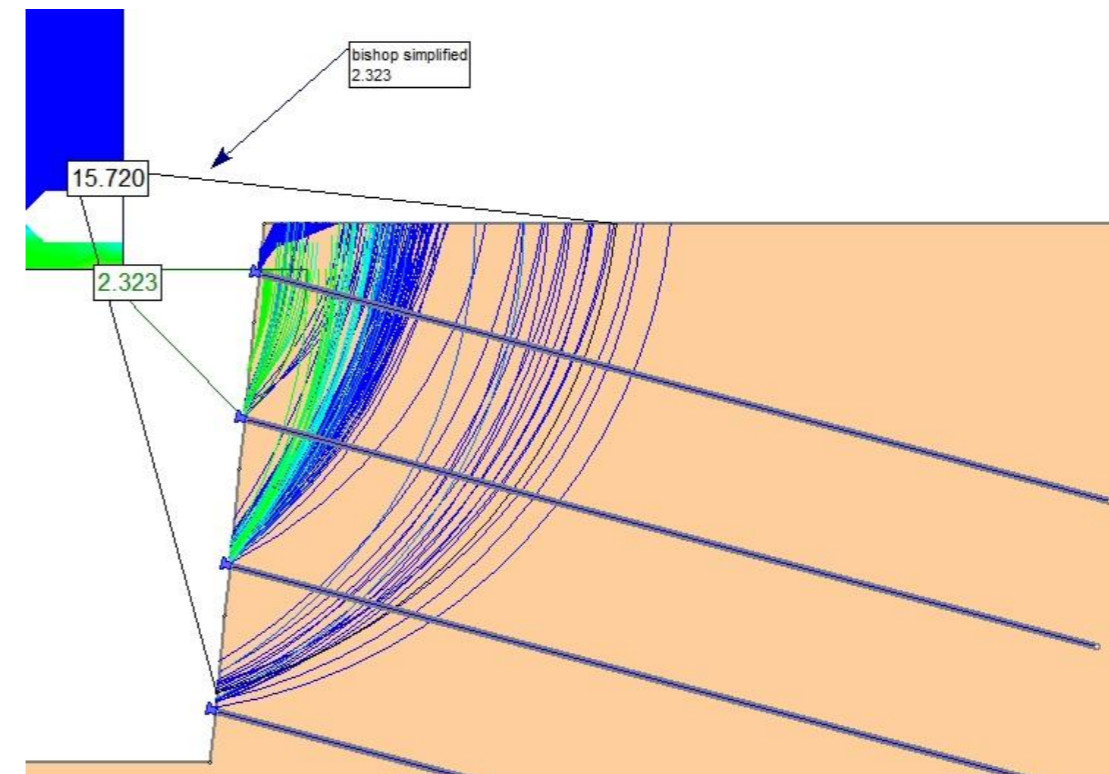
NAIL 2



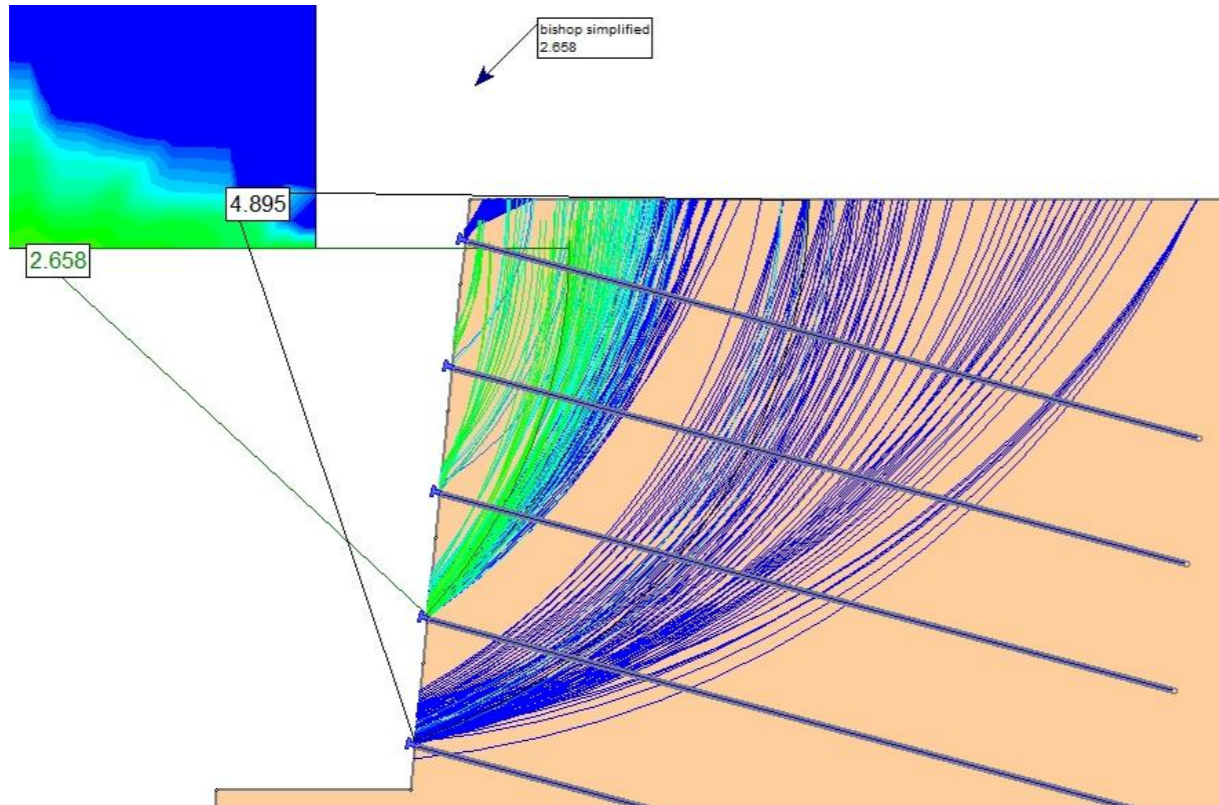
NAIL 3



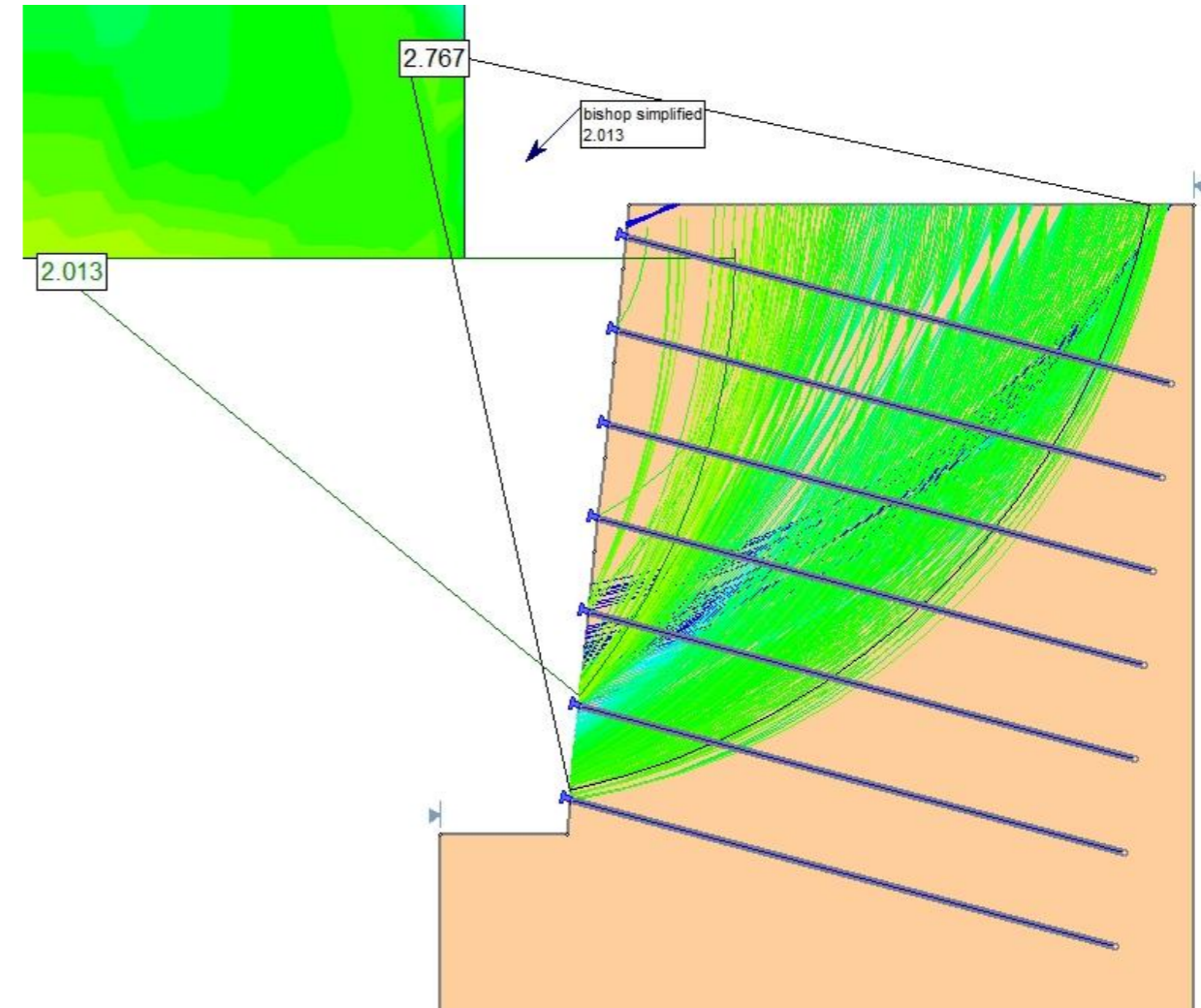
NAIL 4



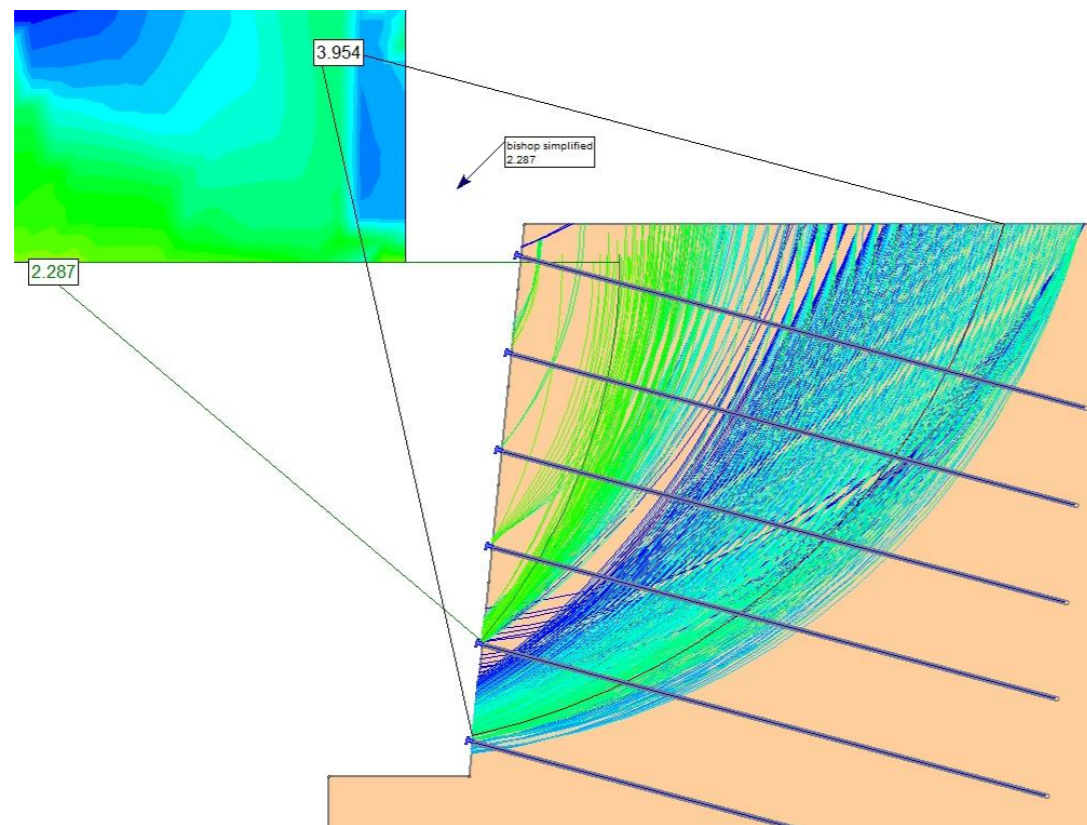
NAIL 5



NAIL 7

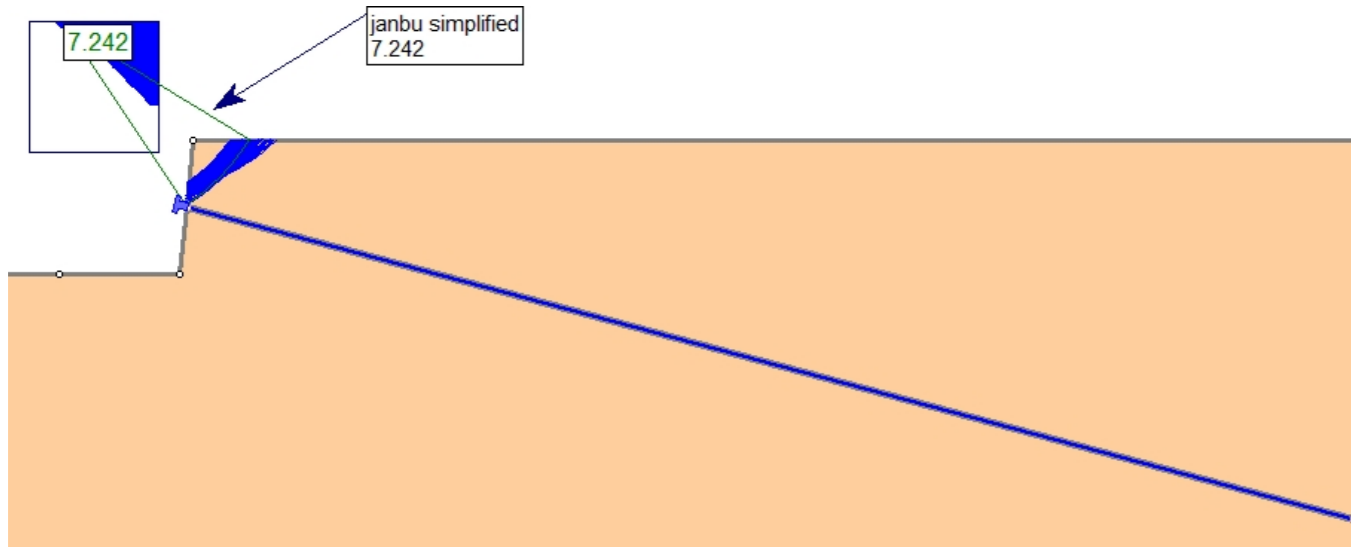


NAIL 6

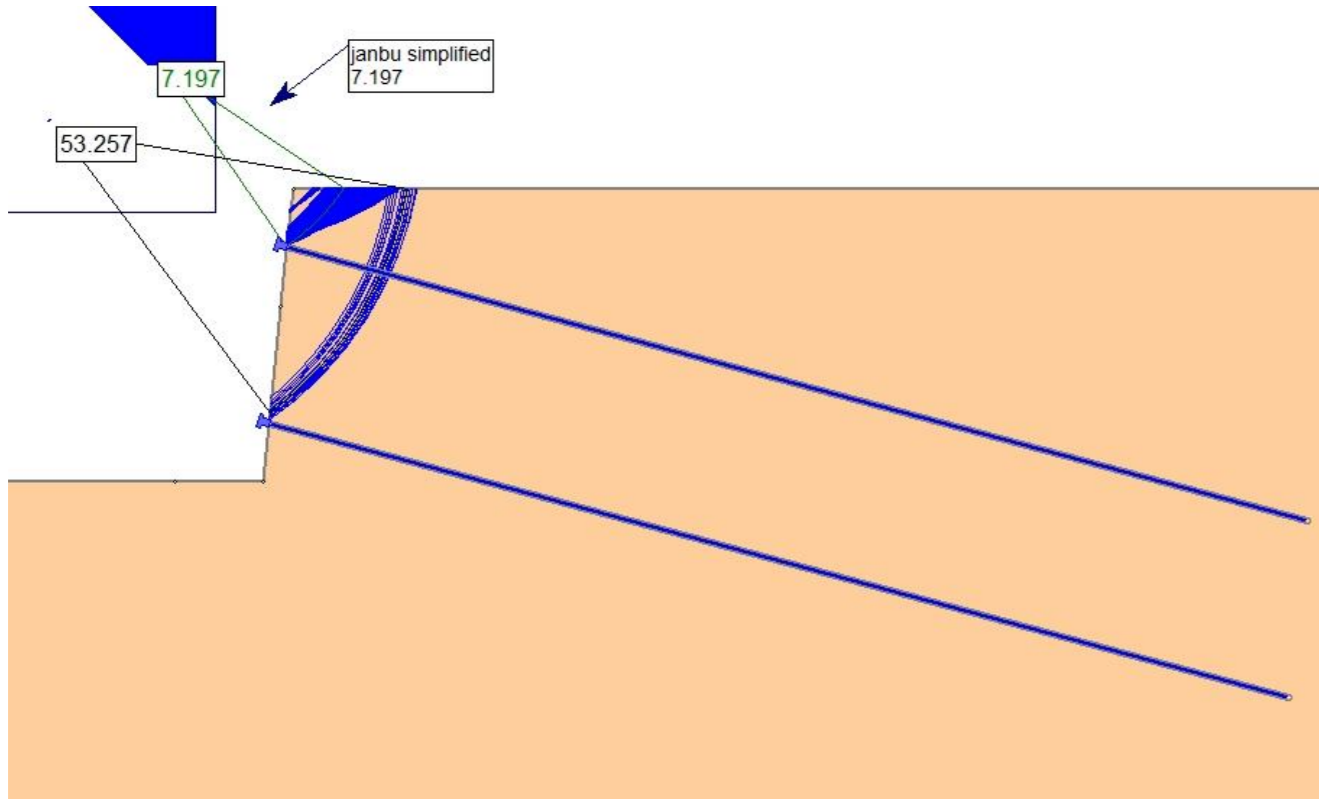


B1.3.4.2 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 9$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

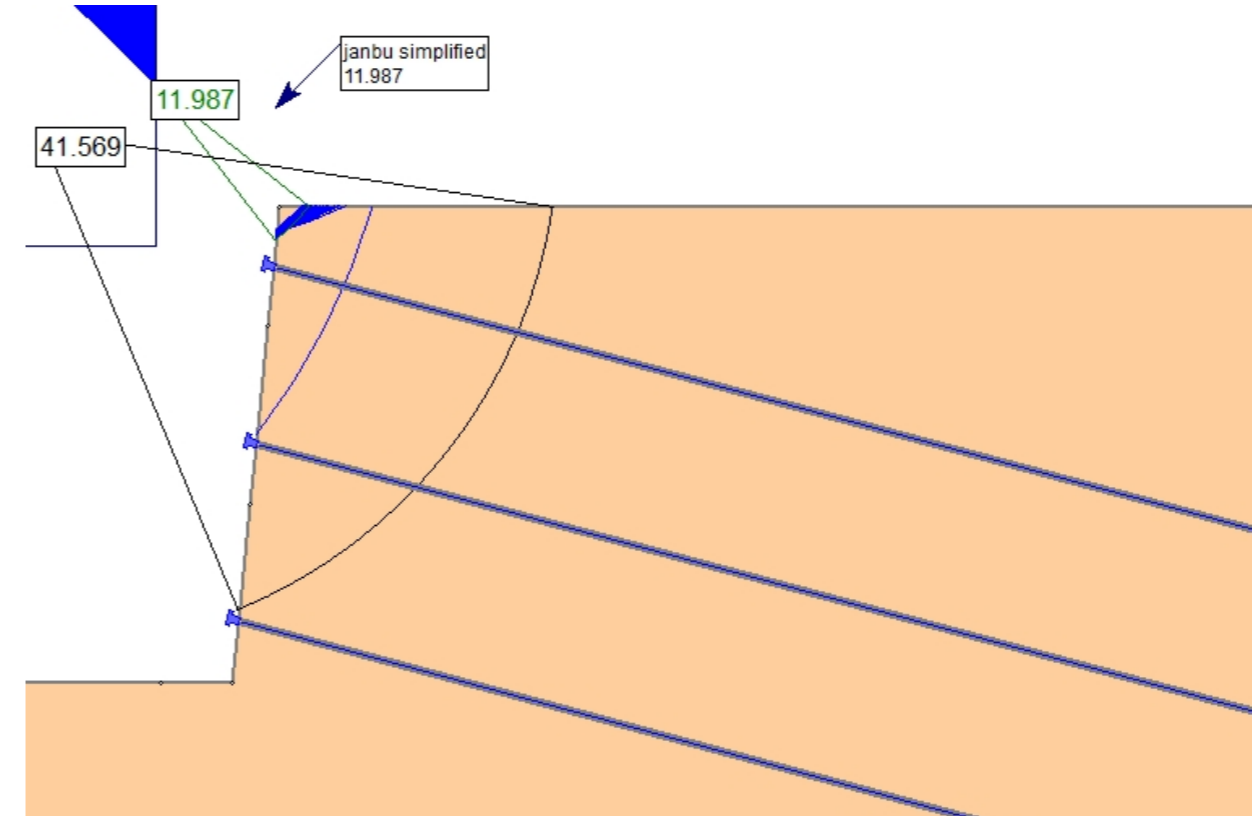
NAIL 1



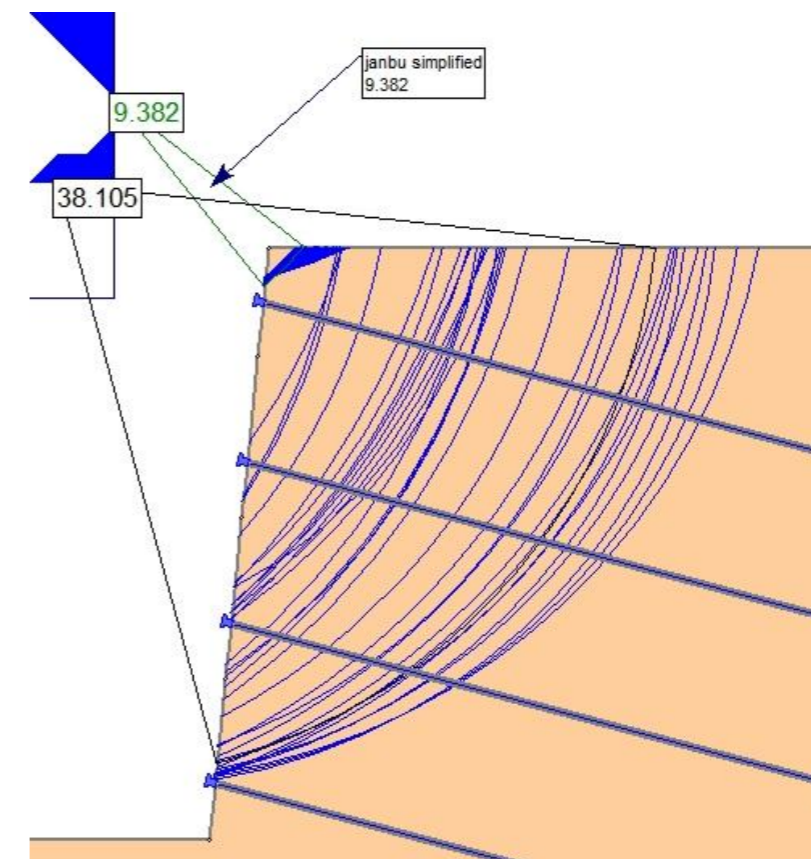
NAIL 2



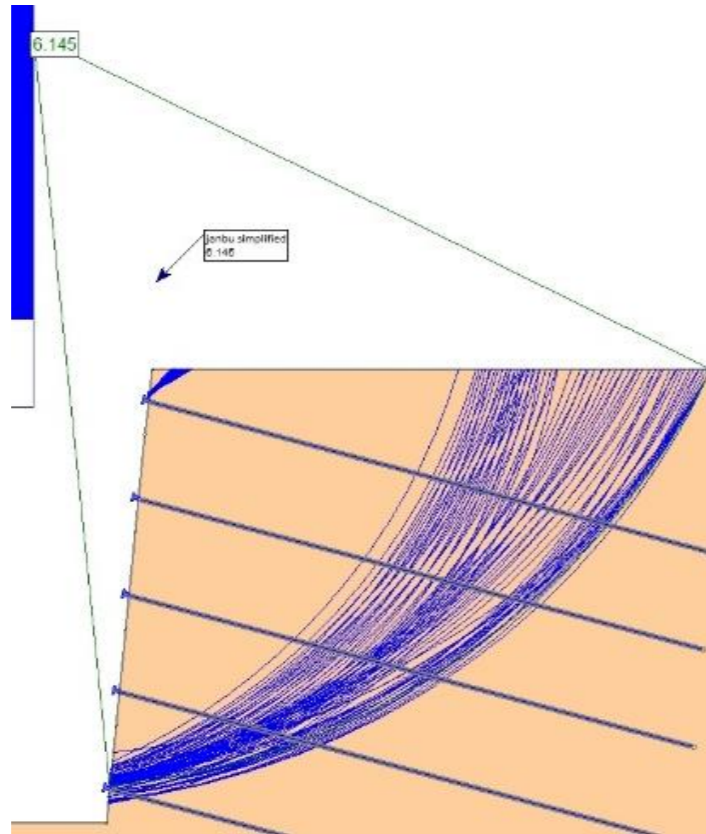
NAIL 3



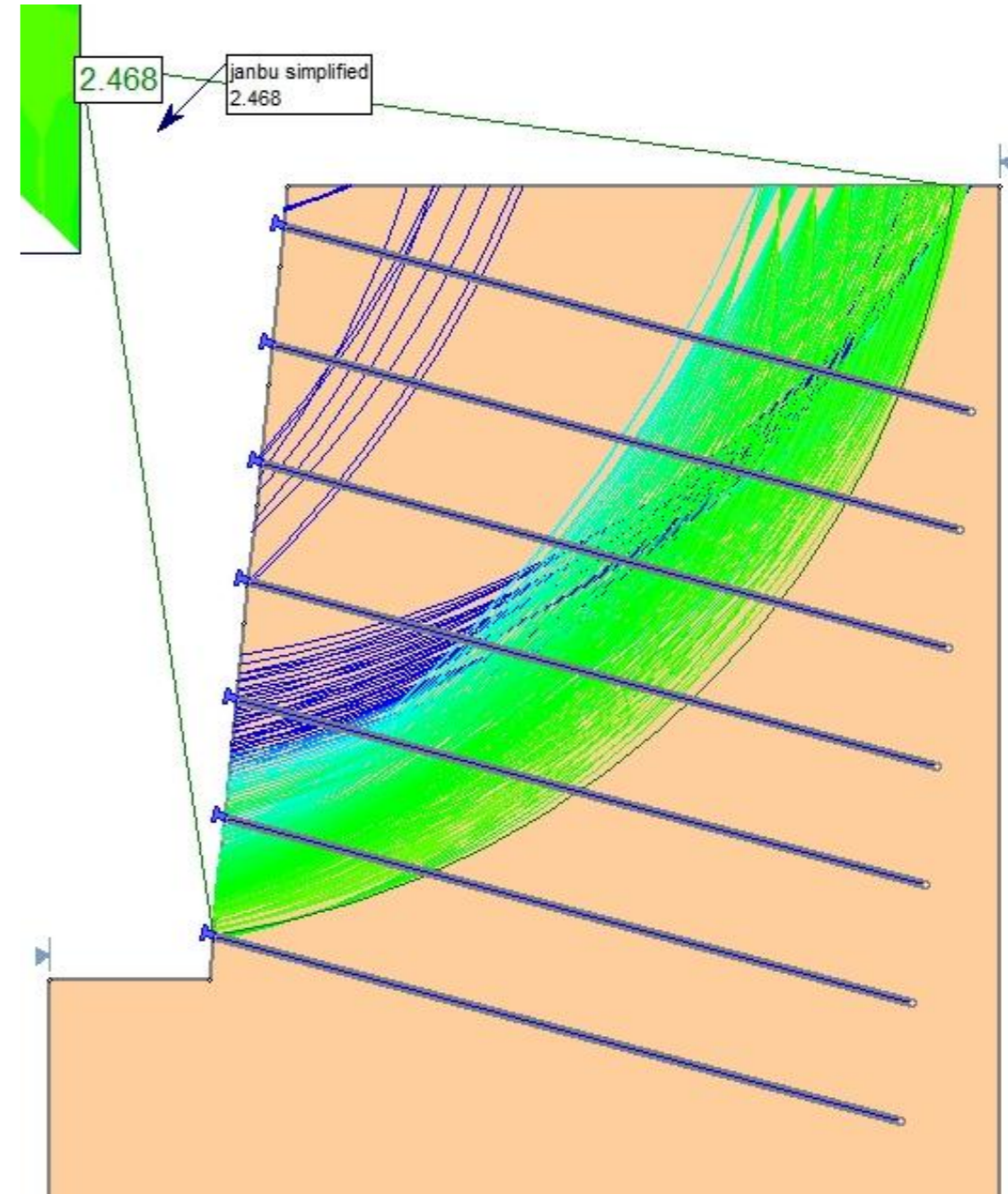
NAIL 4



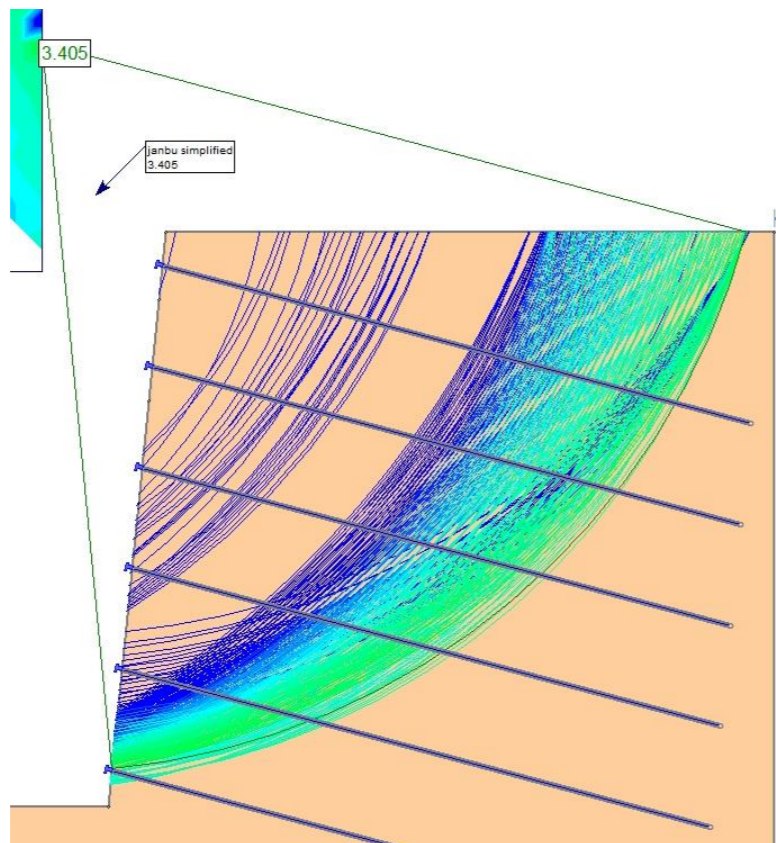
NAIL 5



NAIL 7

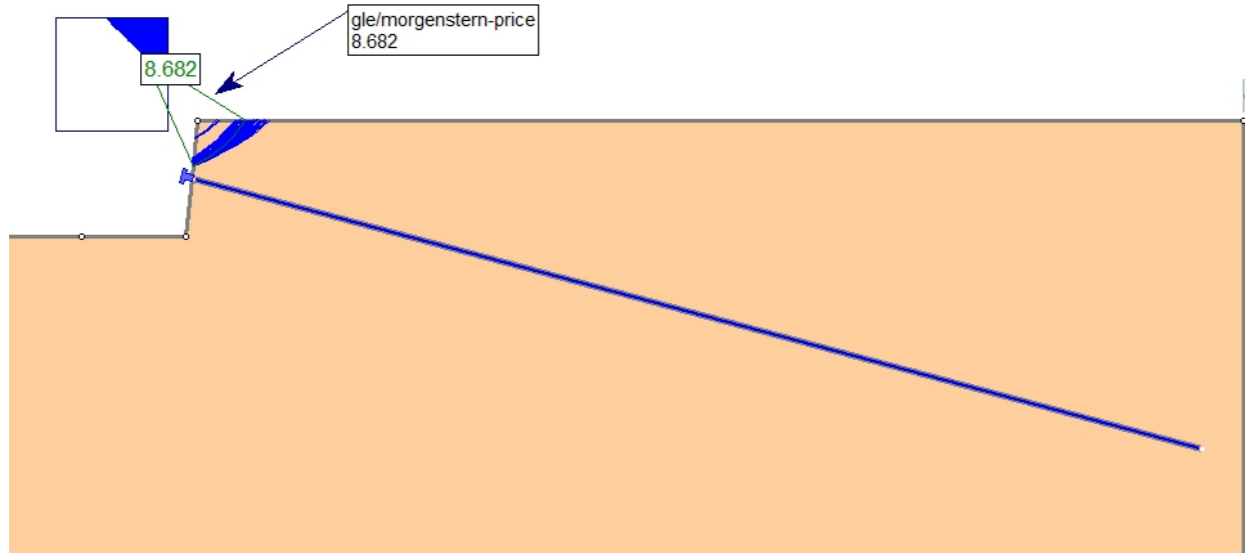


NAIL 6

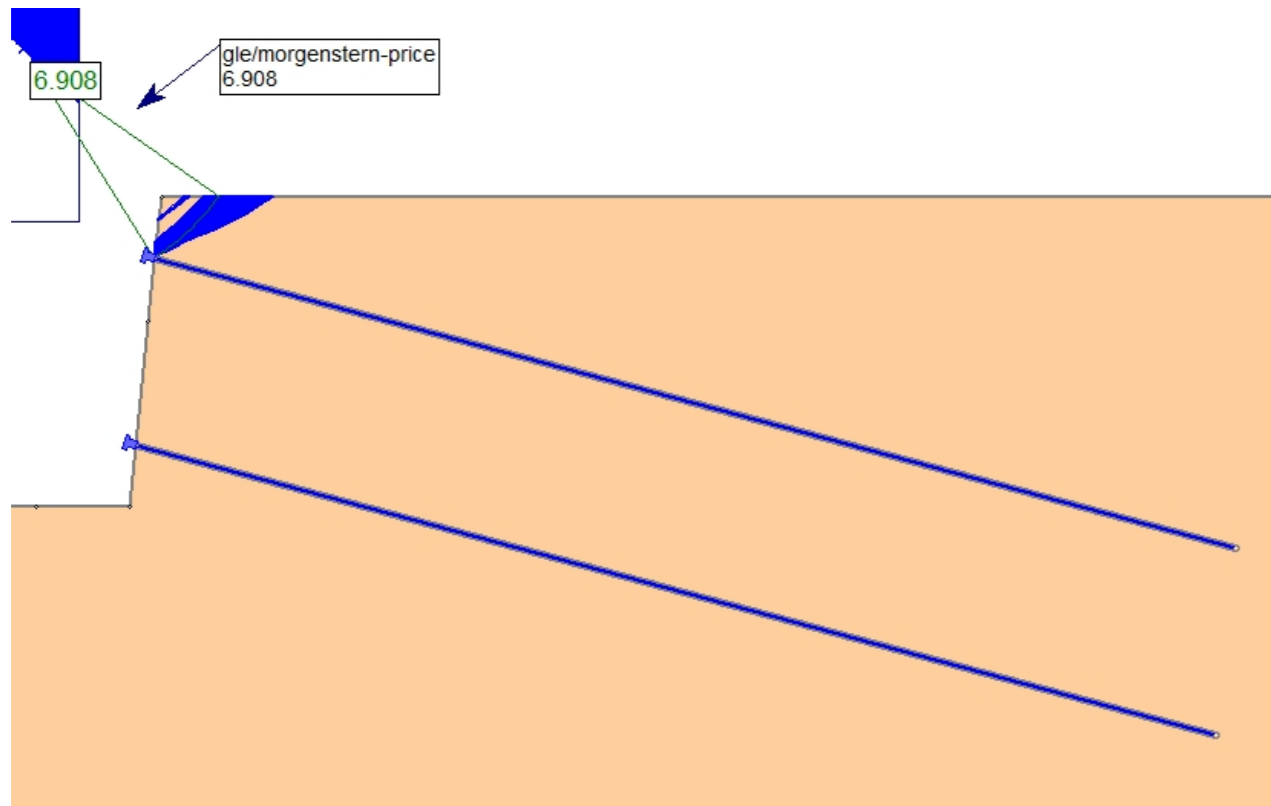


B1.3.4.3 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 9$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

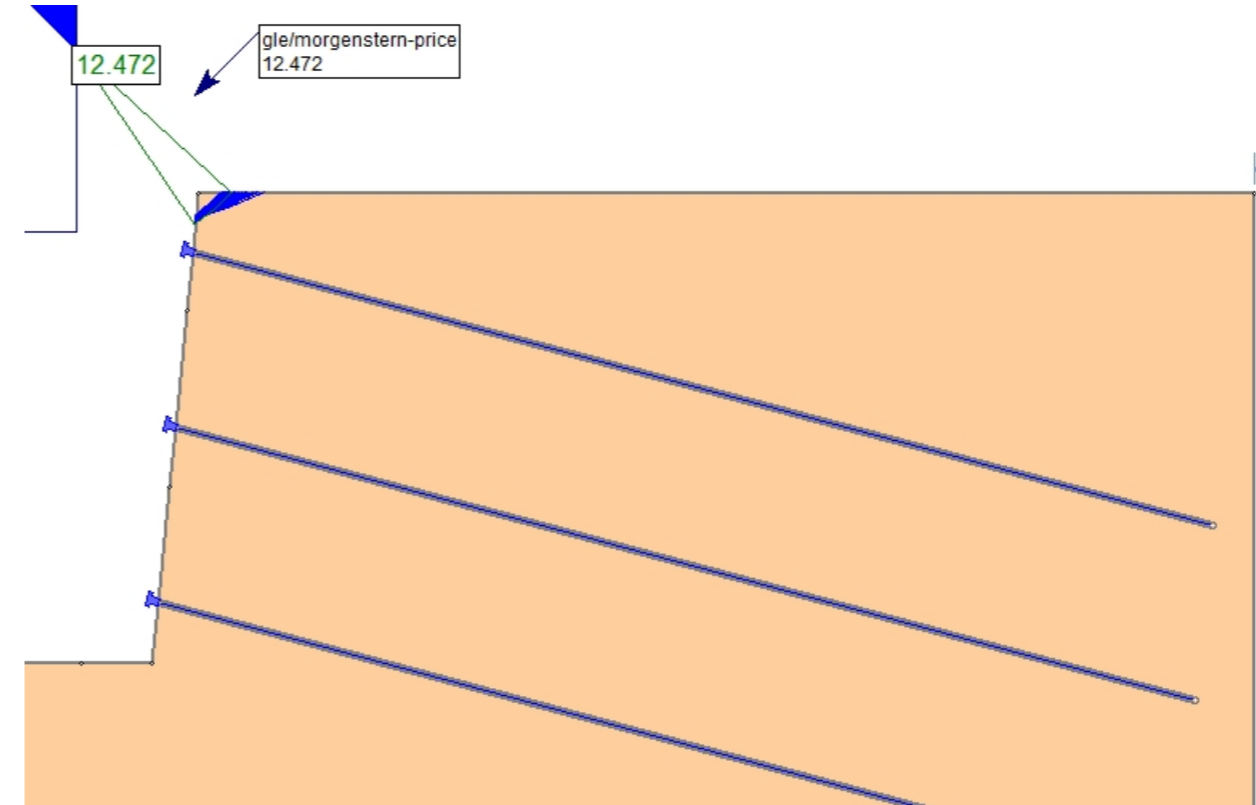
NAIL 1



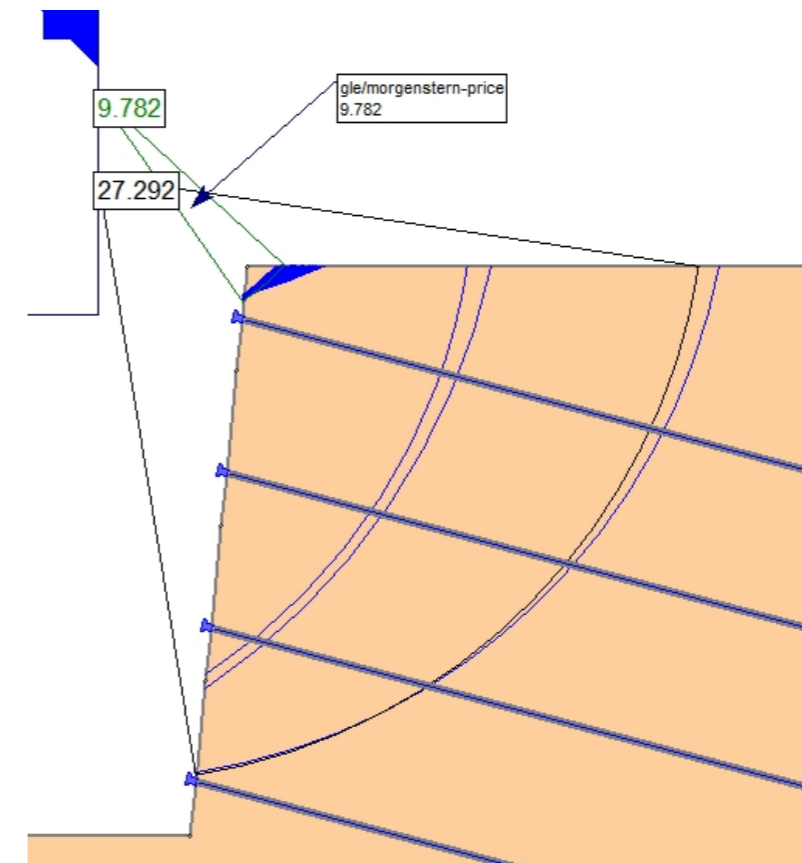
NAIL 2



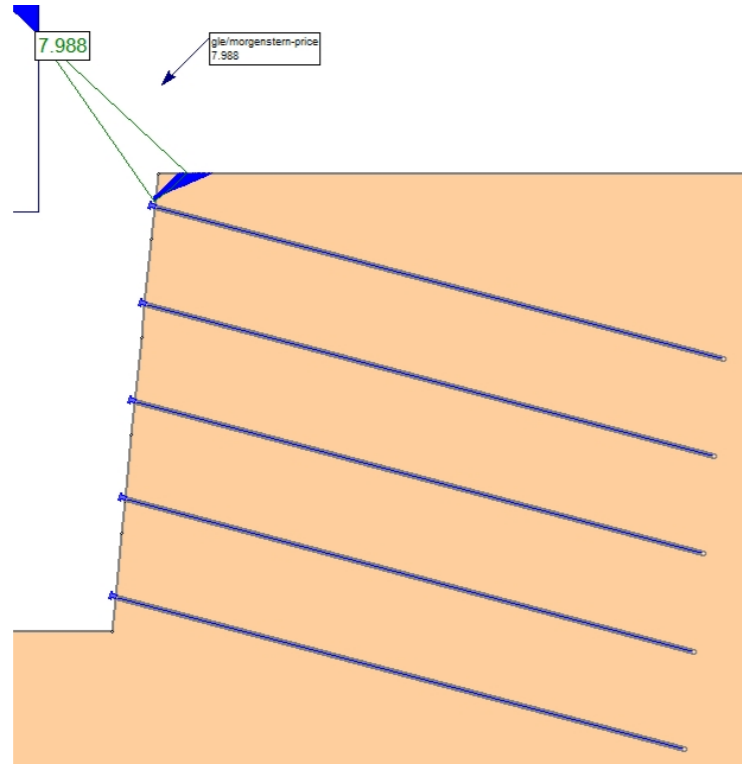
NAIL 3



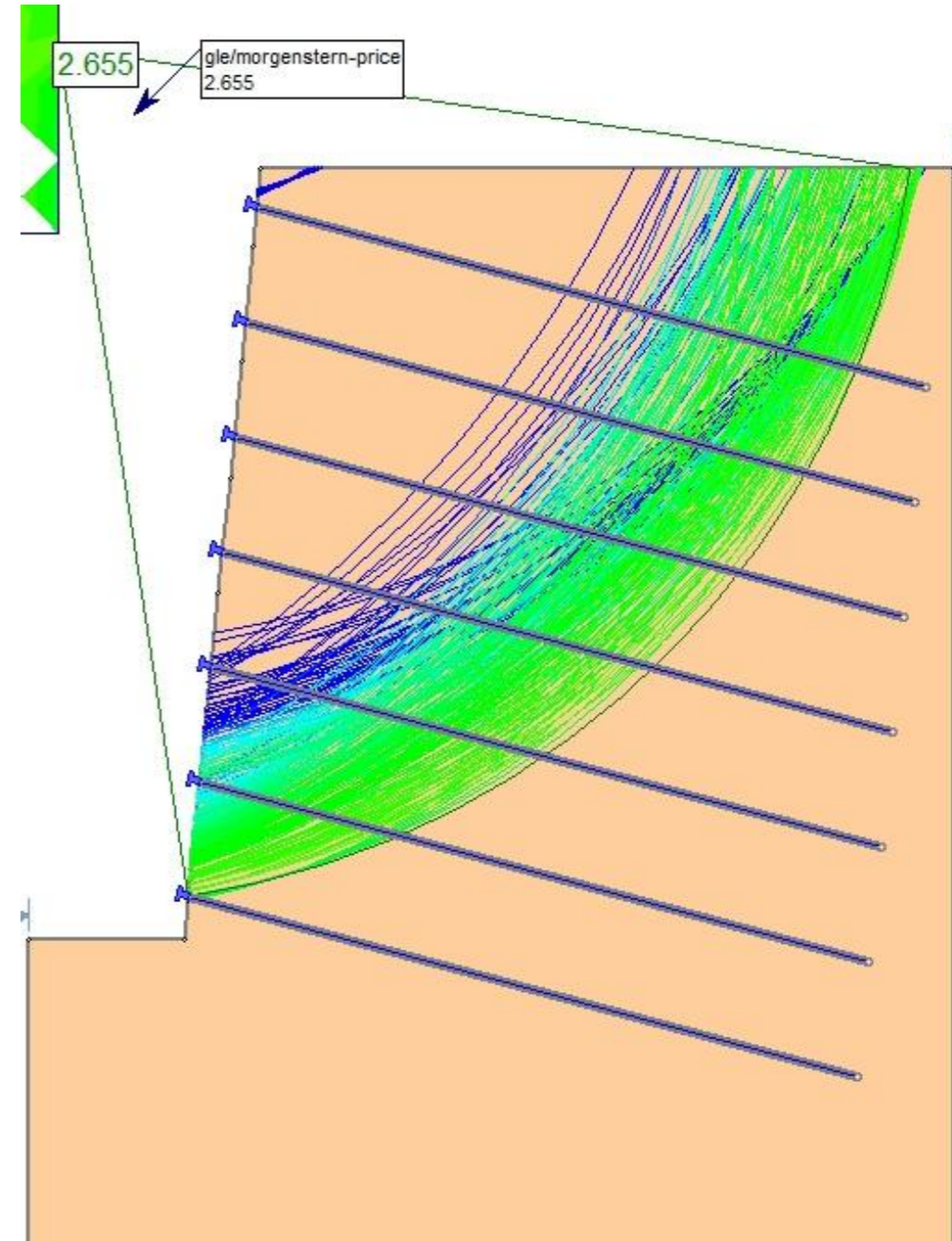
NAIL 4



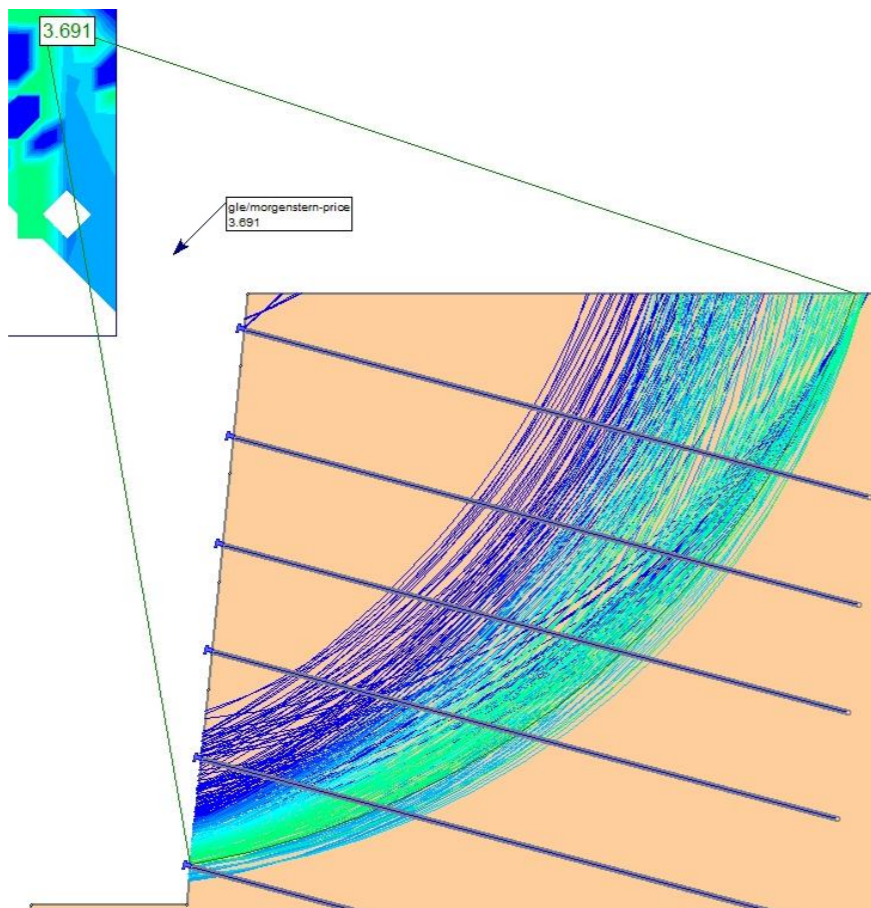
NAIL 5



NAIL 7

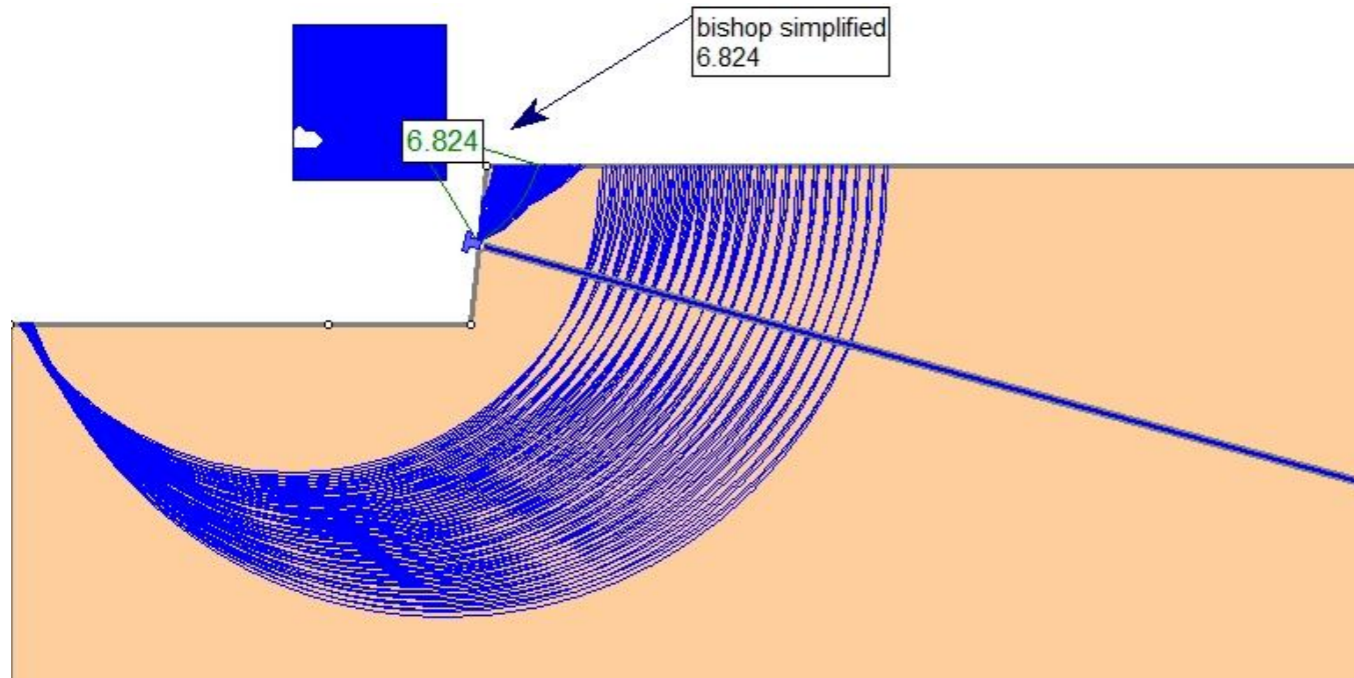


NAIL 6

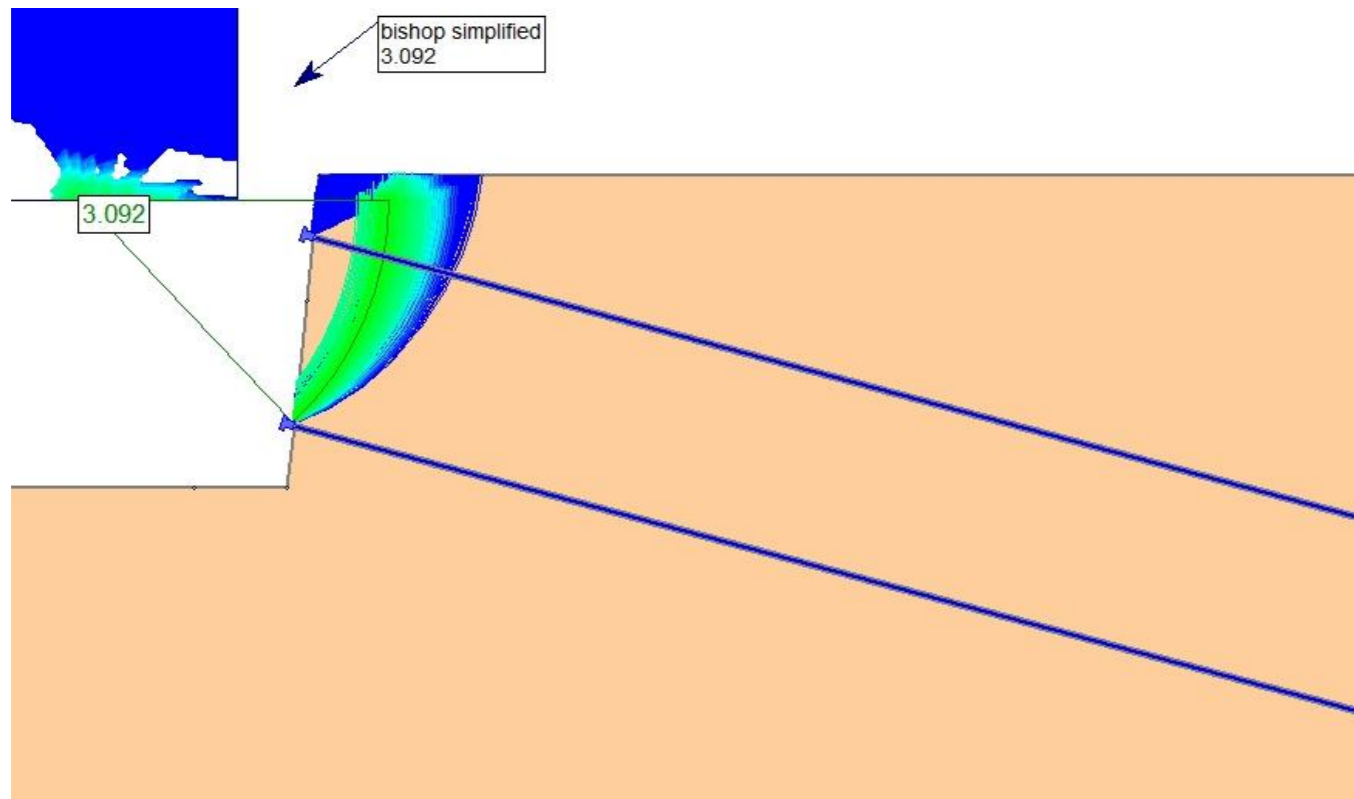


B1.3.5.1 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 10$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

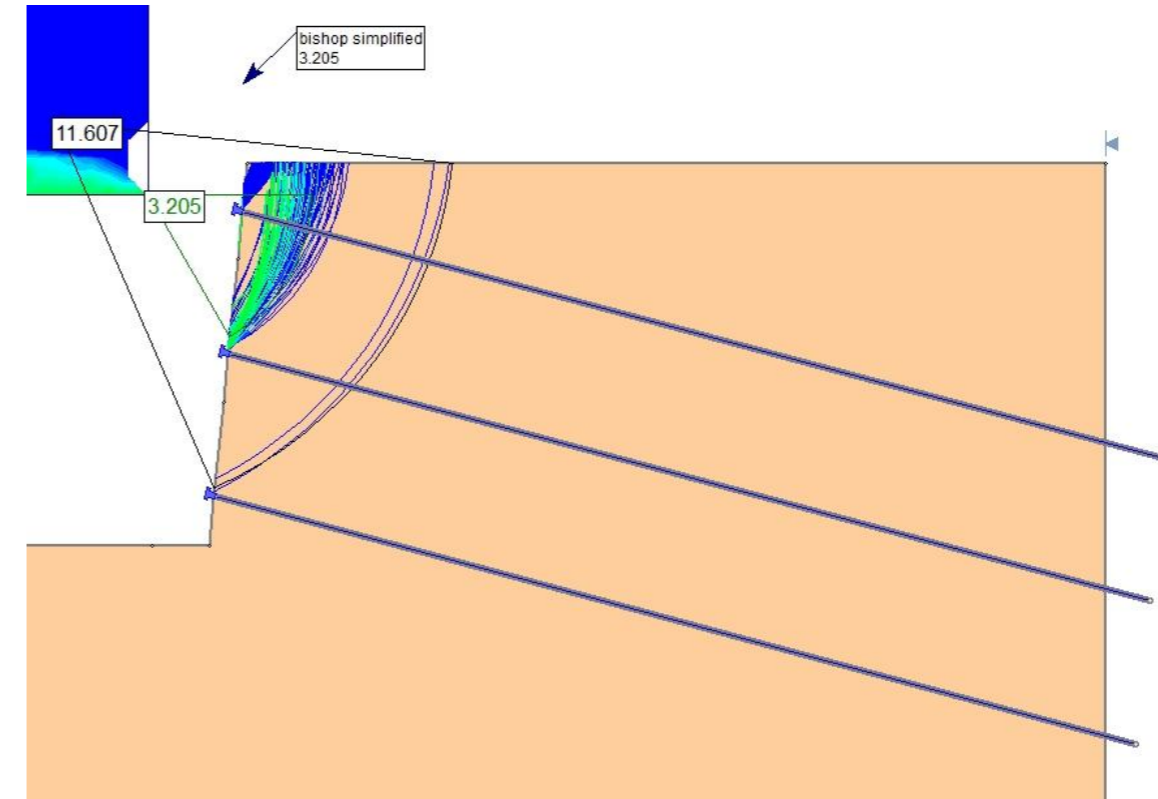
NAIL 1



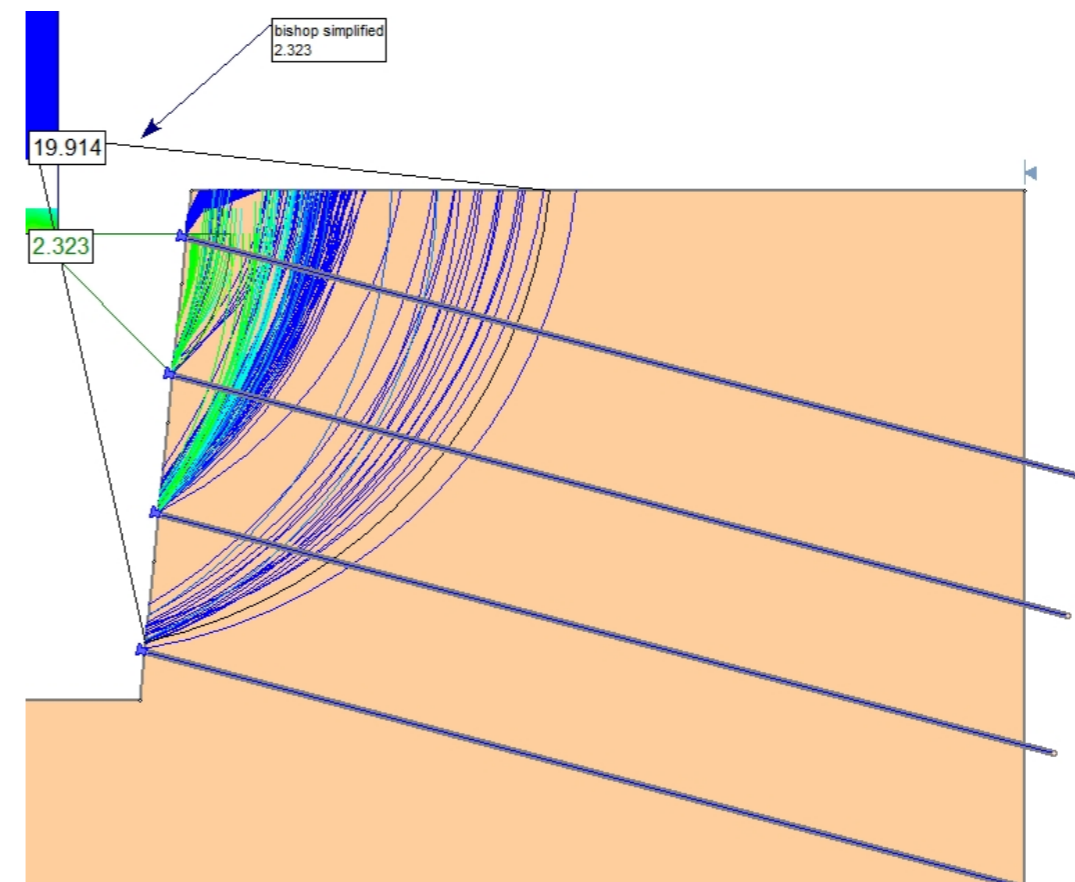
NAIL 2



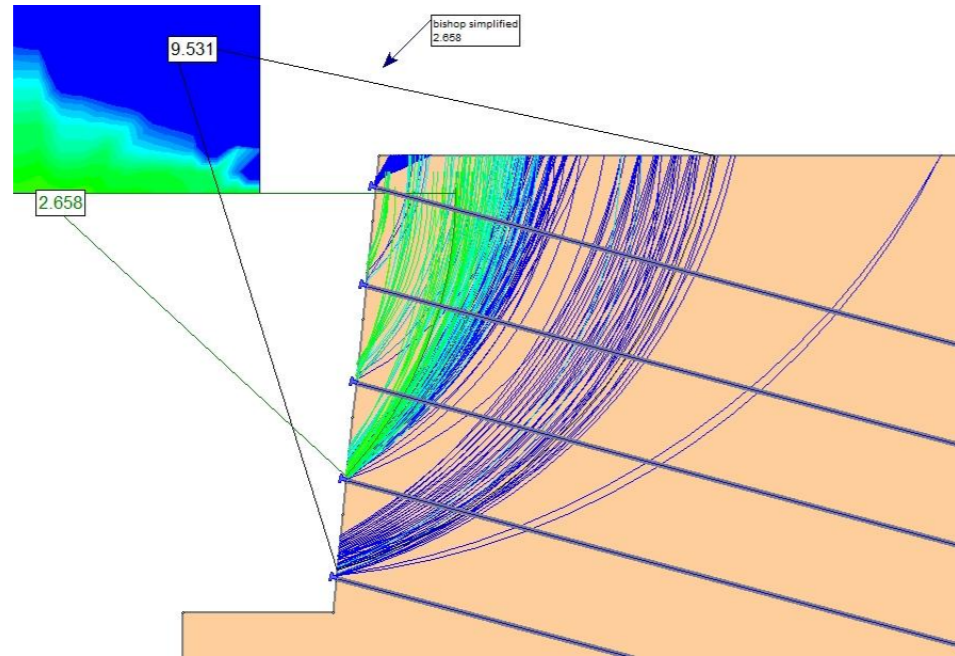
NAIL 3



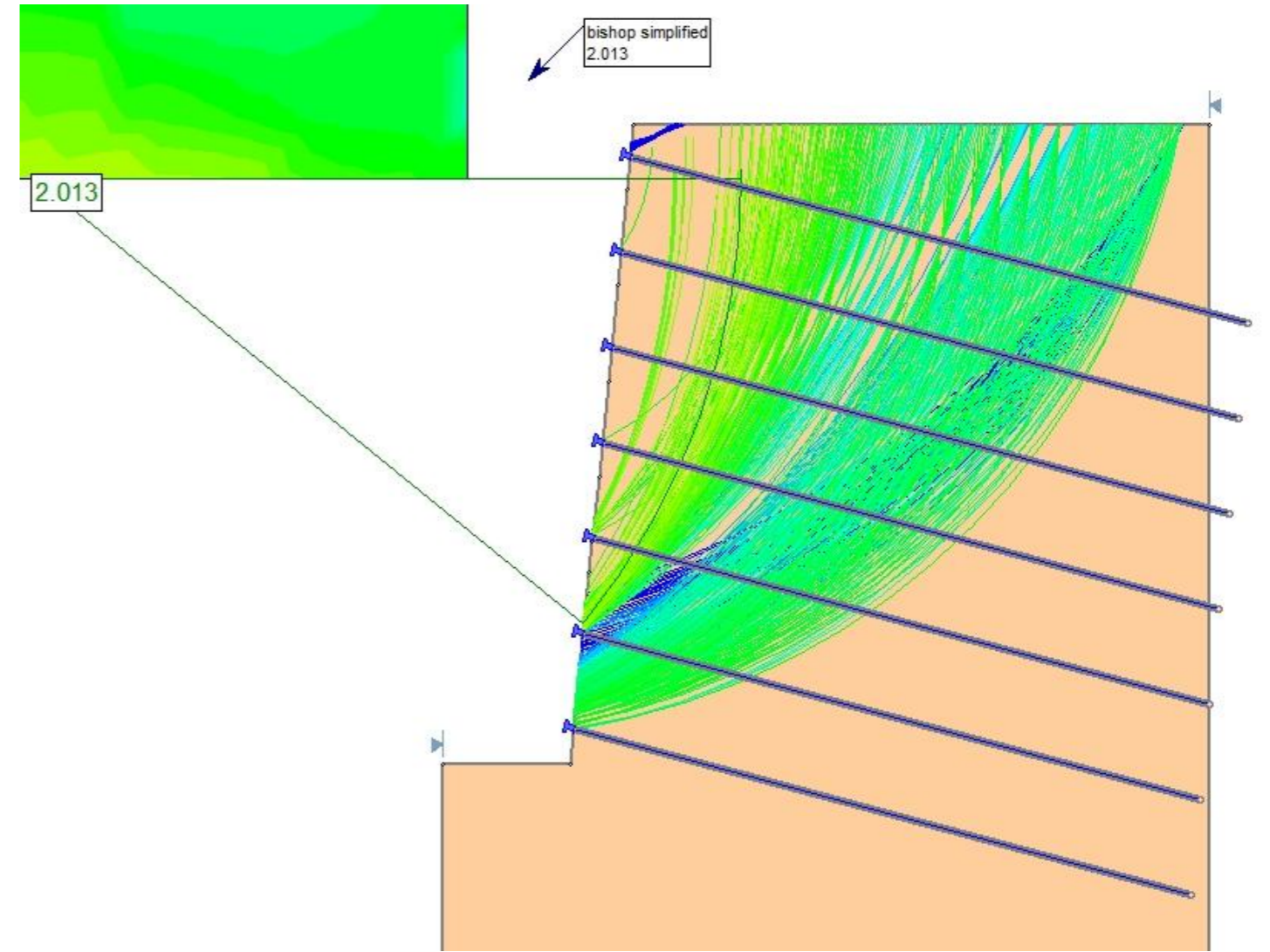
NAIL 4



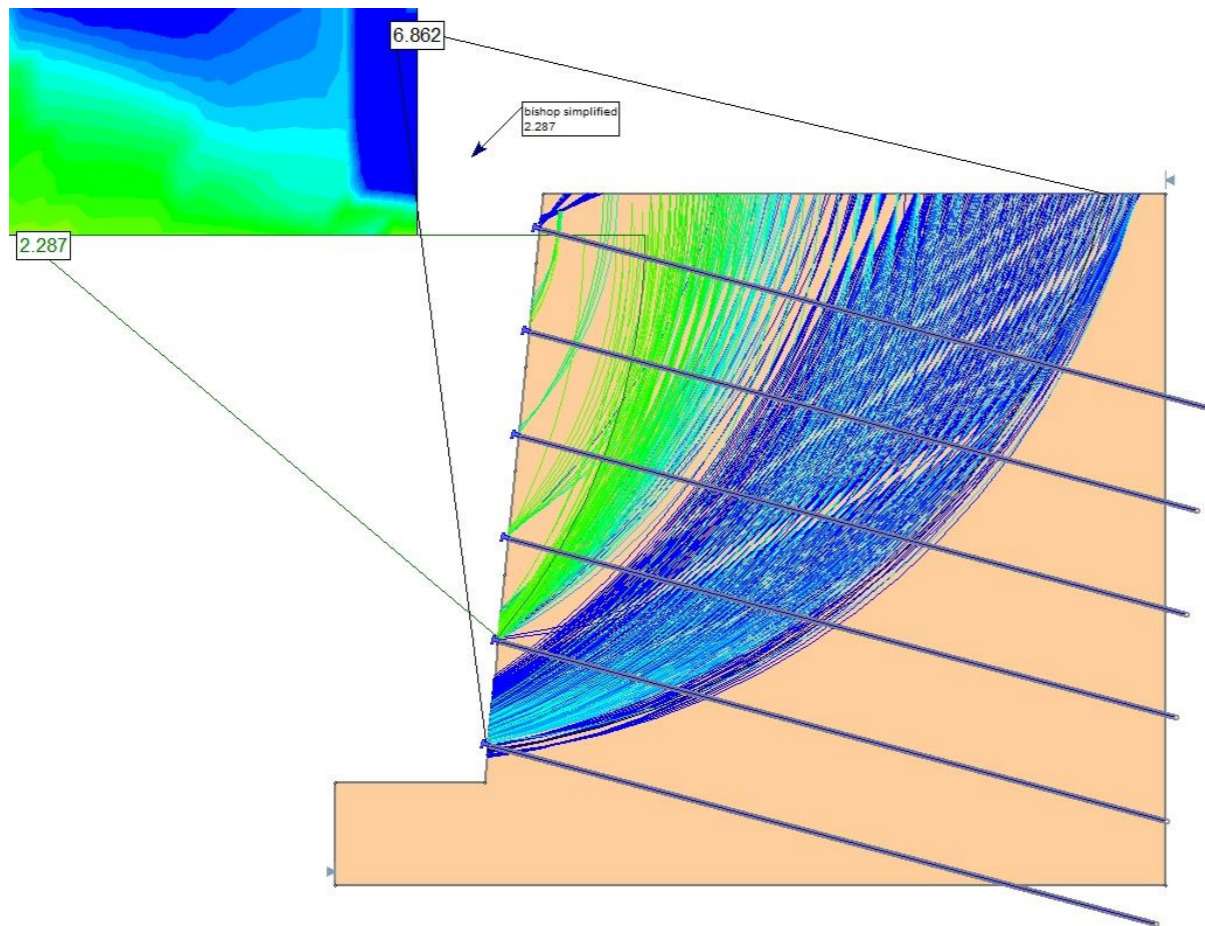
NAIL 5



NAIL 7

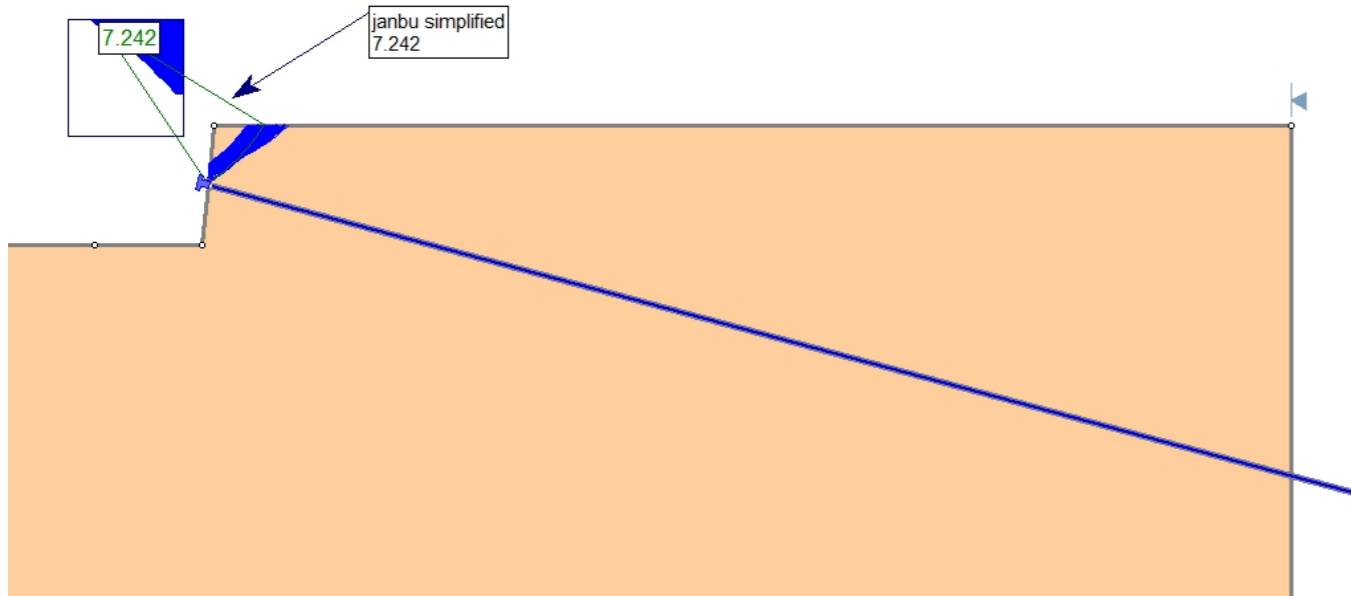


NAIL 6

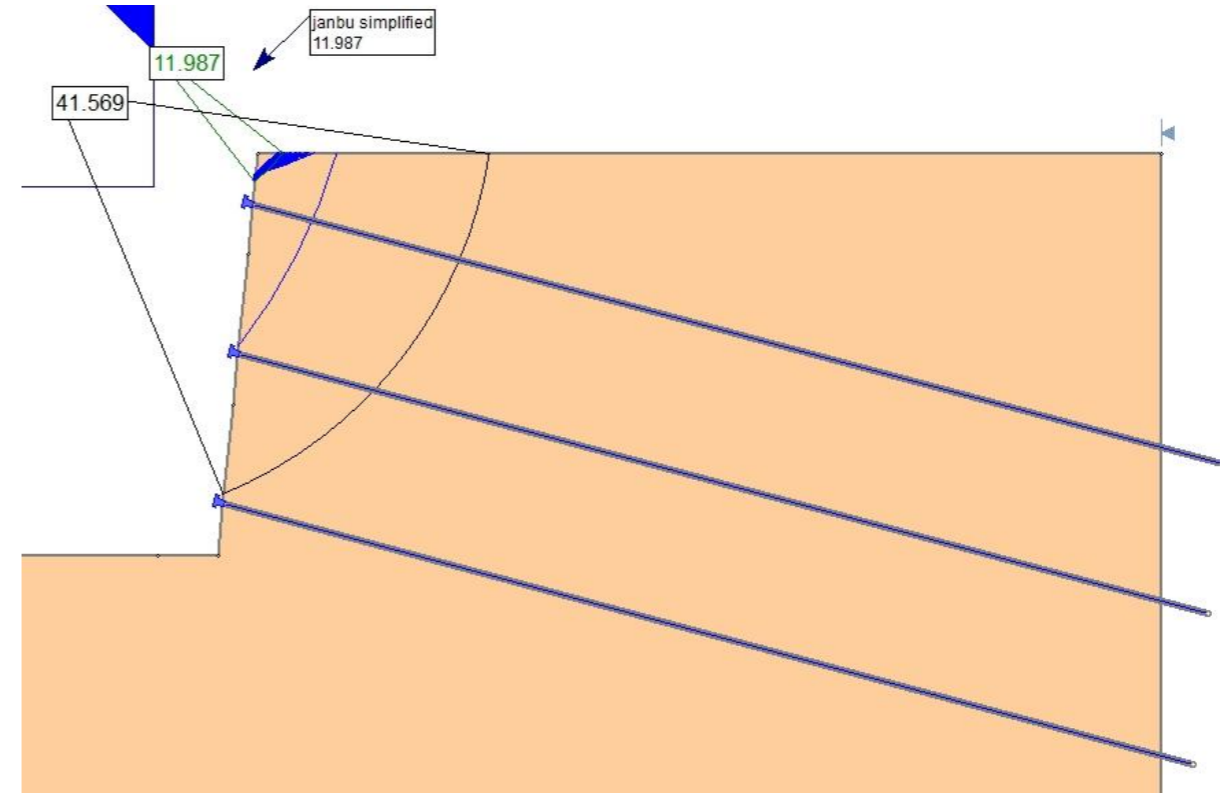


B1.3.5.2 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 10$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

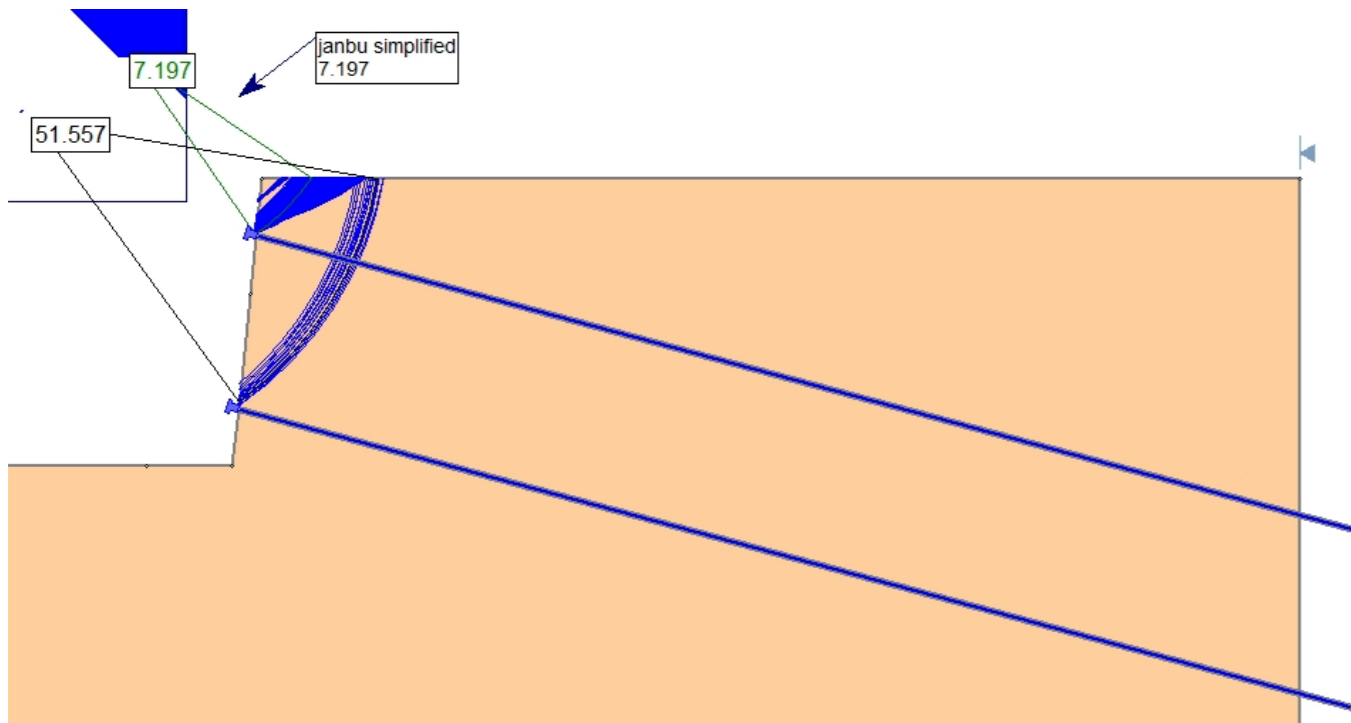
NAIL 1



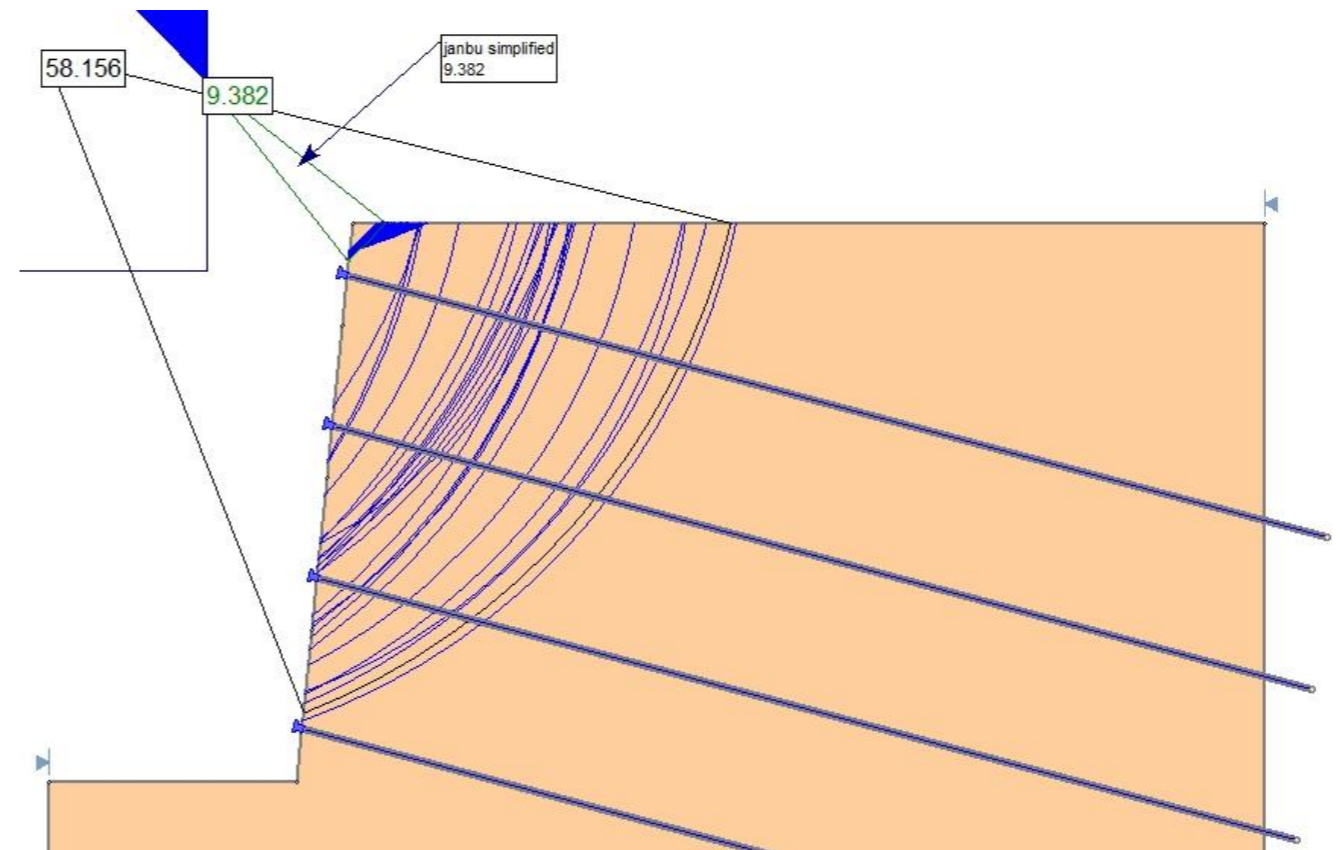
NAIL 3



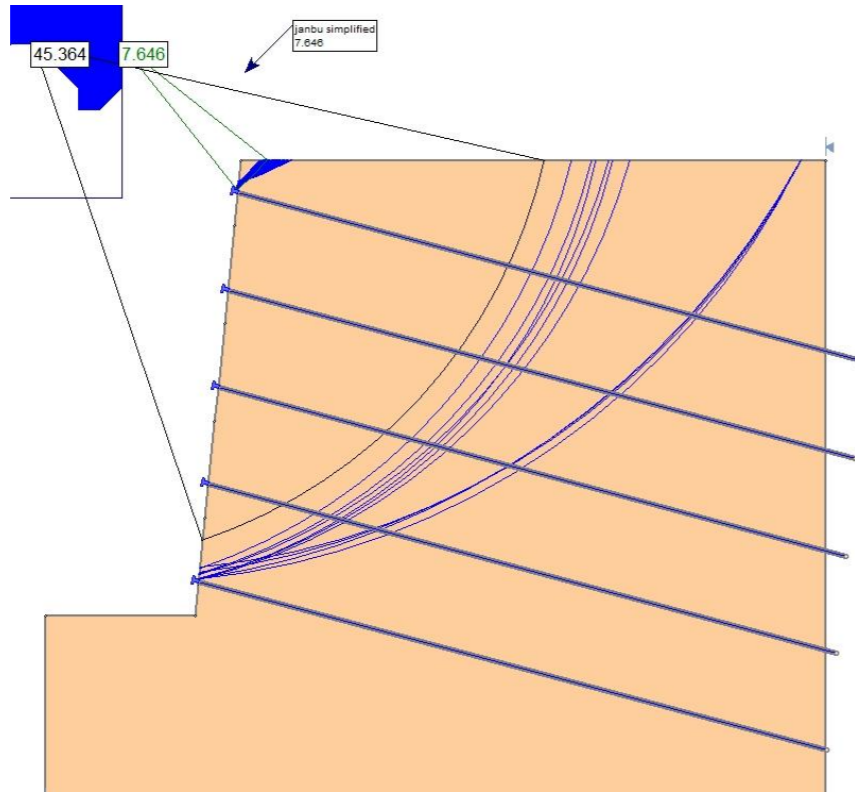
NAIL 2



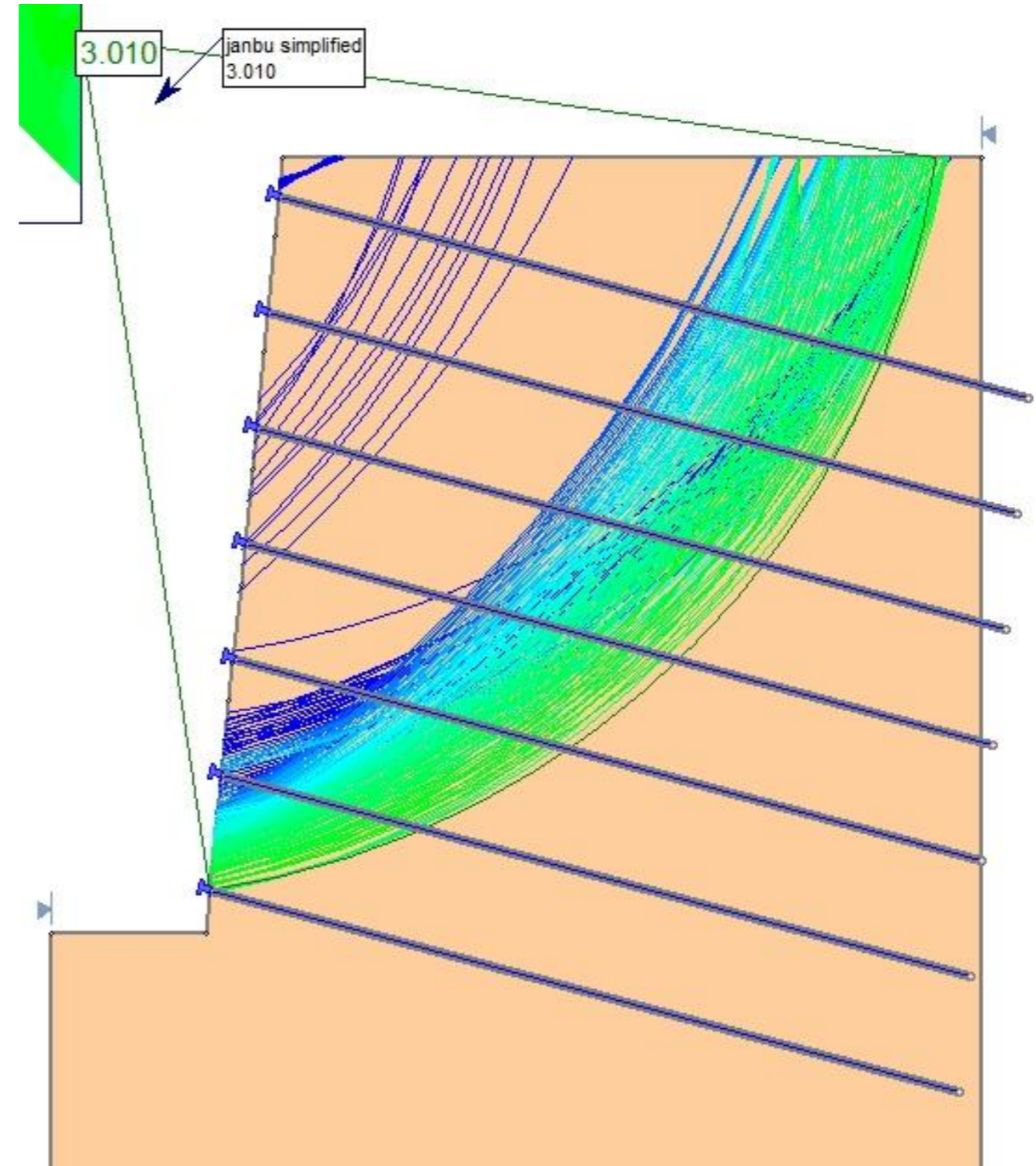
NAIL 4



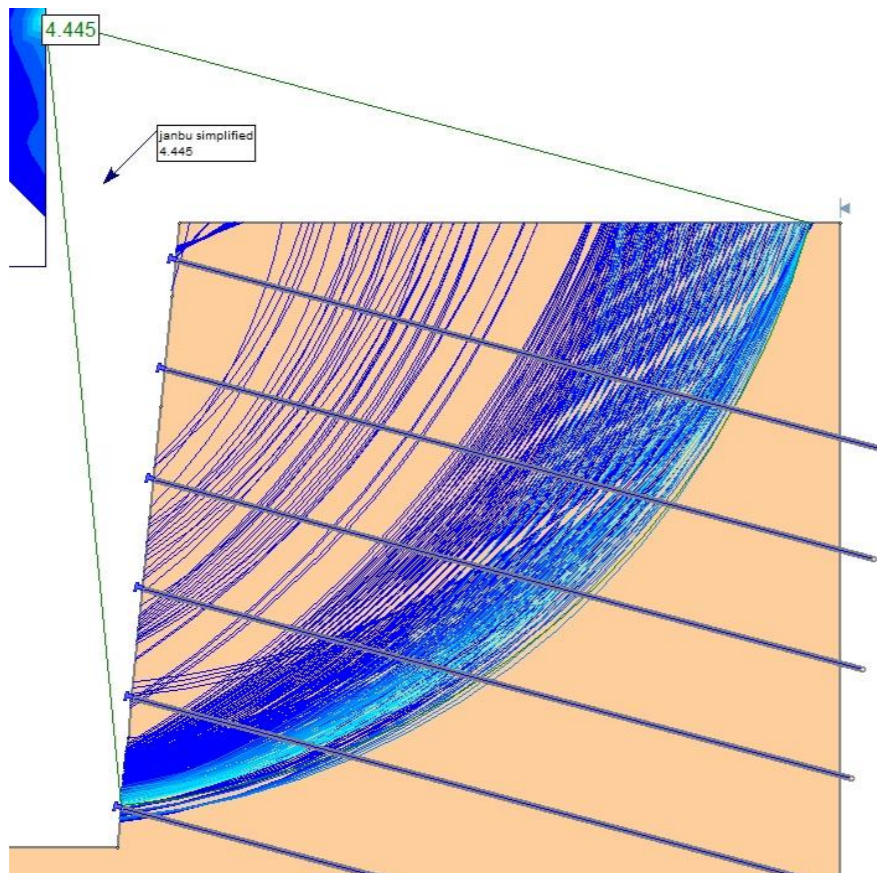
NAIL 5



NAIL 7

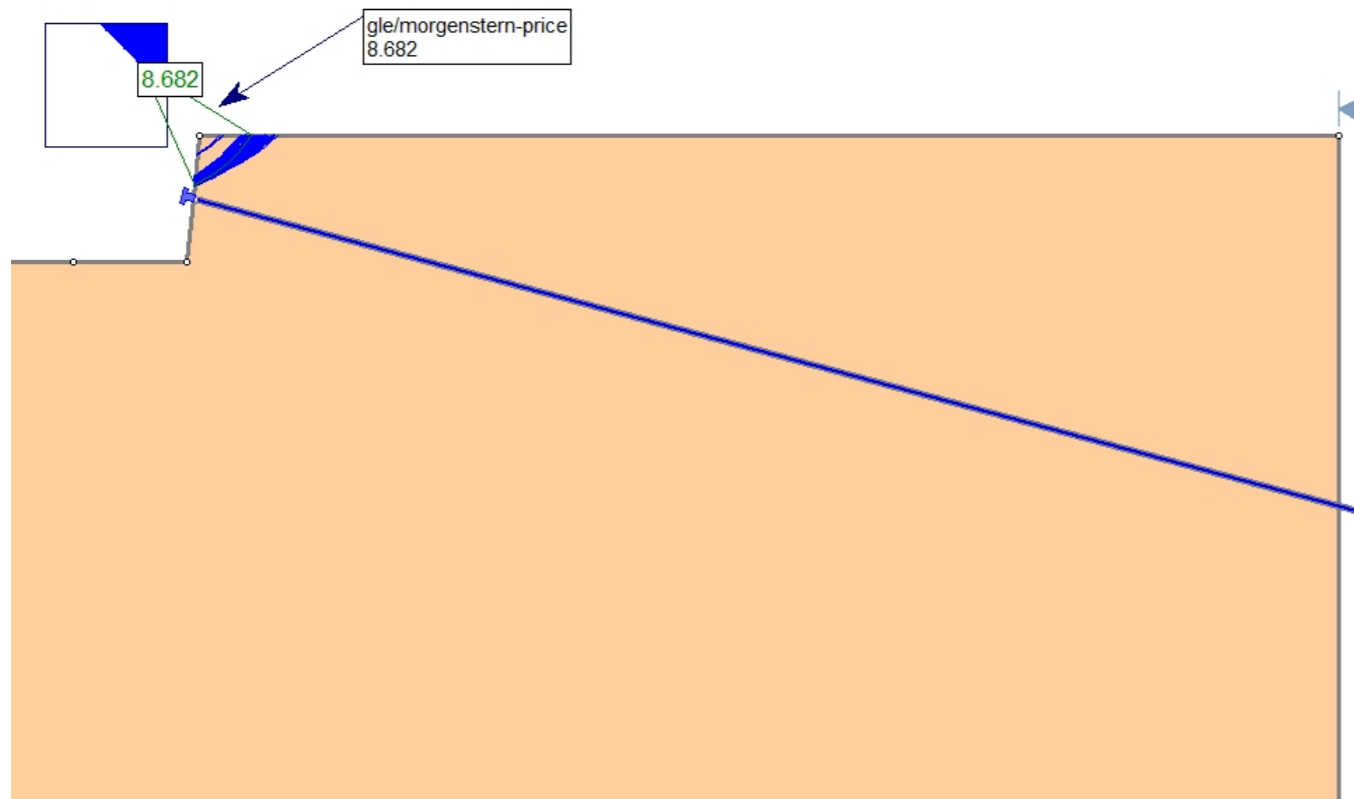


NAIL 6

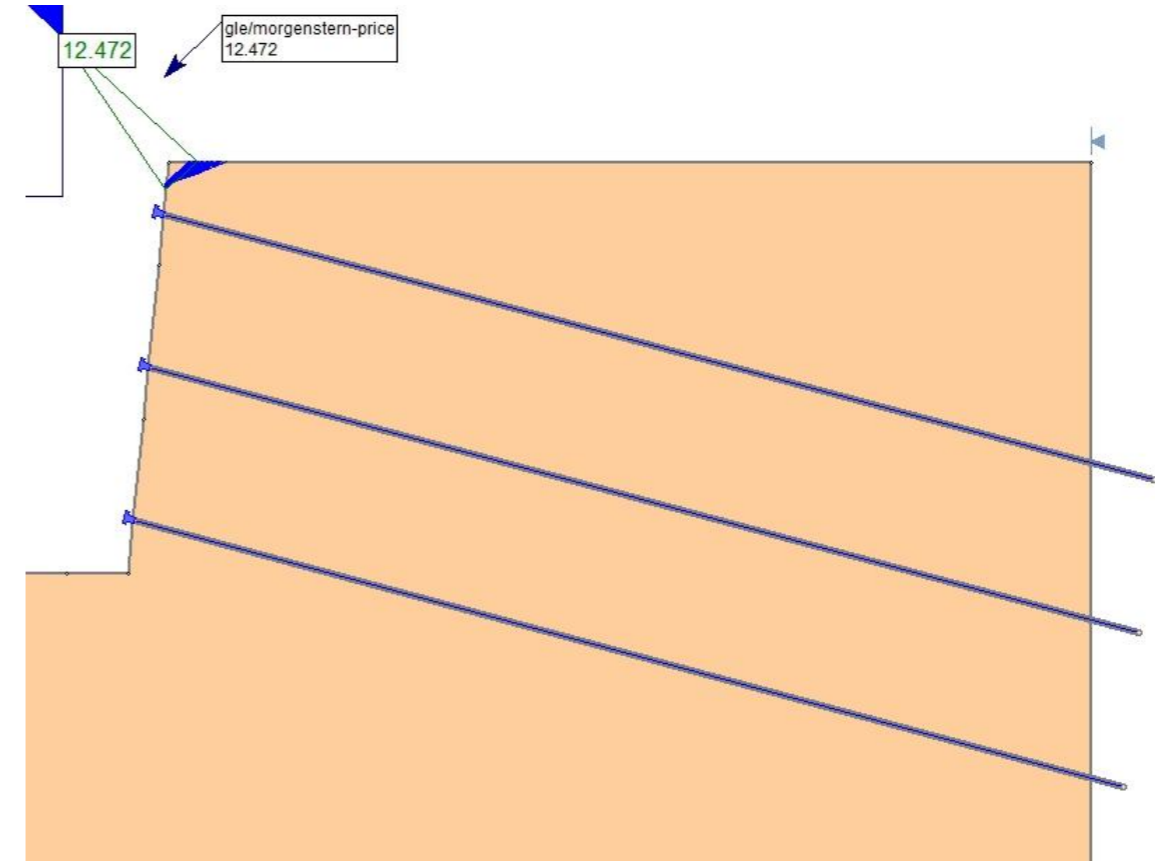


B1.3.5.3 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 10$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

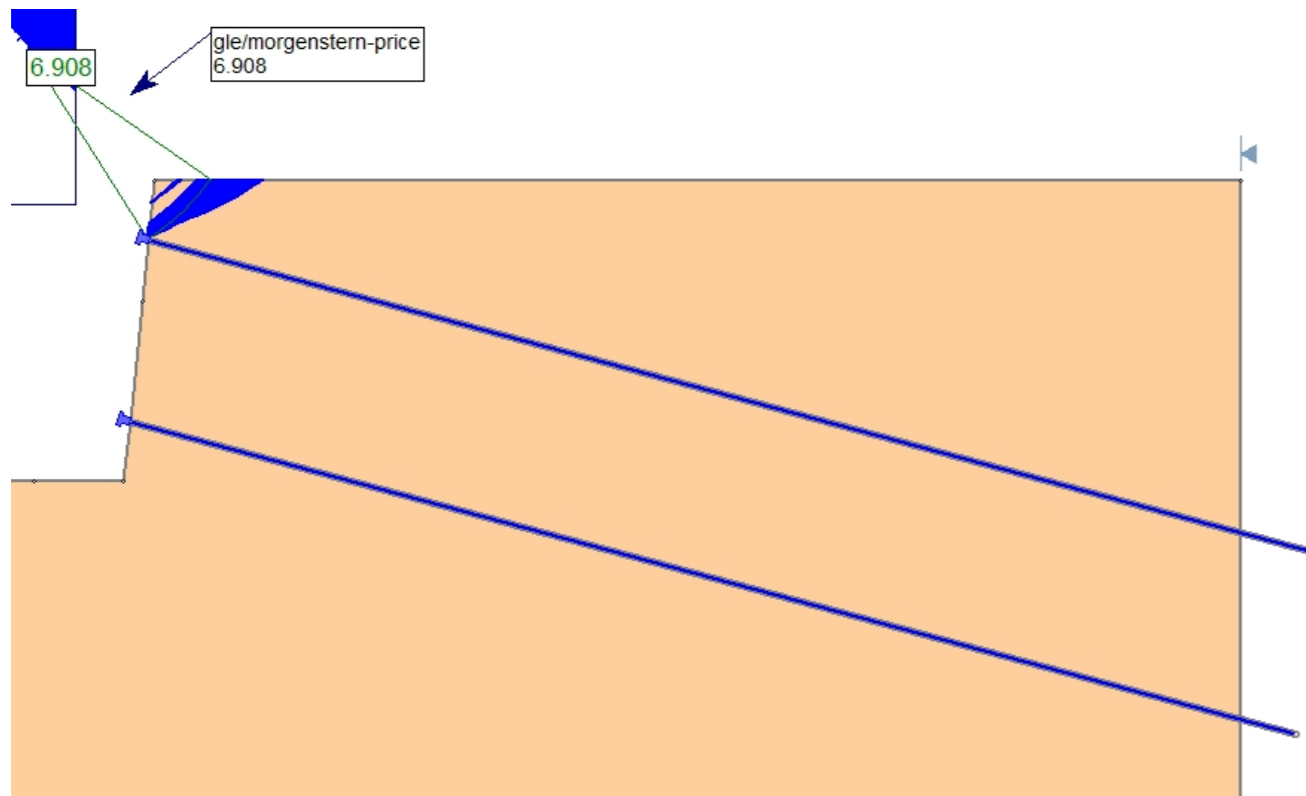
NAIL 1



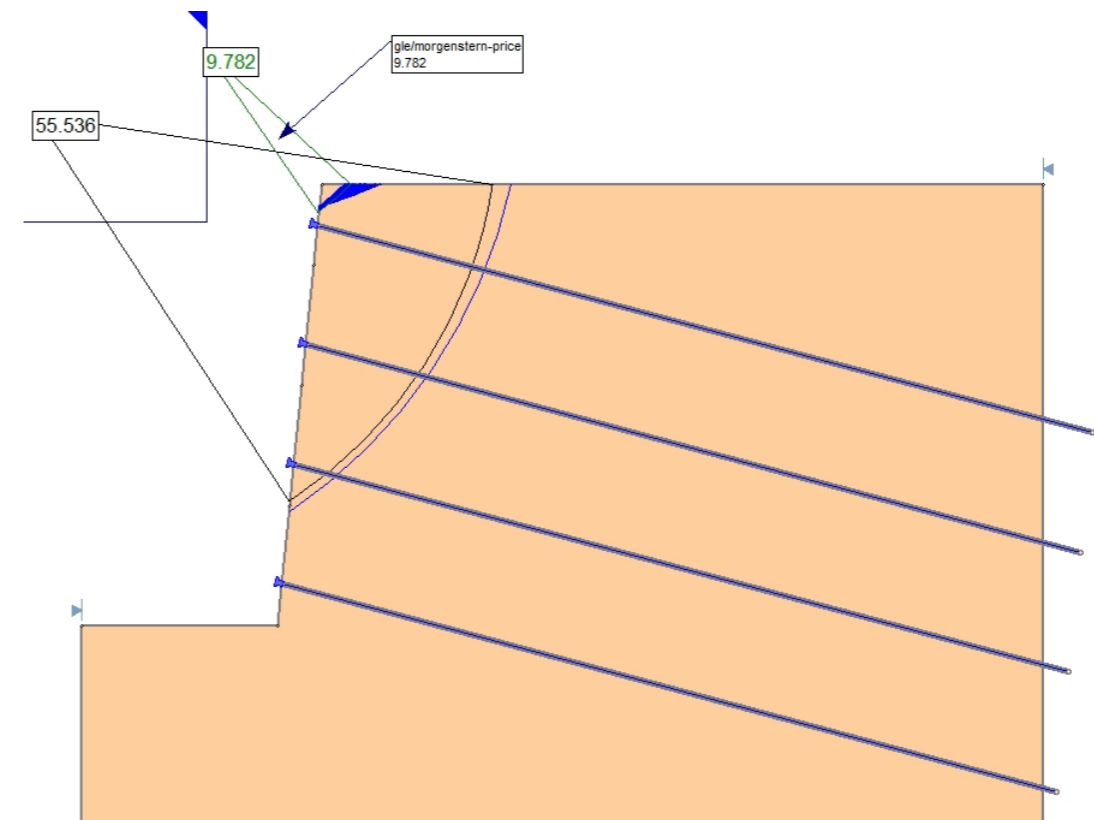
NAIL 3



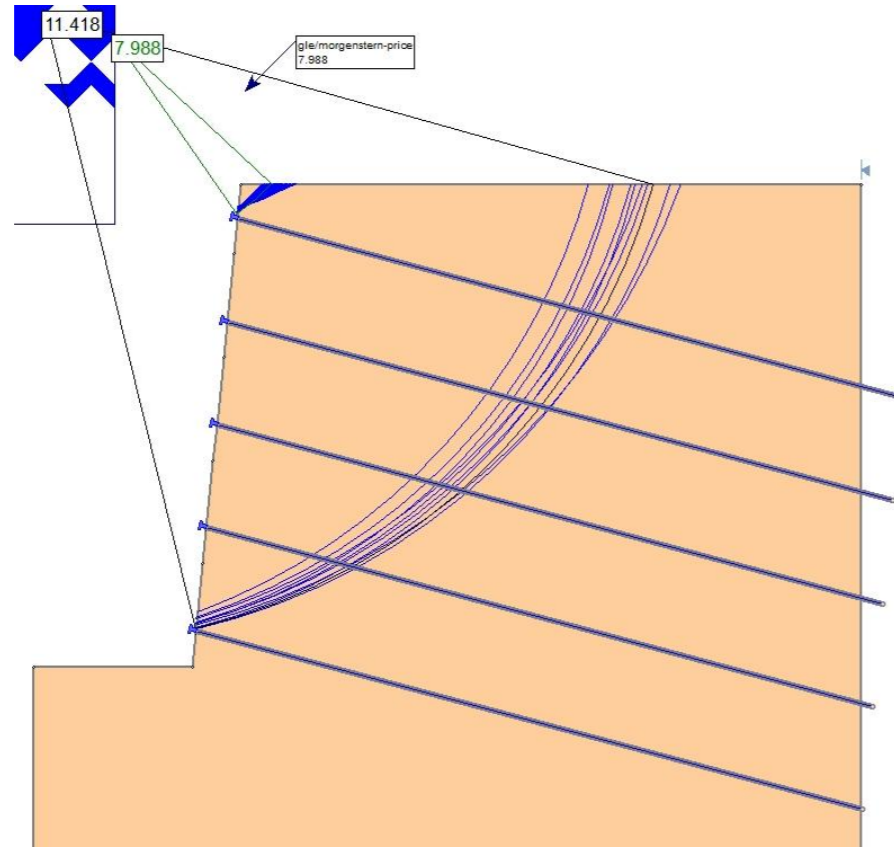
NAIL 2



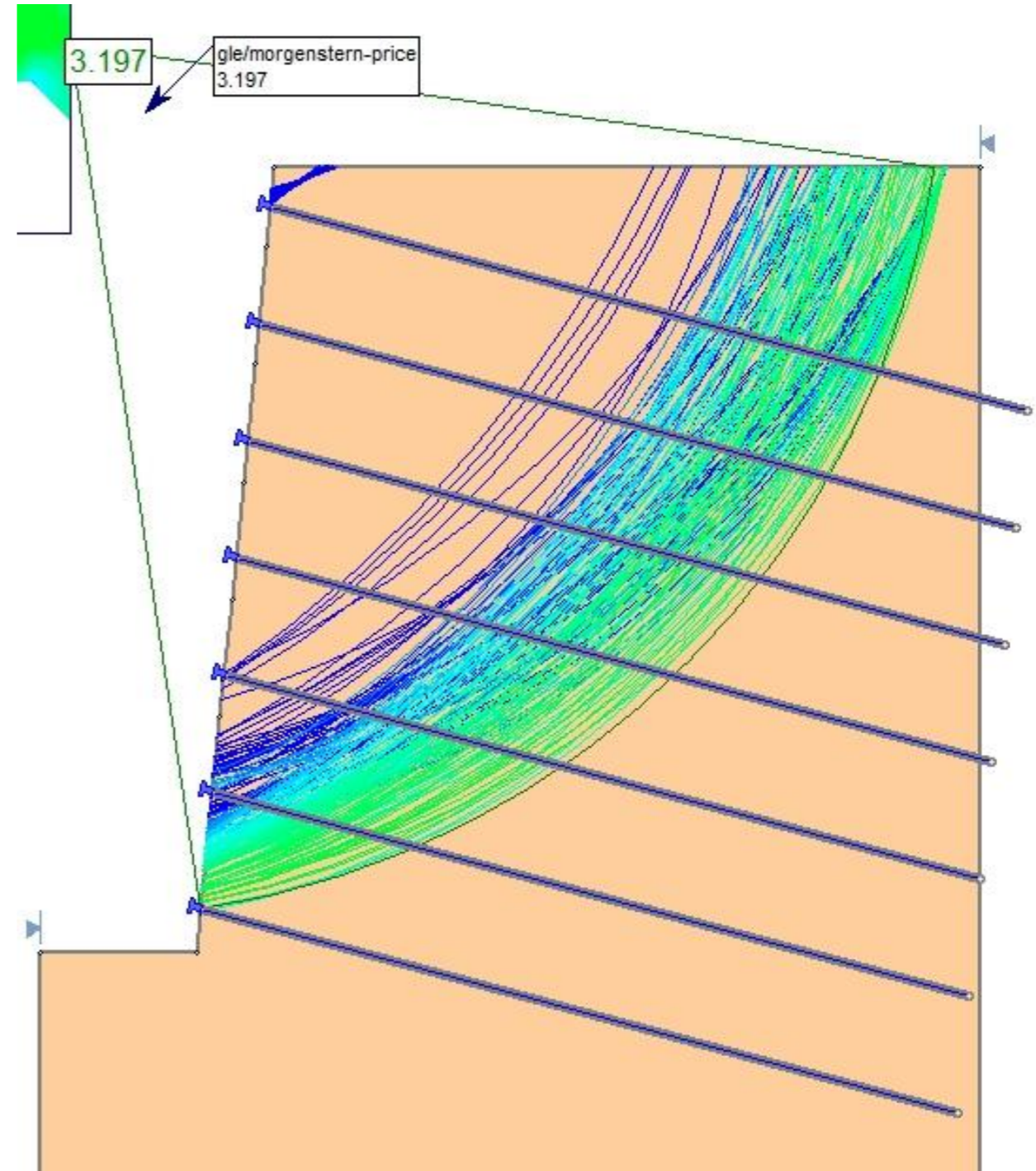
NAIL 4



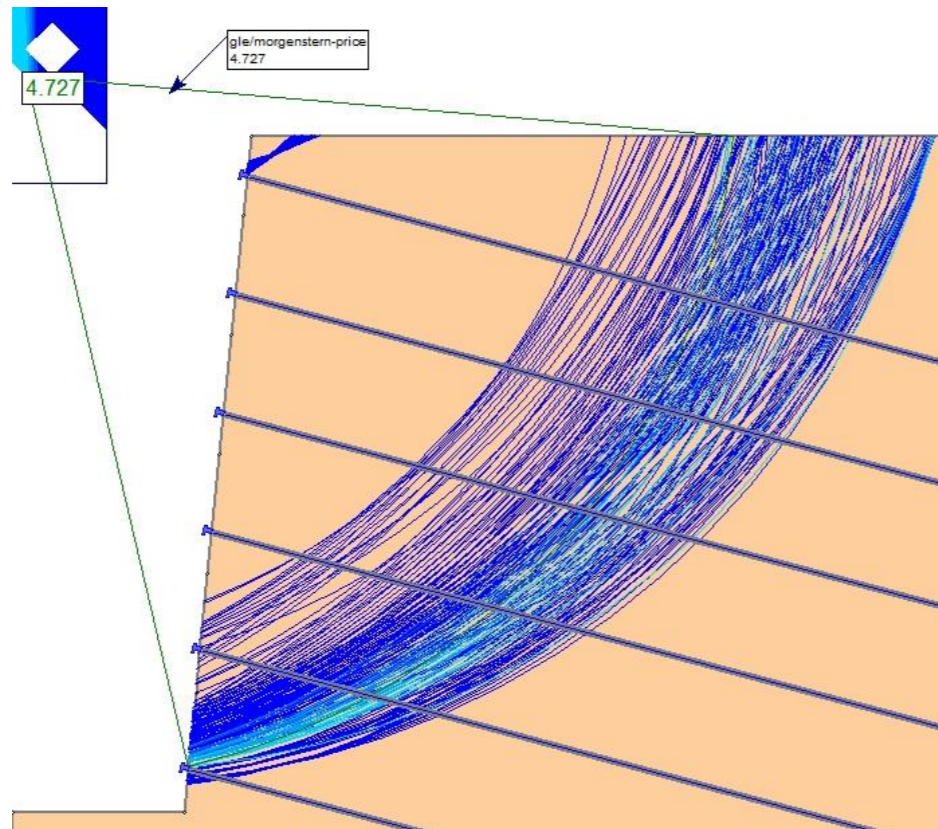
NAIL 5



NAIL 7

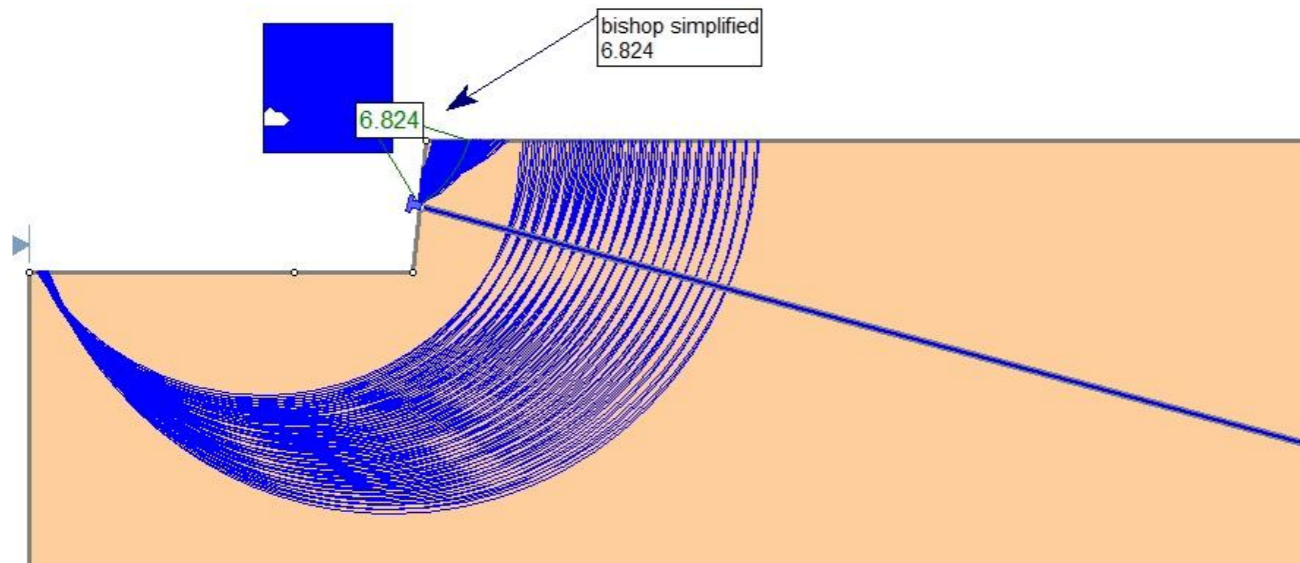


NAIL 6

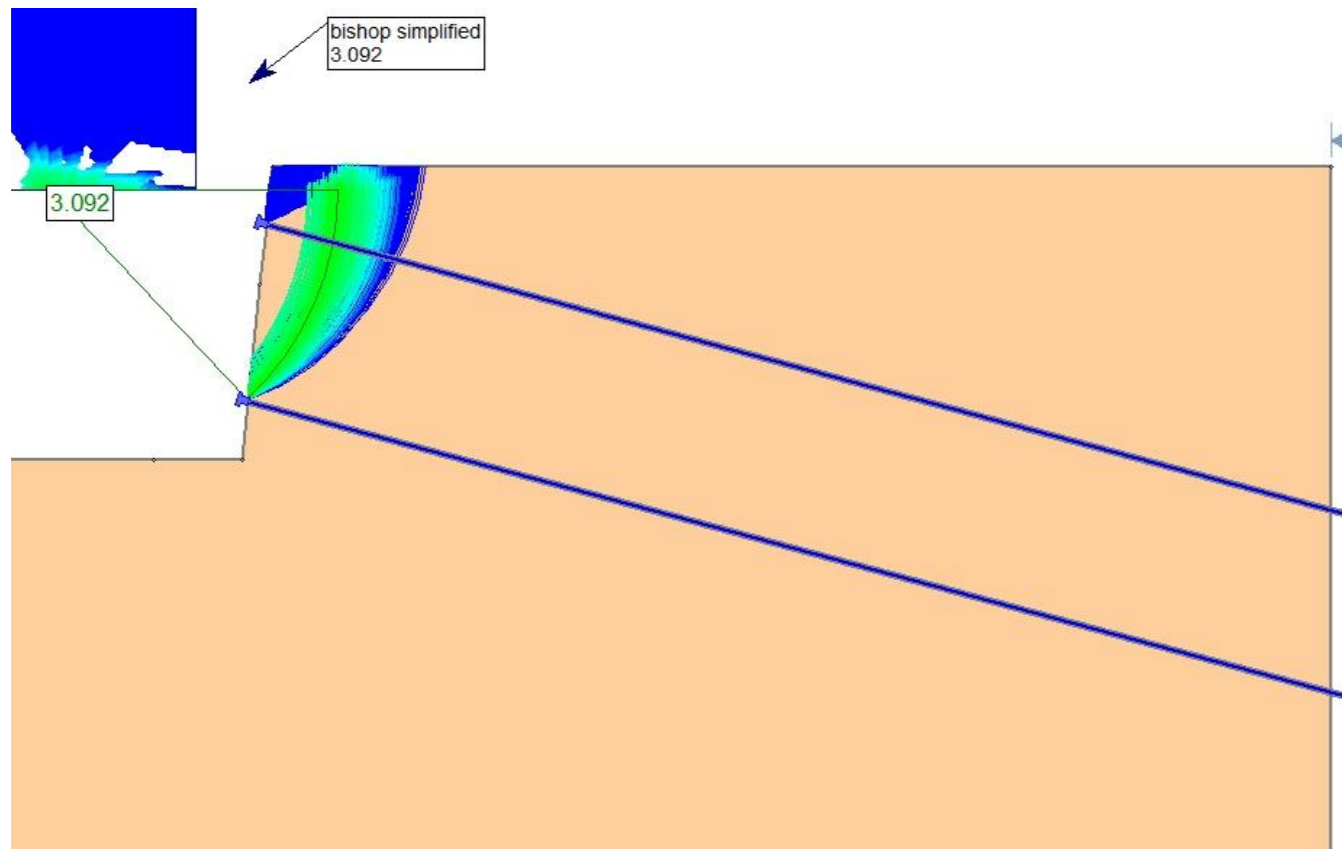


B1.3.6.1 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 11$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

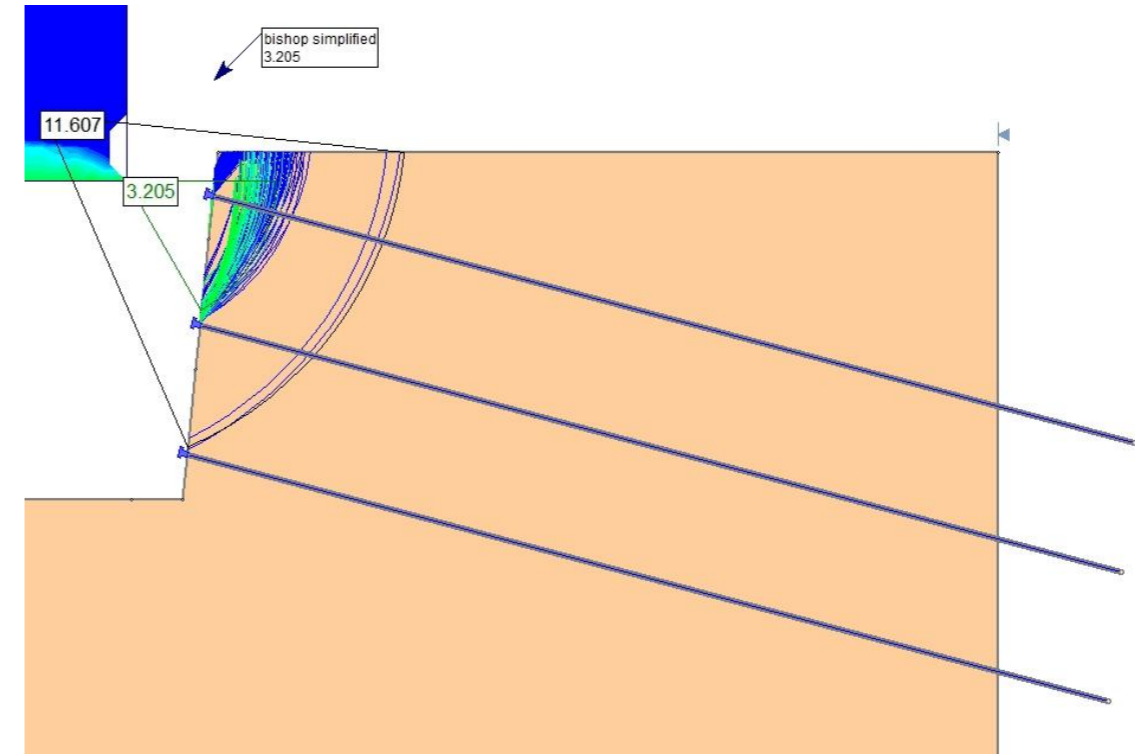
NAIL 1



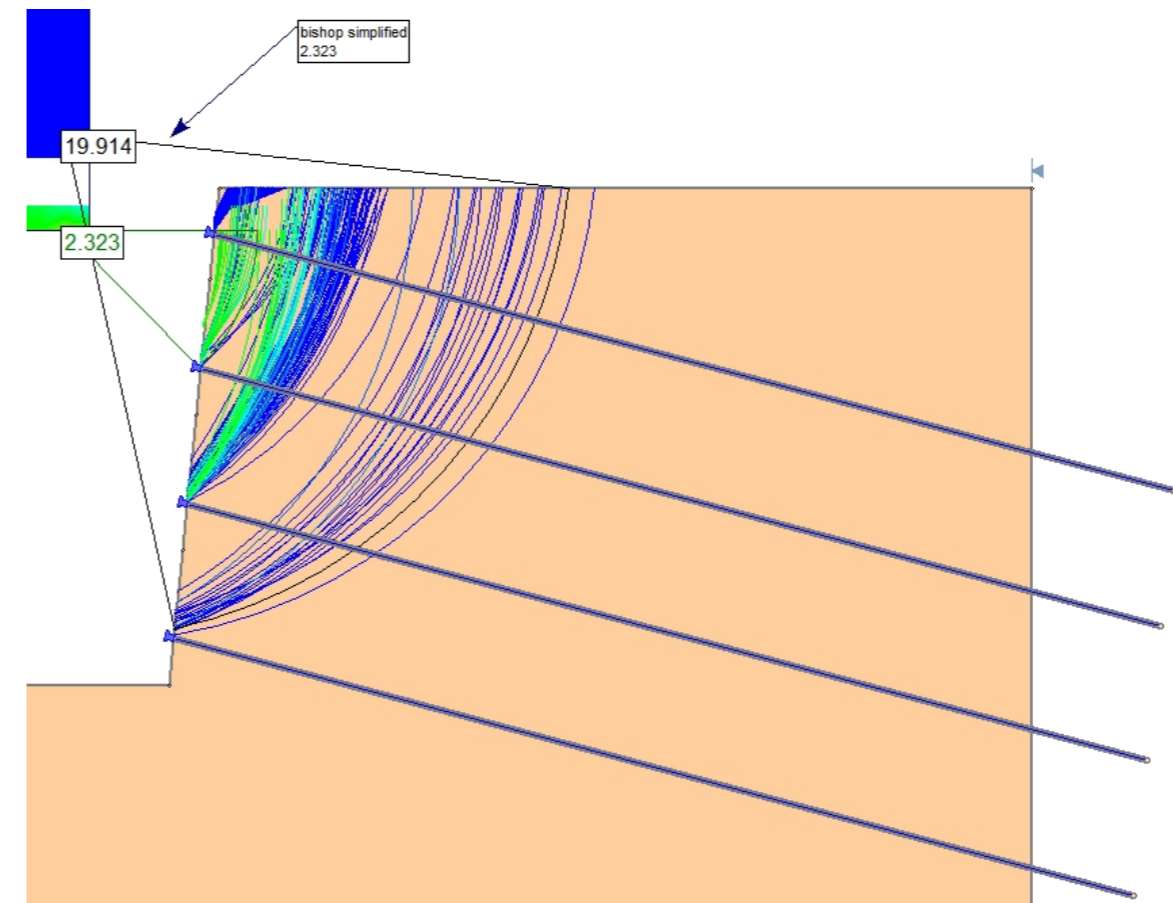
NAIL 2



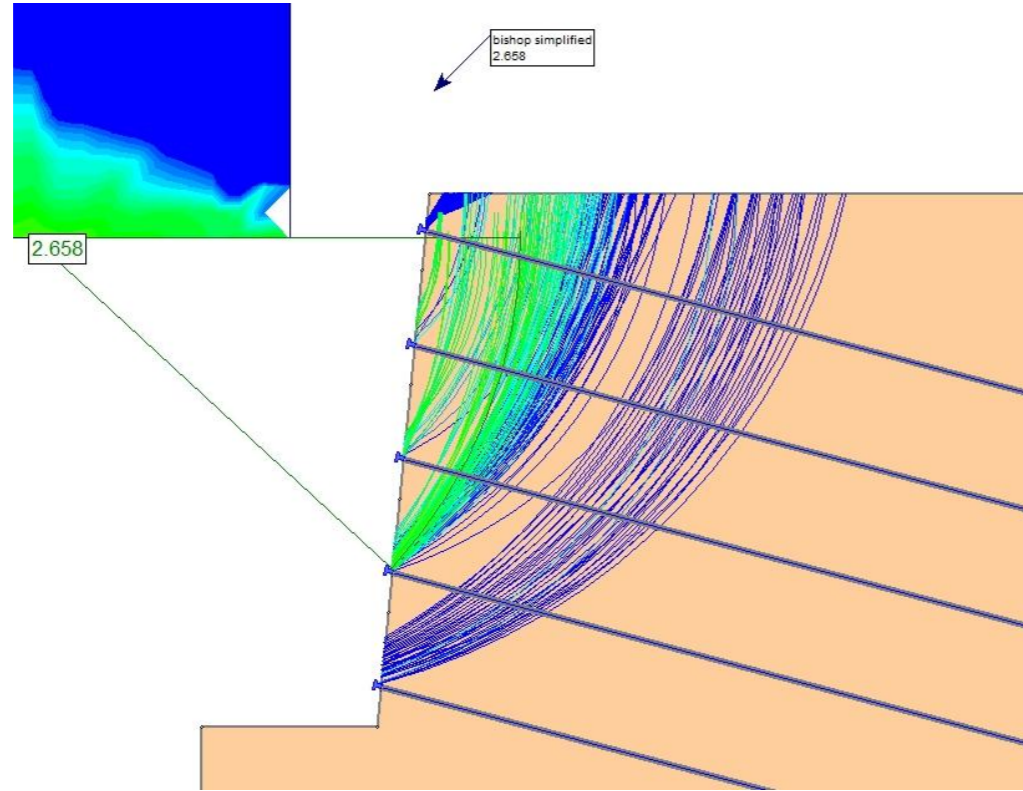
NAIL 3



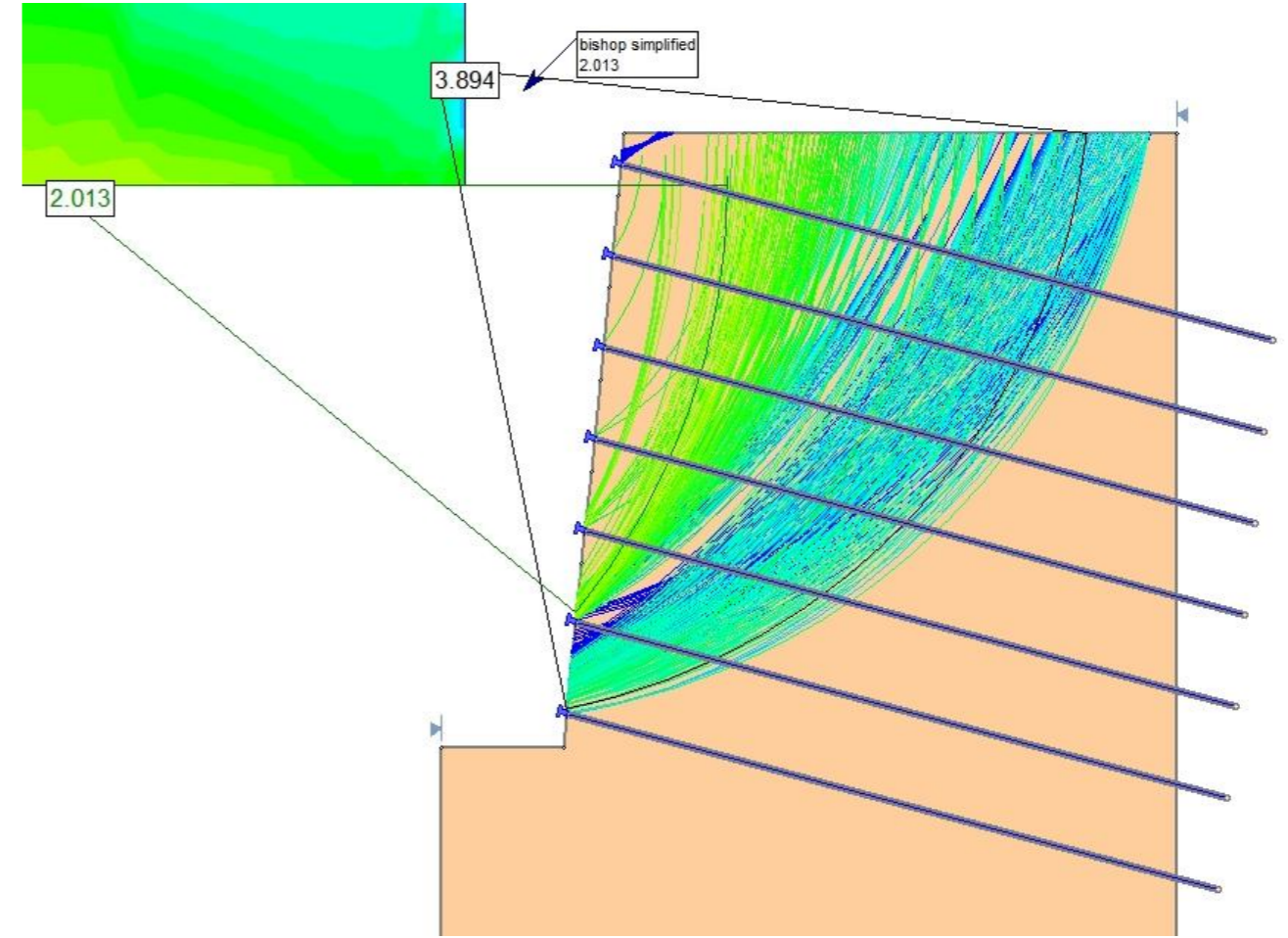
NAIL 4



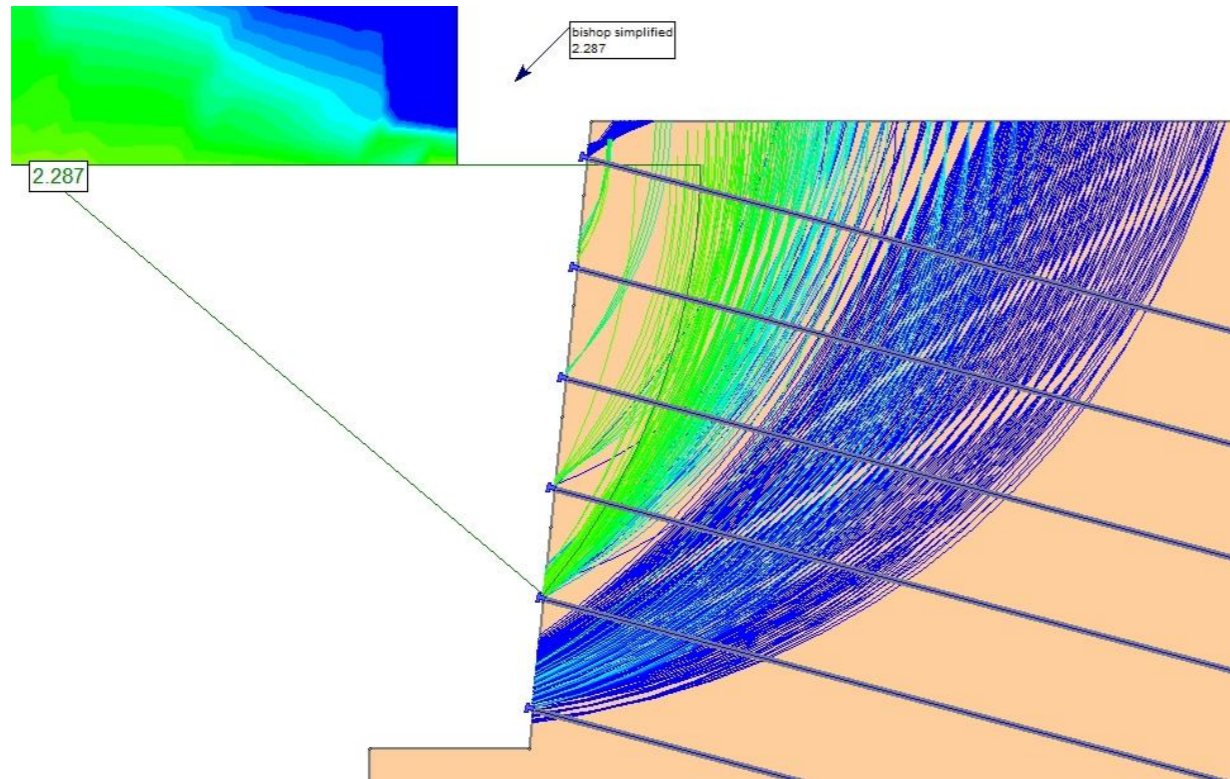
NAIL 5



NAIL 7

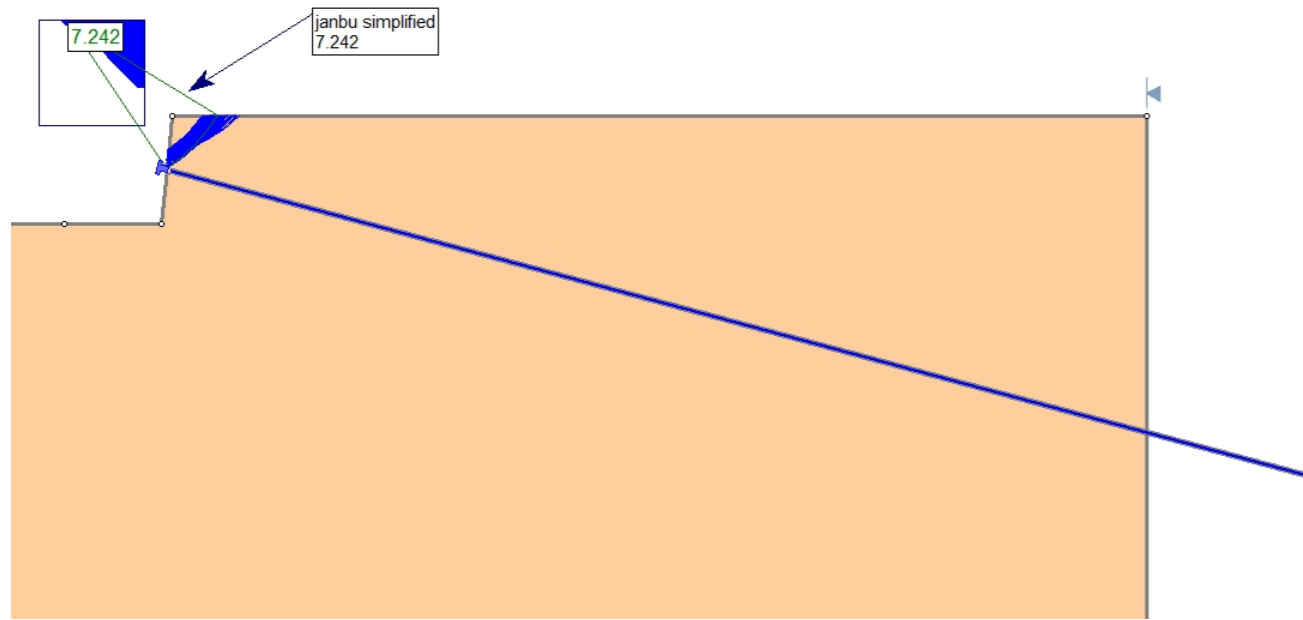


NAIL 6

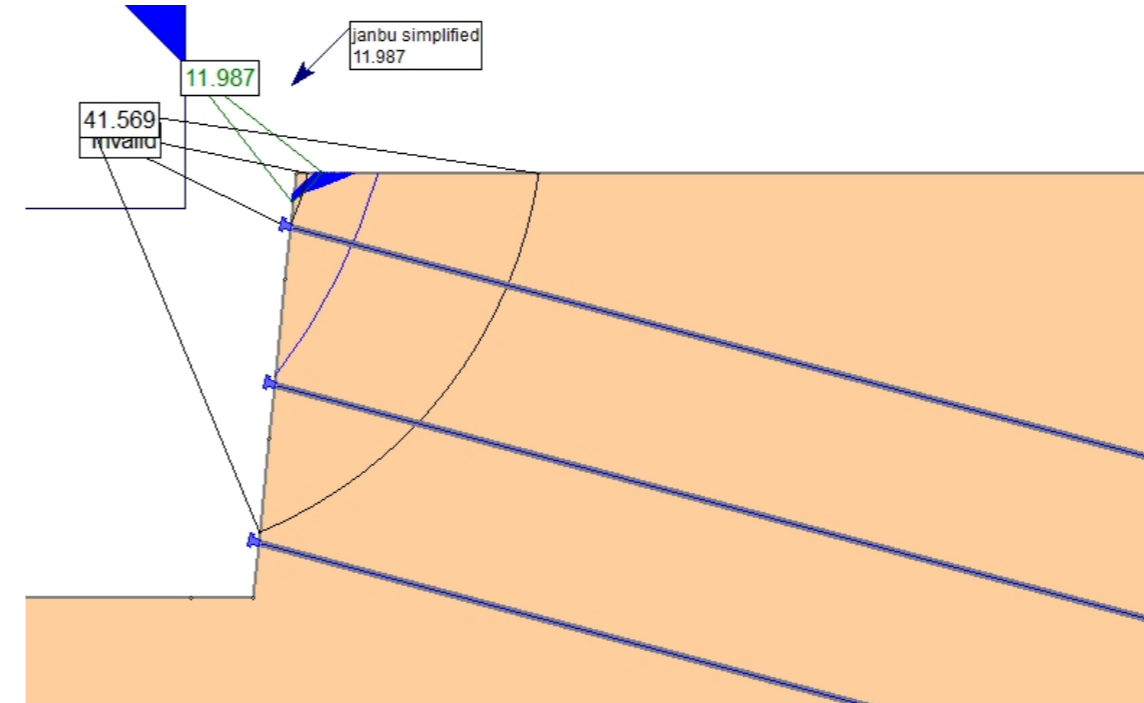


B1.3.6.2 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 11$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

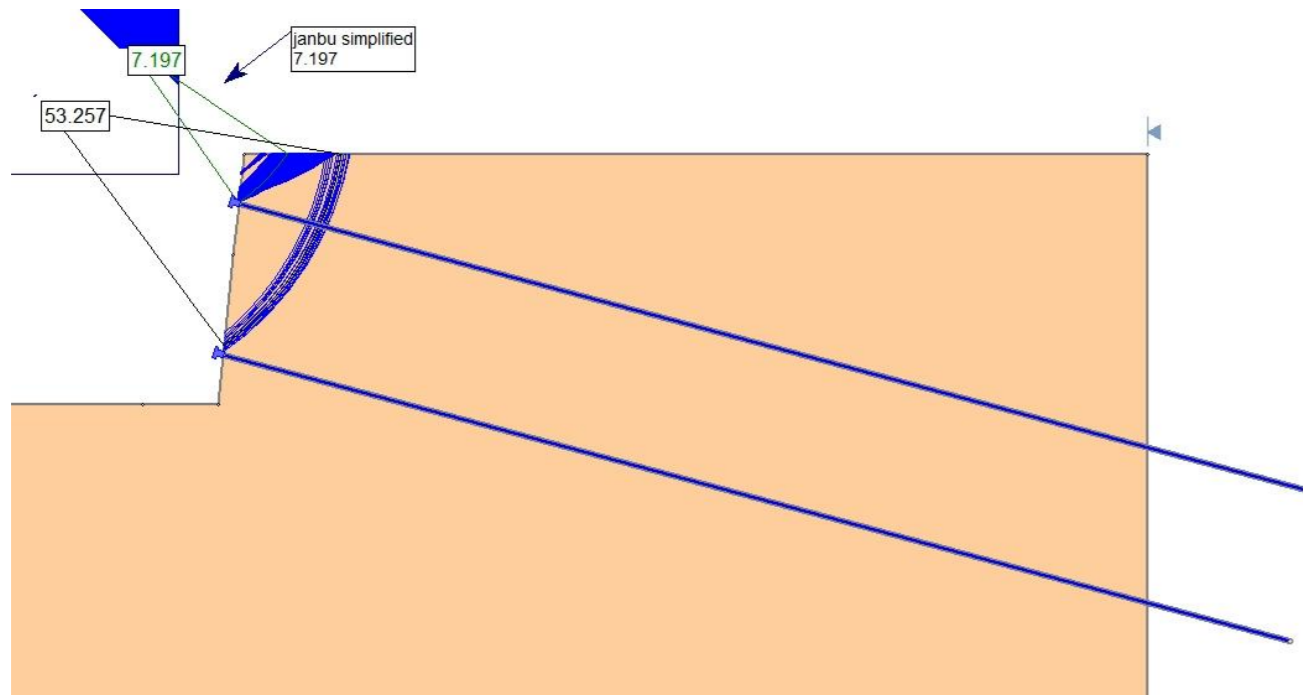
NAIL 1



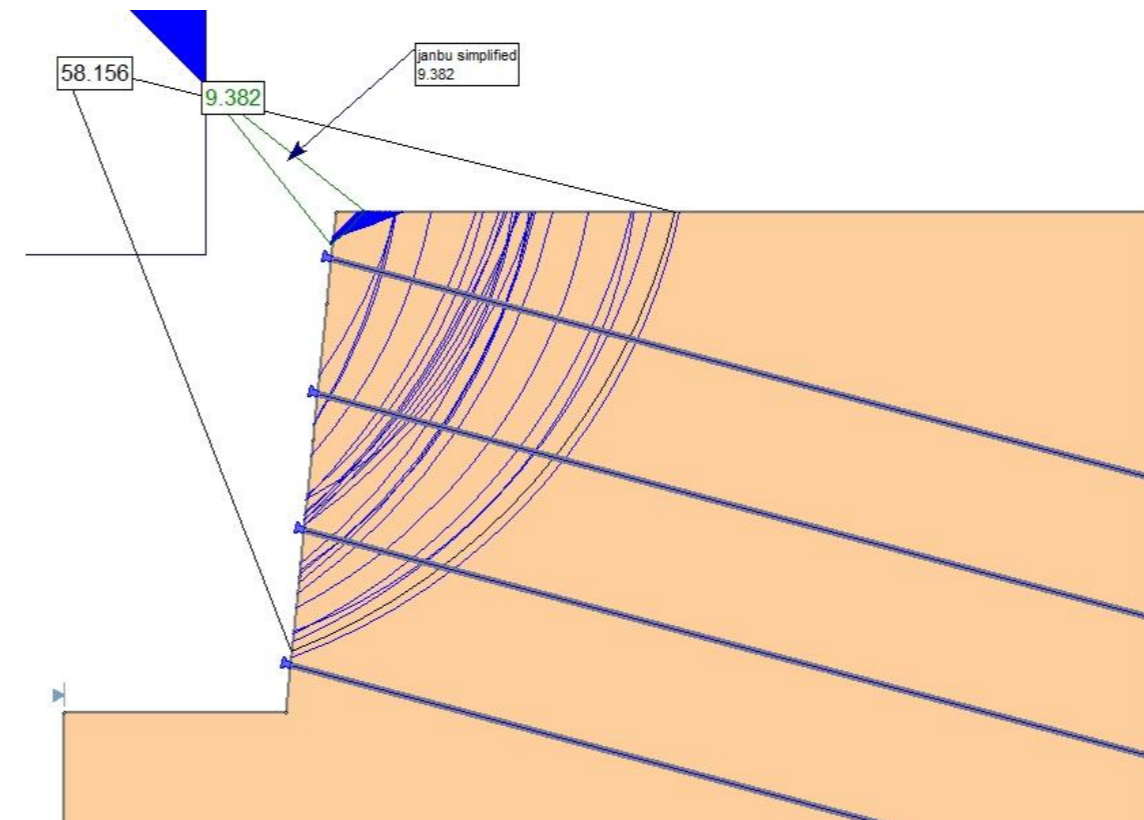
NAIL 3



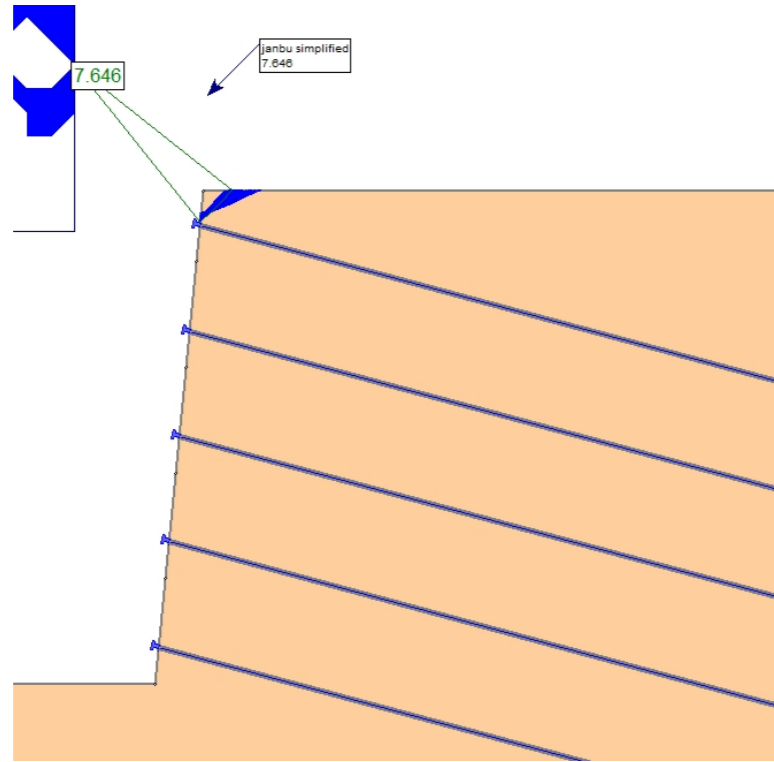
NAIL 2



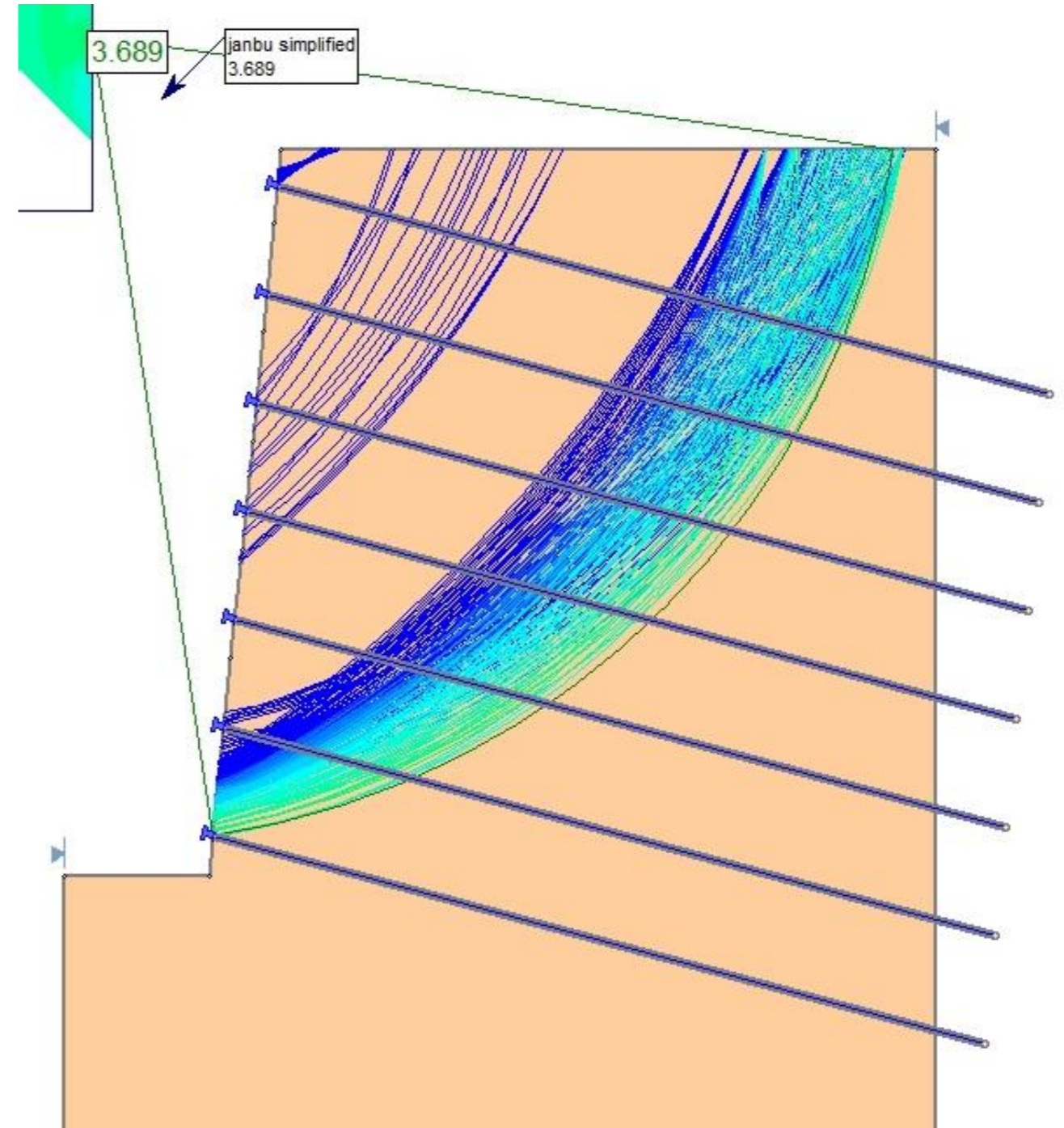
NAIL 4



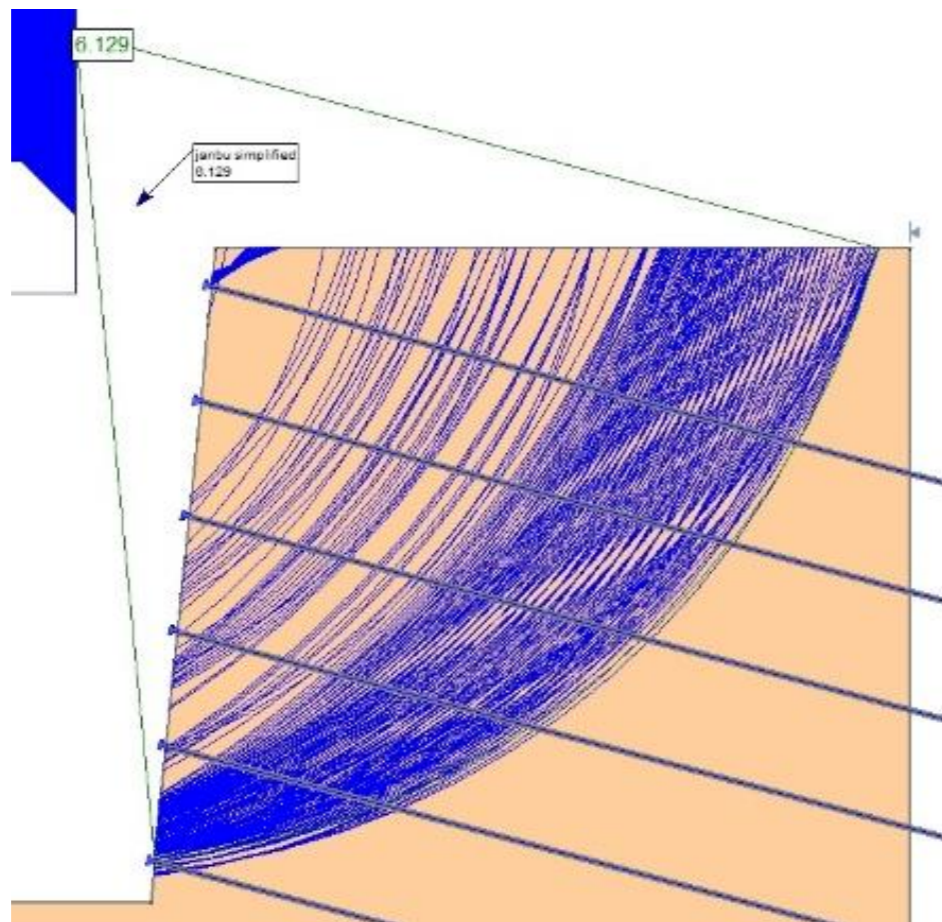
NAIL 5



NAIL 7

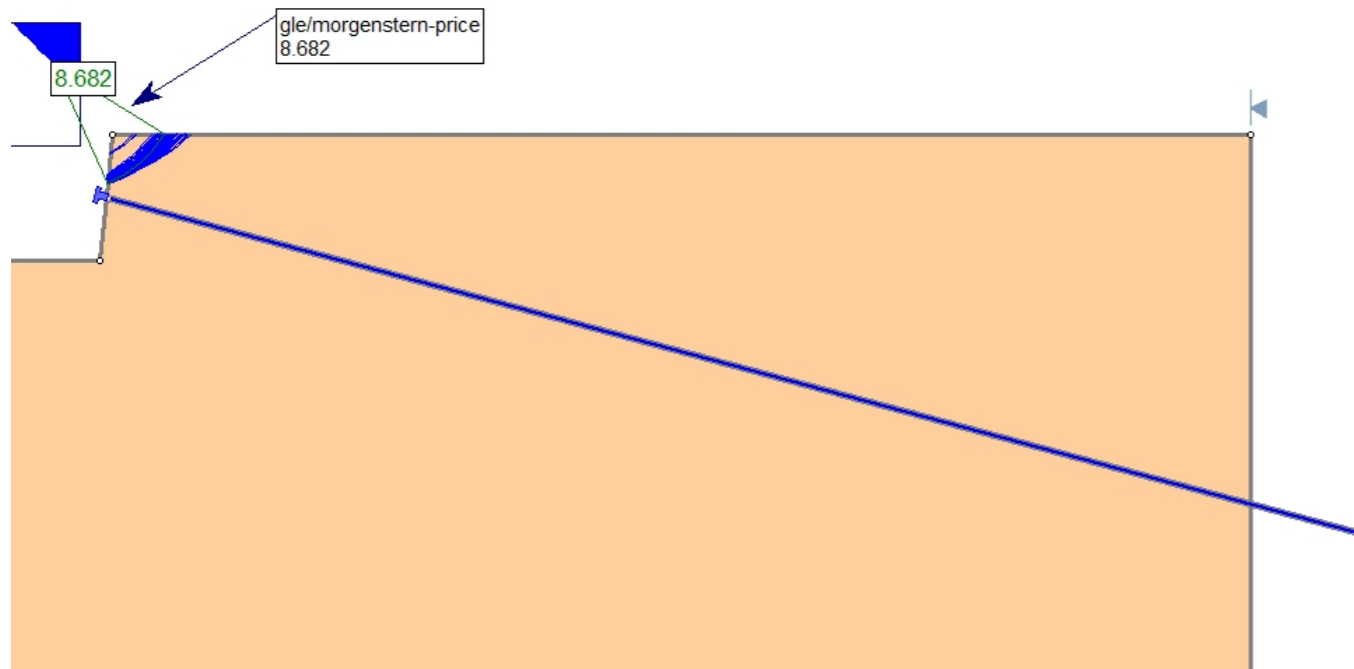


NAIL 6

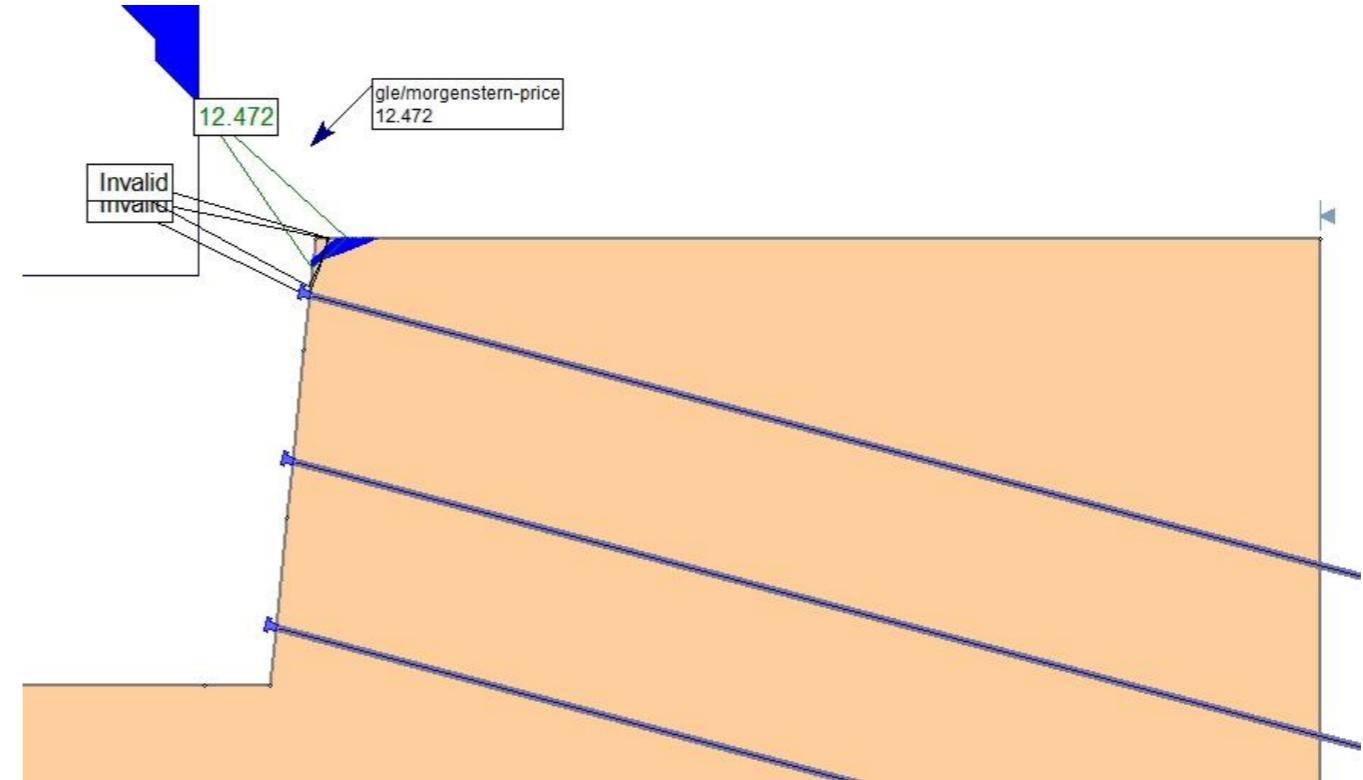


B1.3.6.3 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 11$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

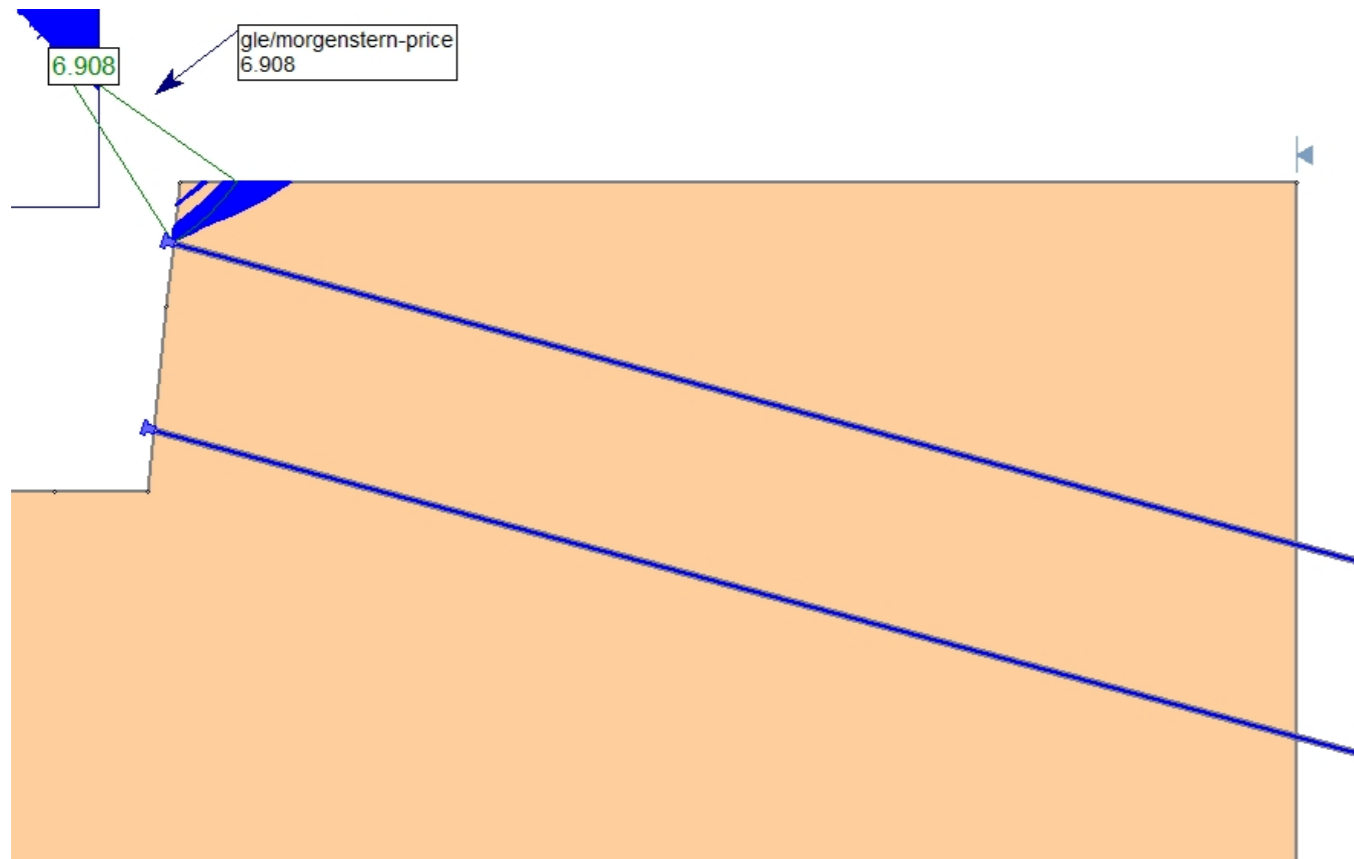
NAIL 1



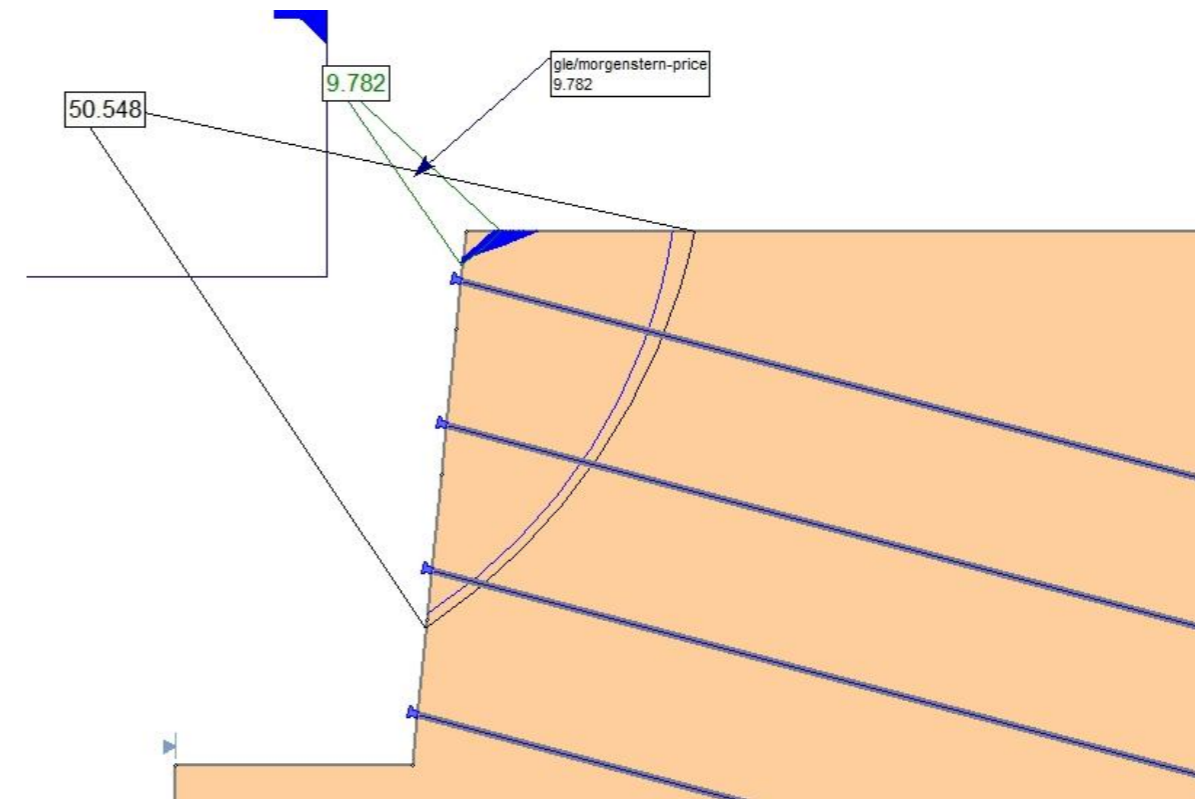
NAIL 3



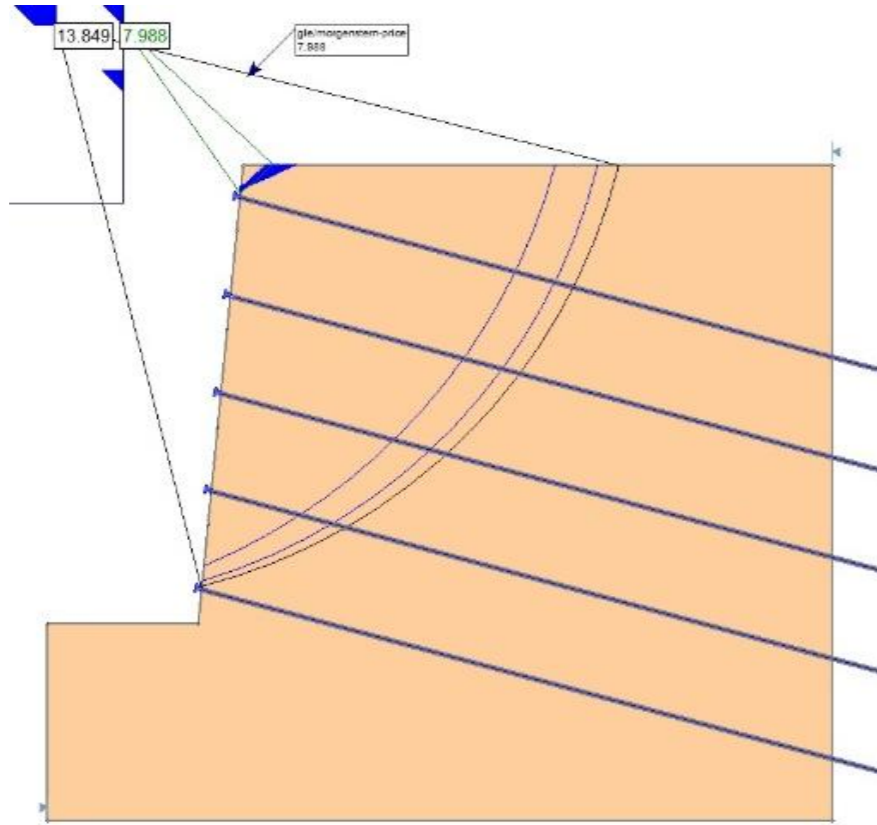
NAIL 2



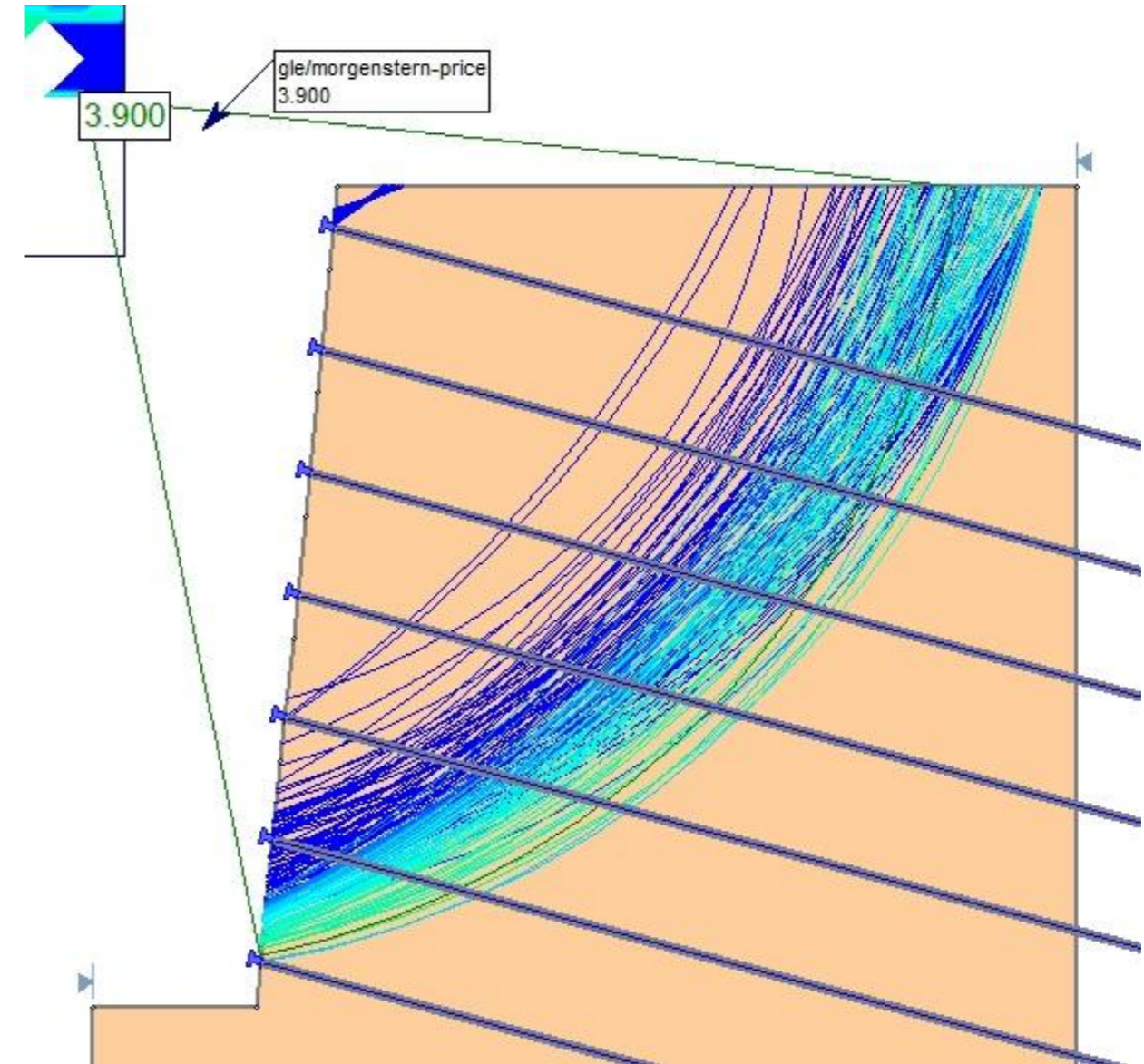
NAIL 4



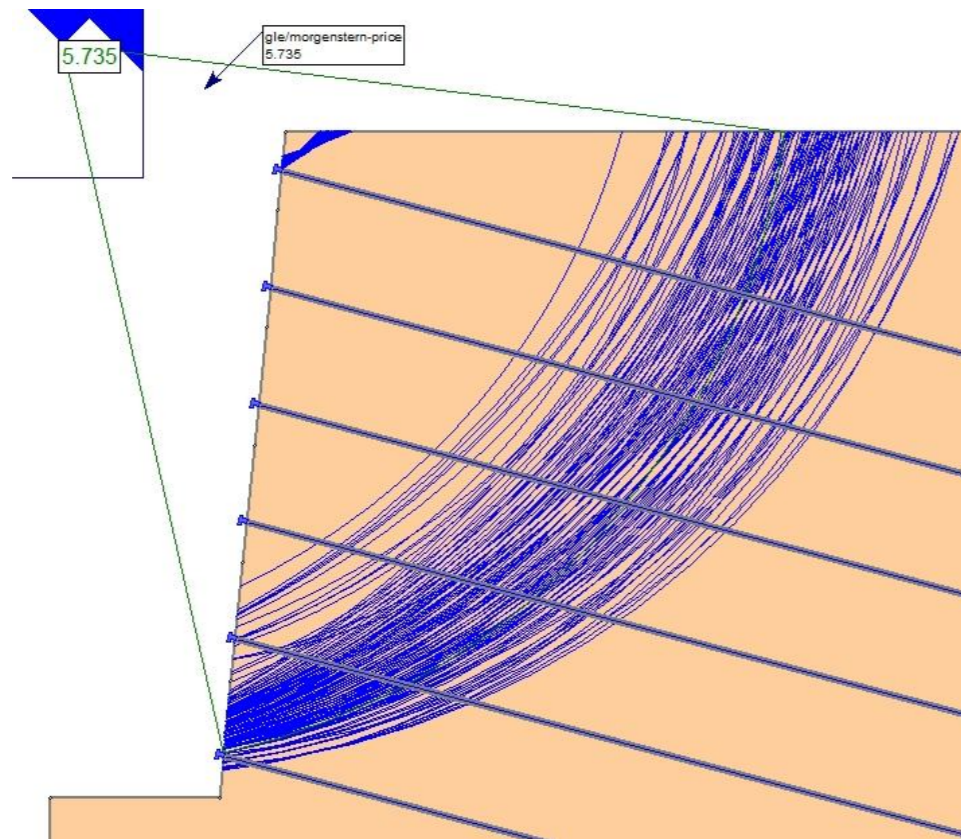
NAIL 5



NAIL 7

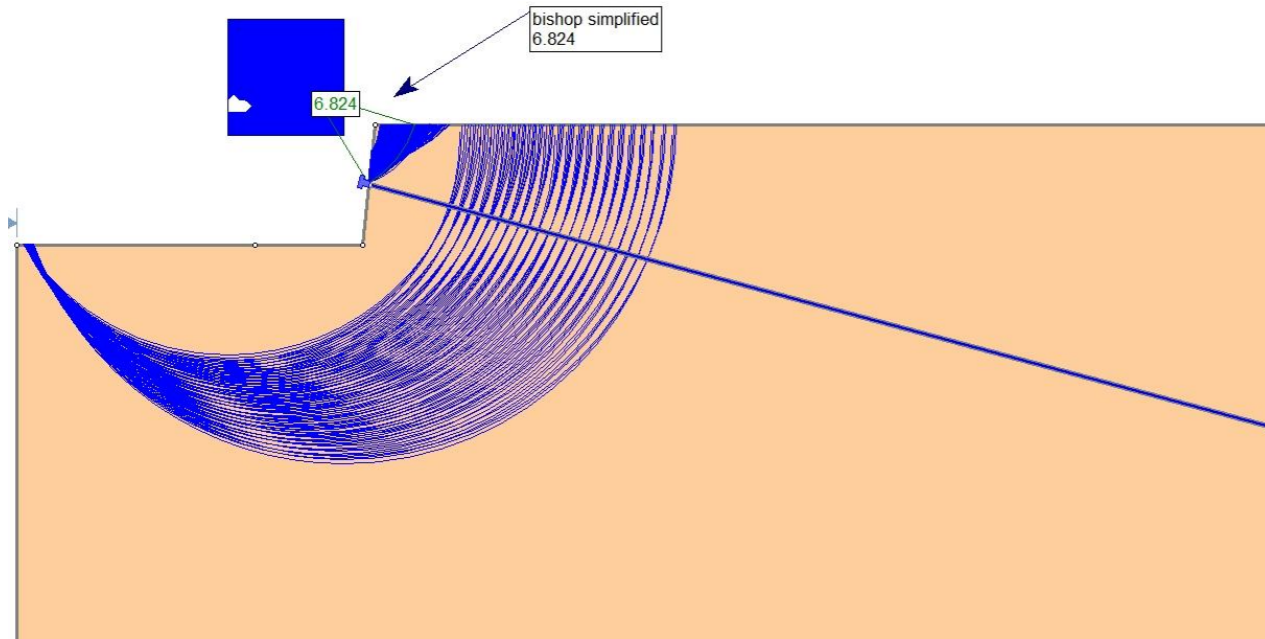


NAIL 6

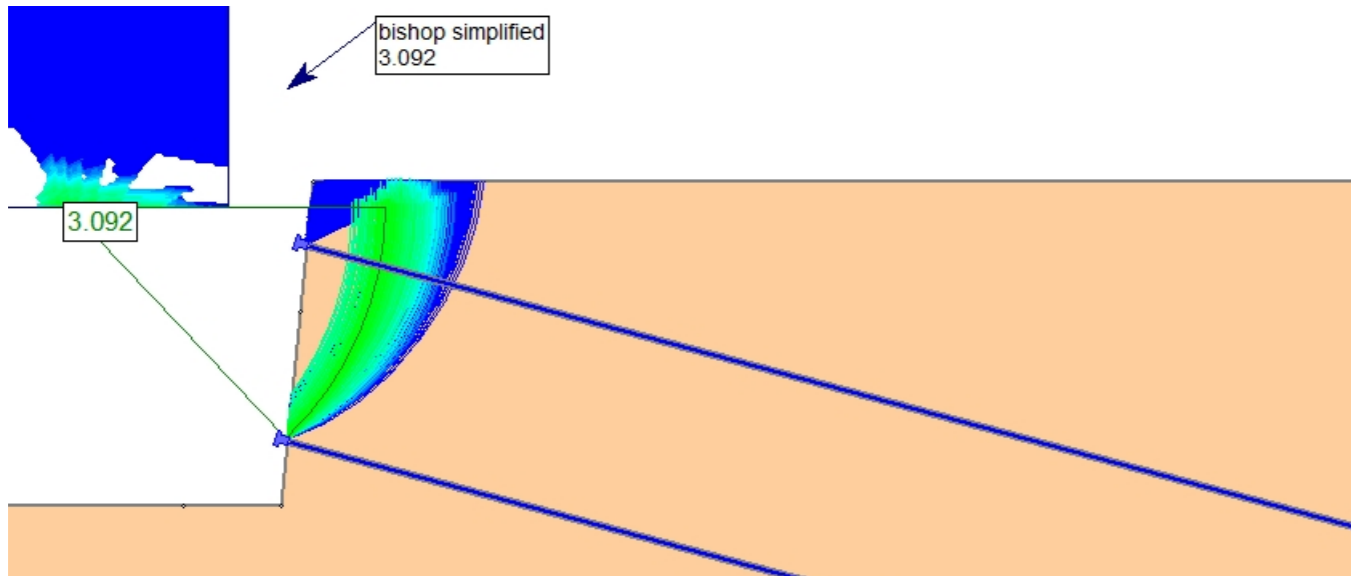


B1.3.7.1 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 12$  m – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

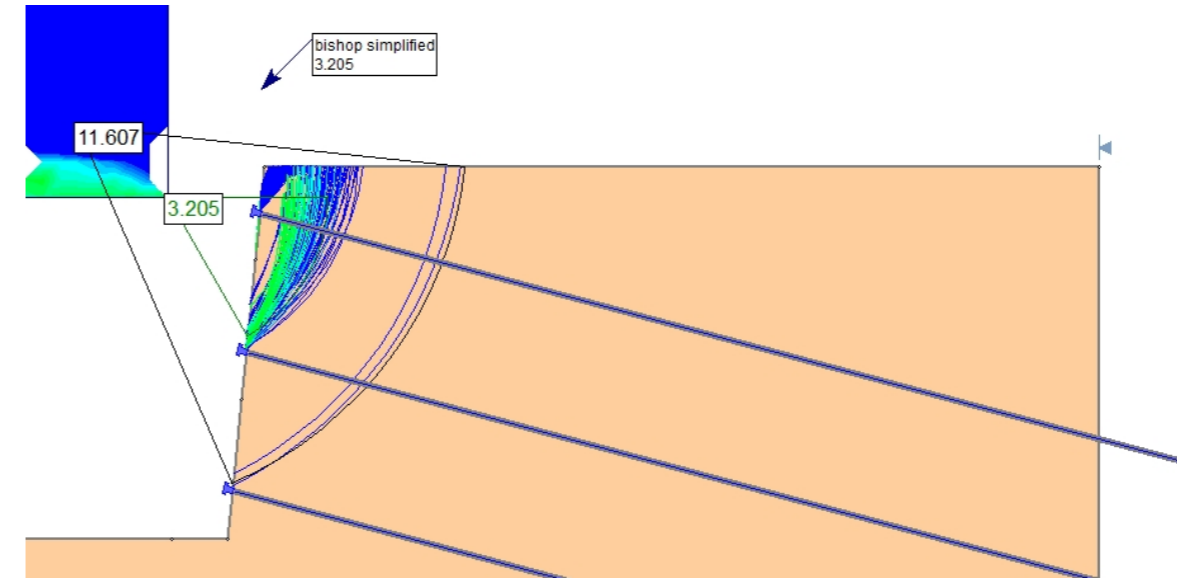
NAIL 1



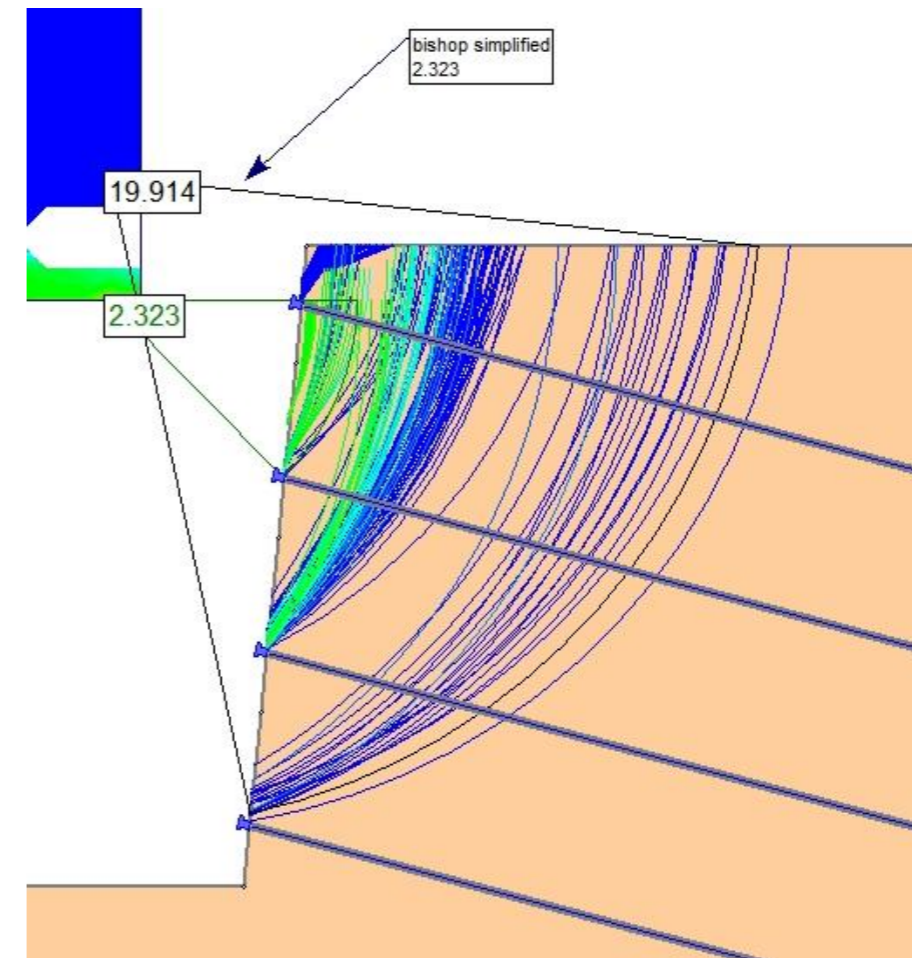
NAIL 2



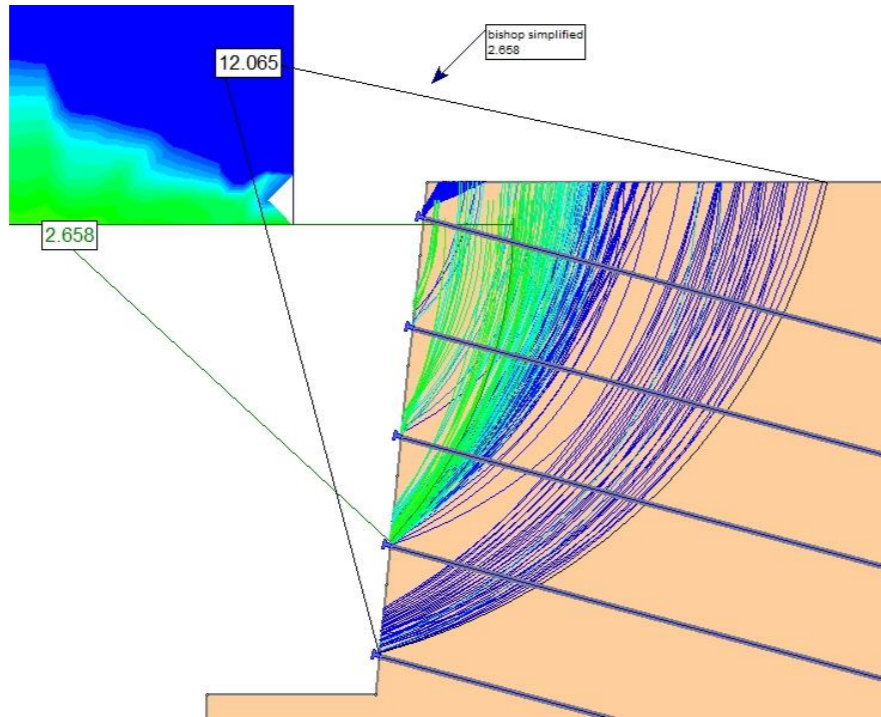
NAIL 3



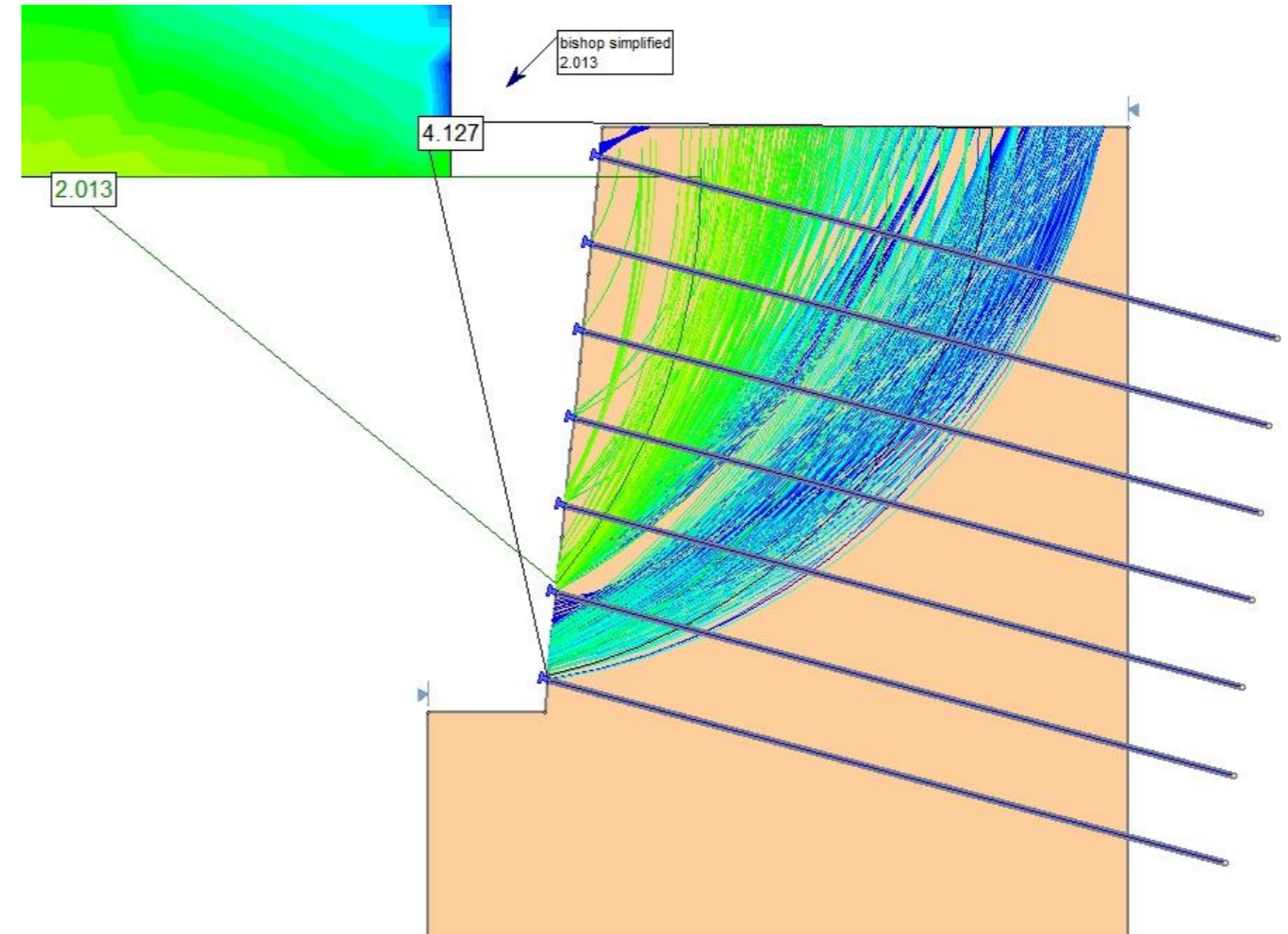
NAIL 4



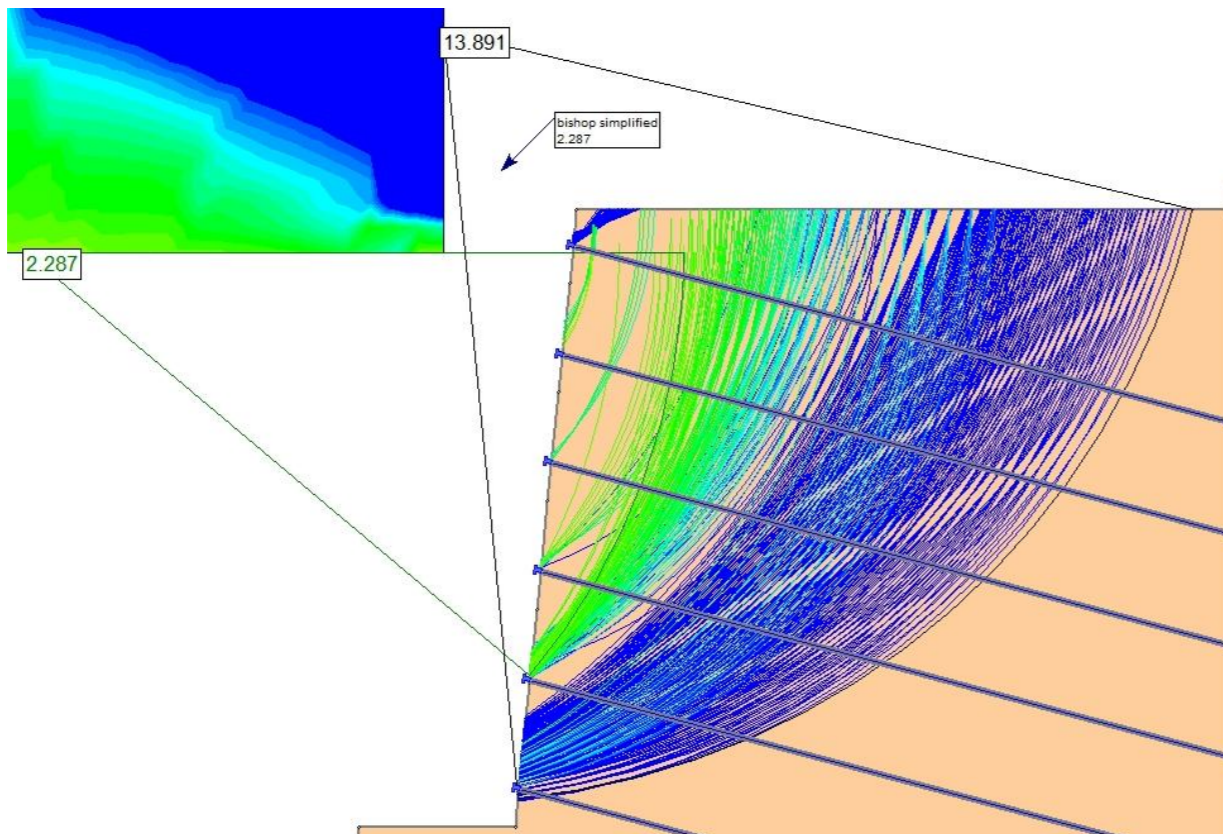
NAIL 5



NAIL 7

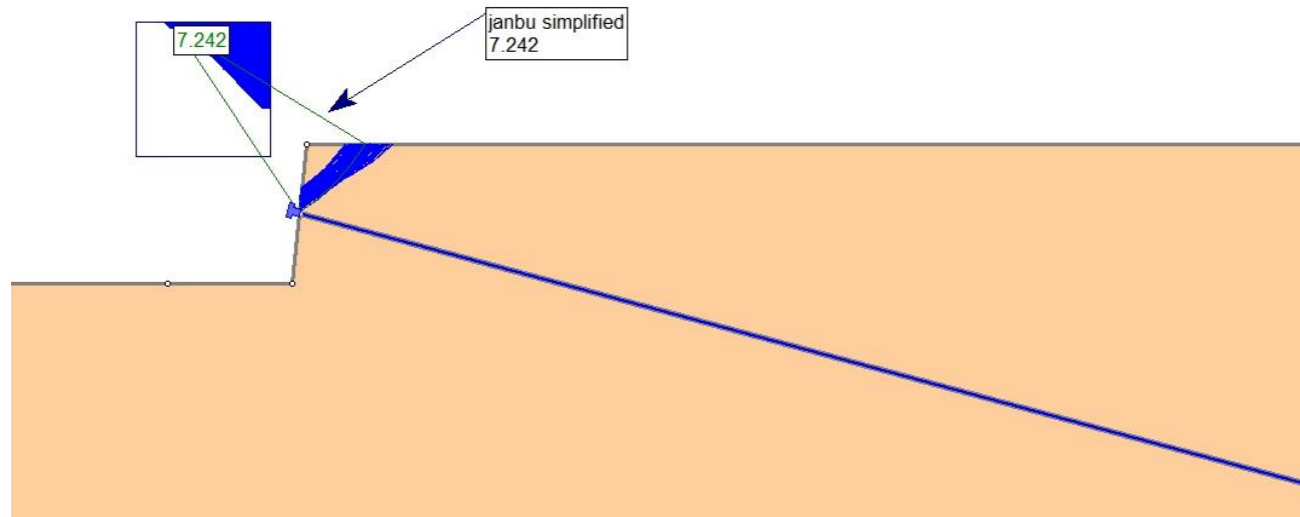


NAIL 6

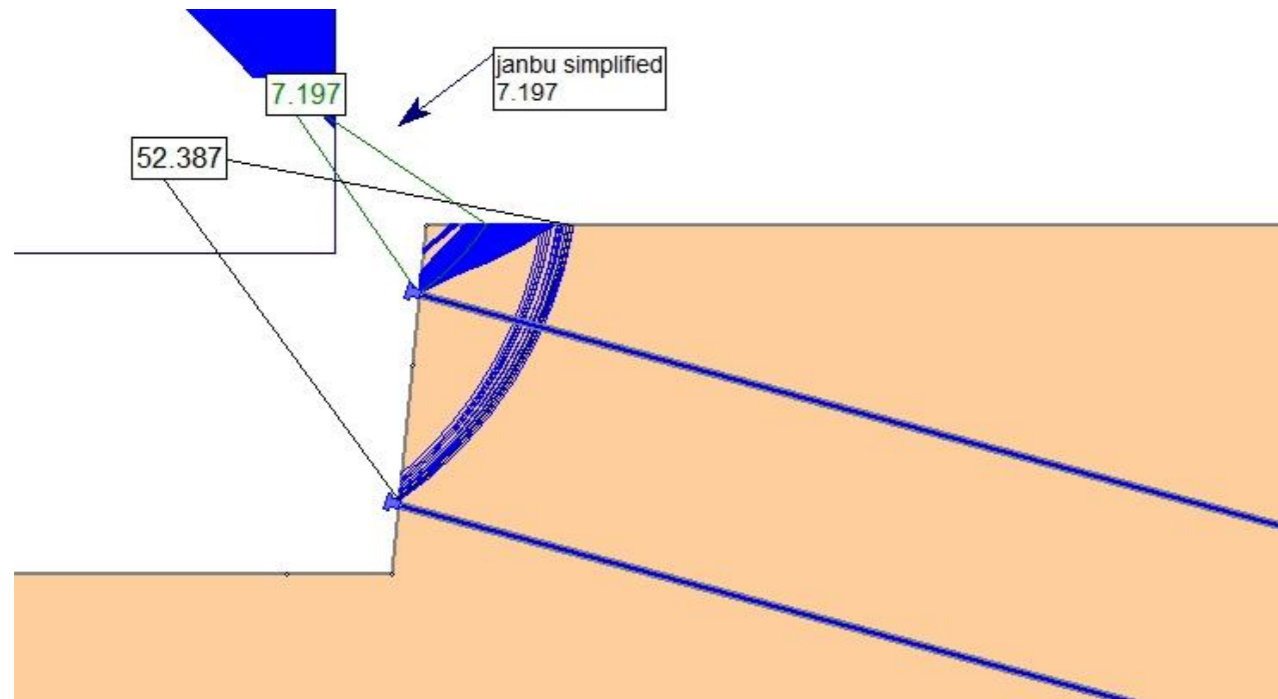


B1.3.7.2 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 12$  m – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

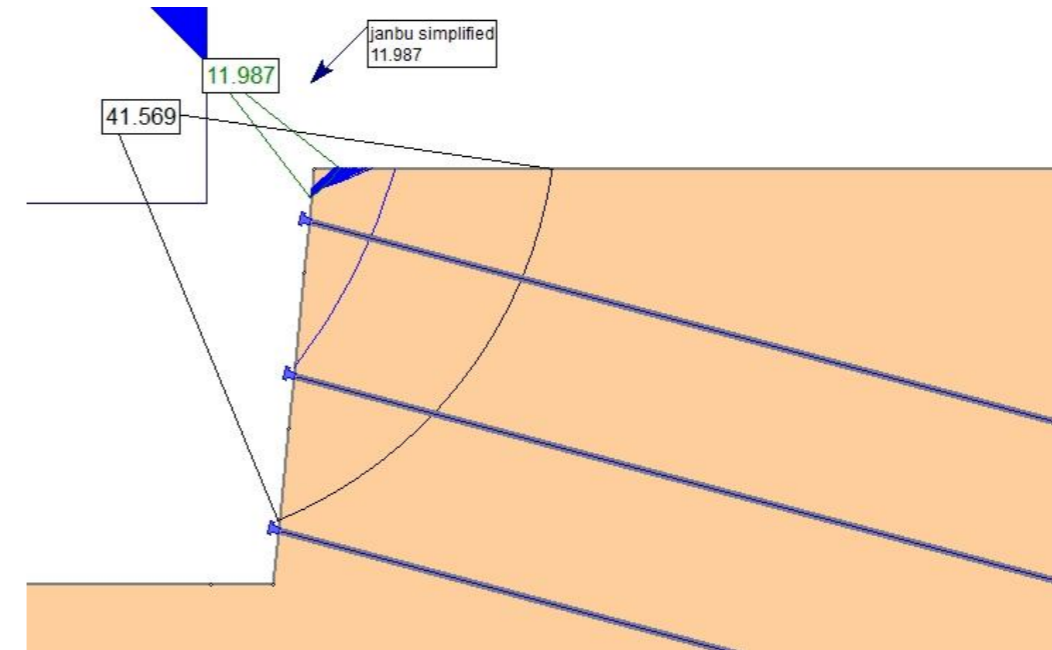
NAIL 1



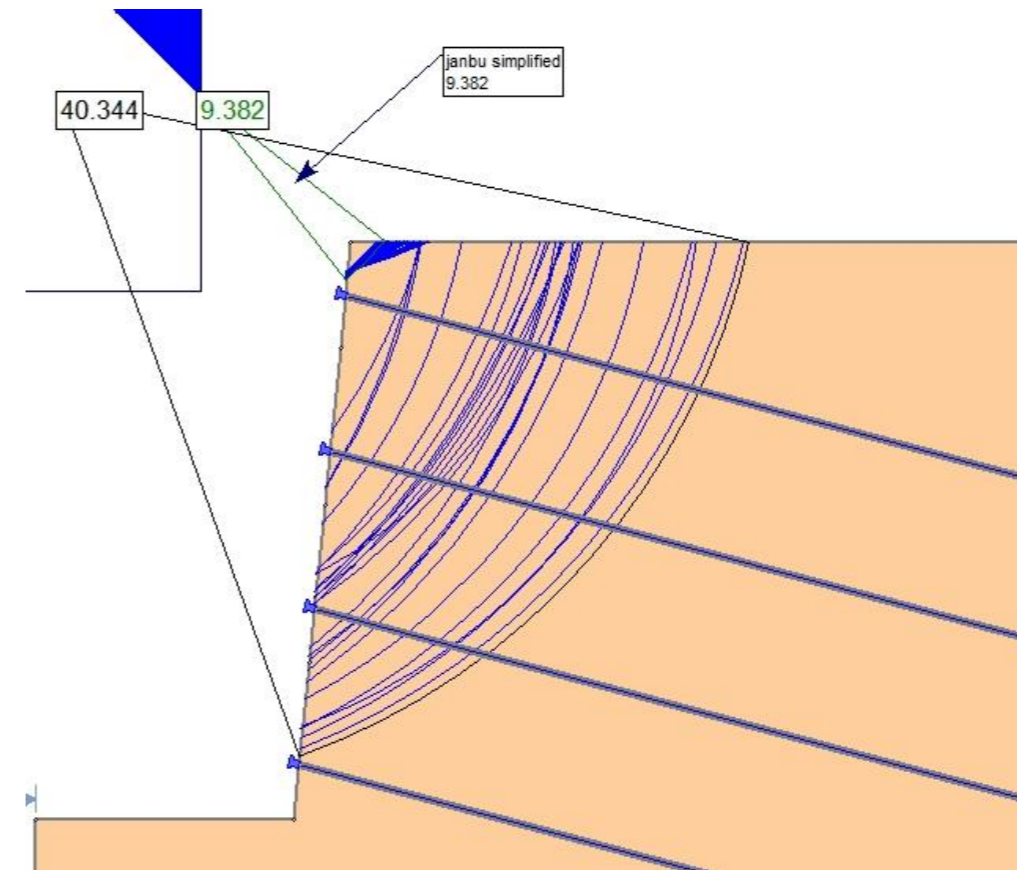
NAIL 2



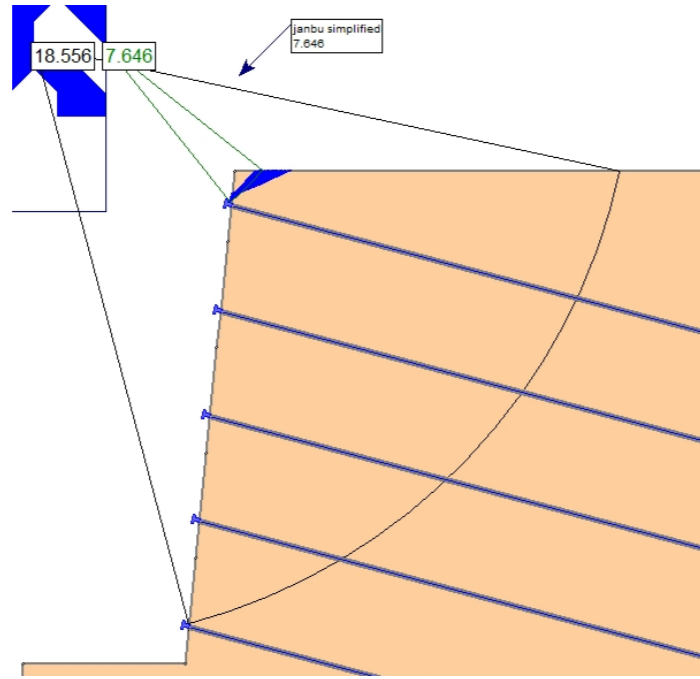
NAIL 3



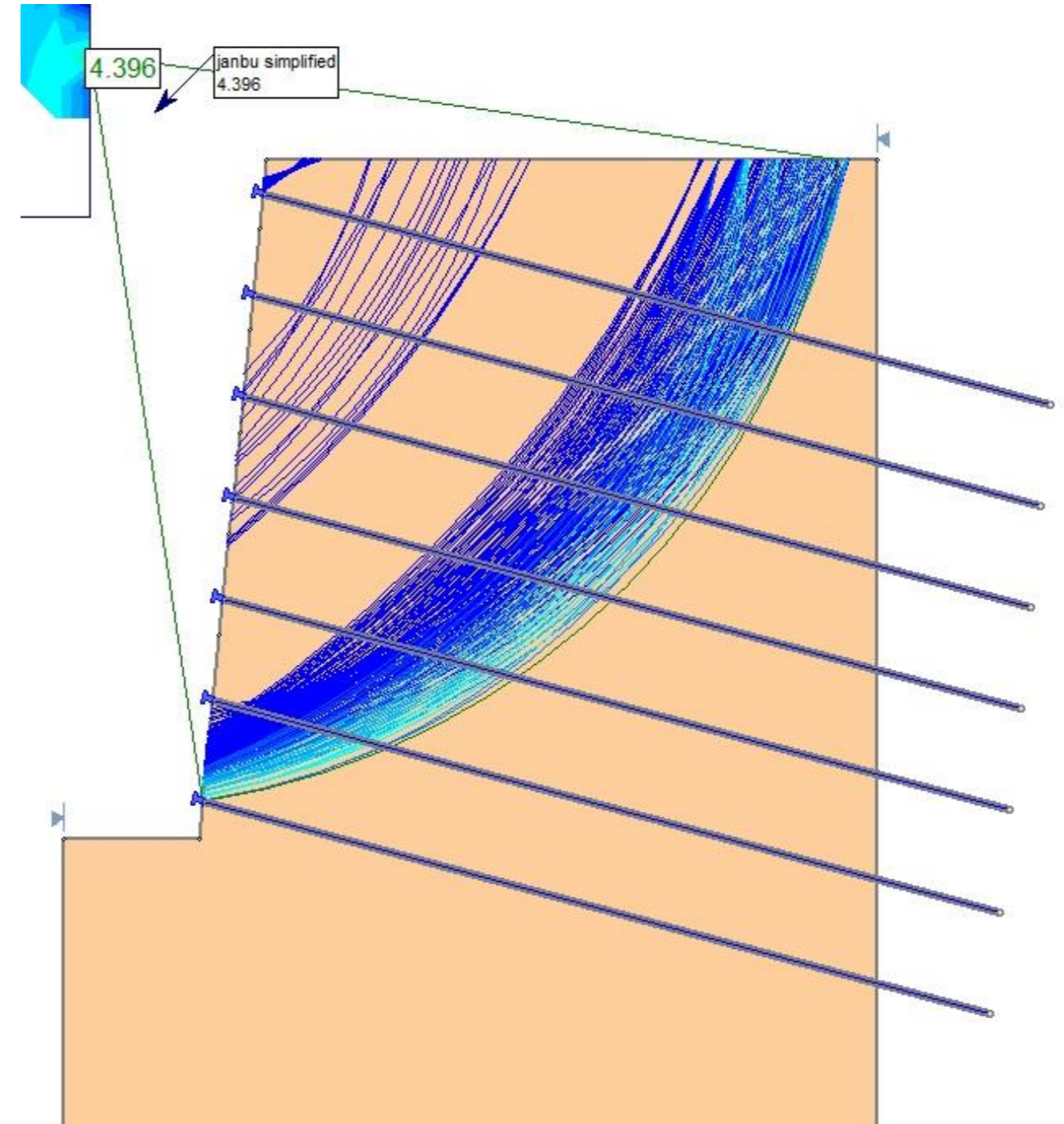
NAIL 4



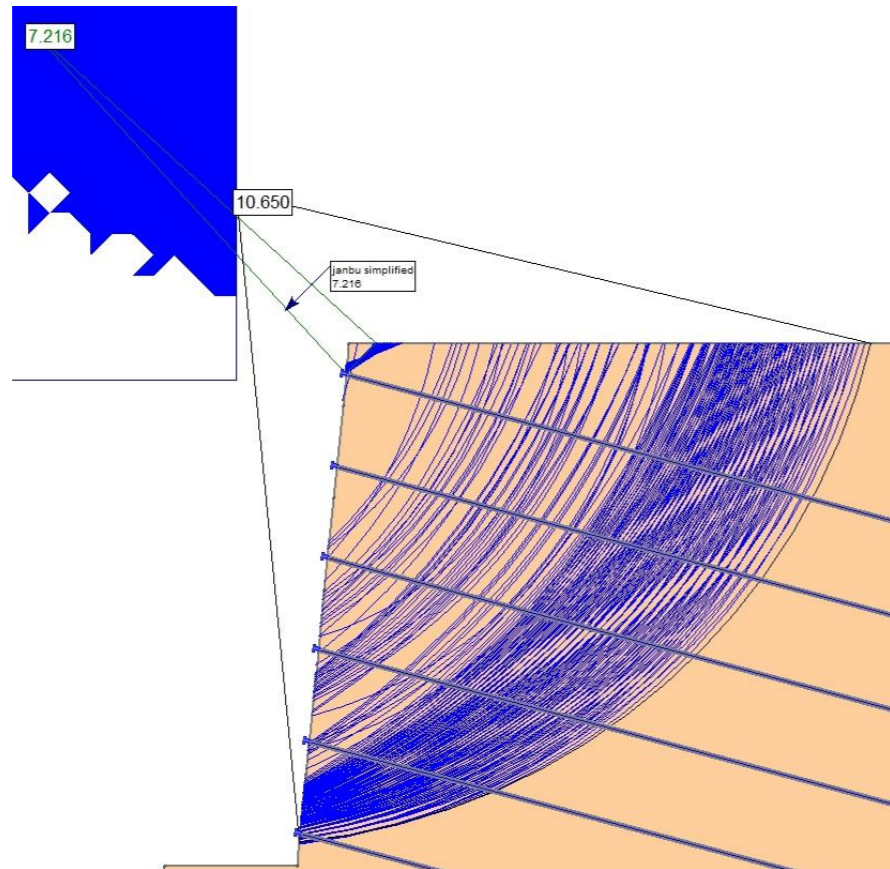
NAIL 5



NAIL 7



NAIL 6

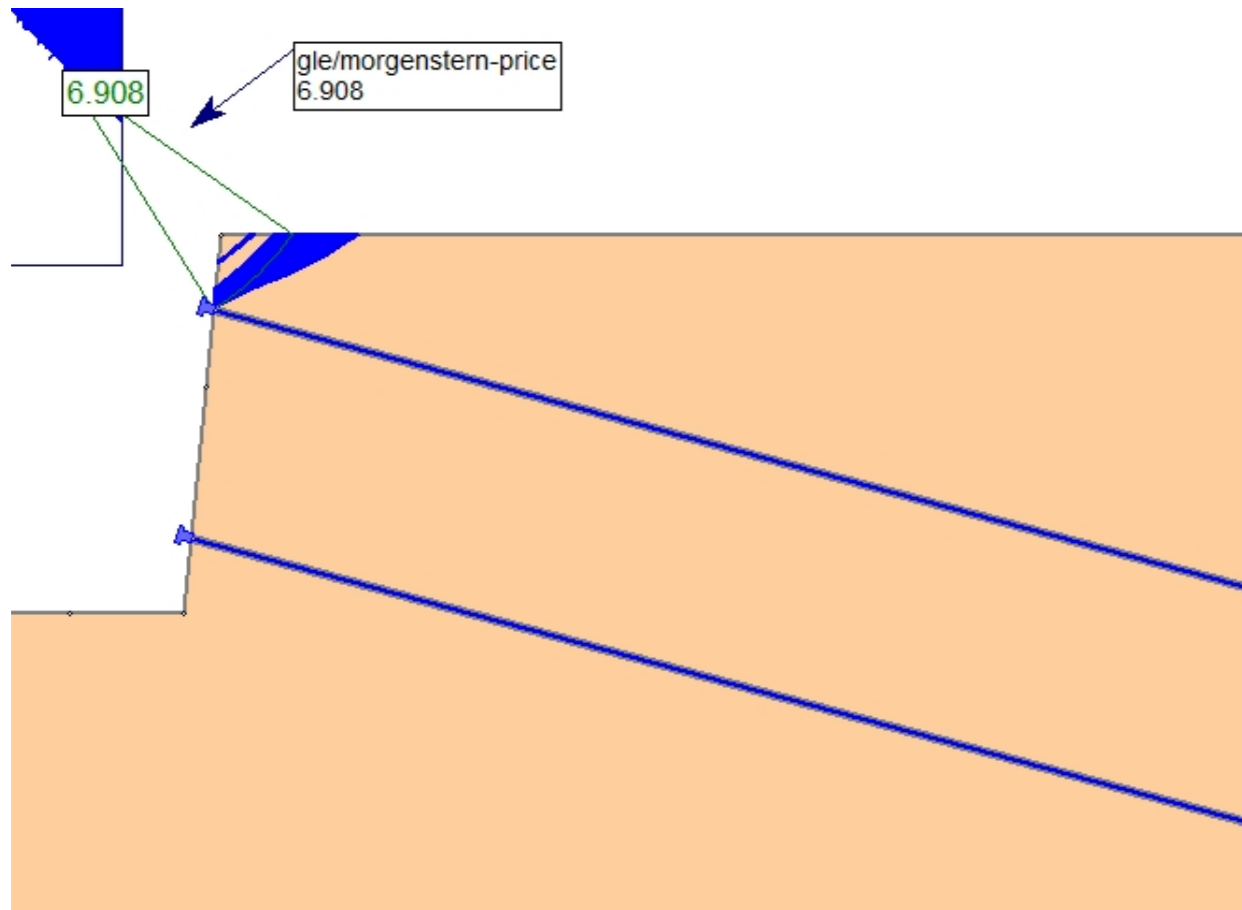


B1.3.7.3 CASO 1 – TERRENO 3 –  $L_b = 12$  m – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

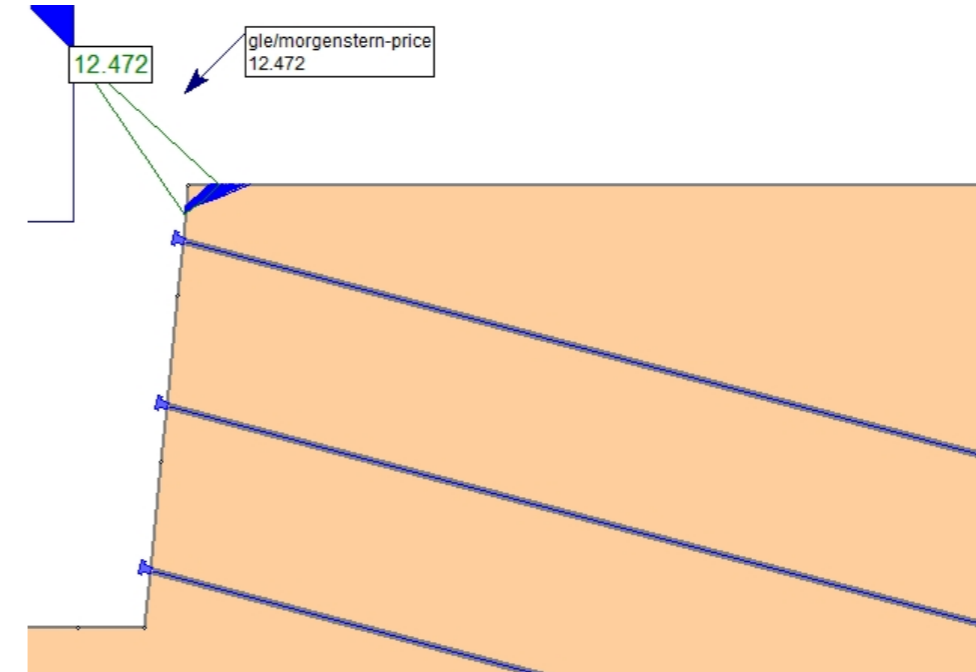
NAIL 1



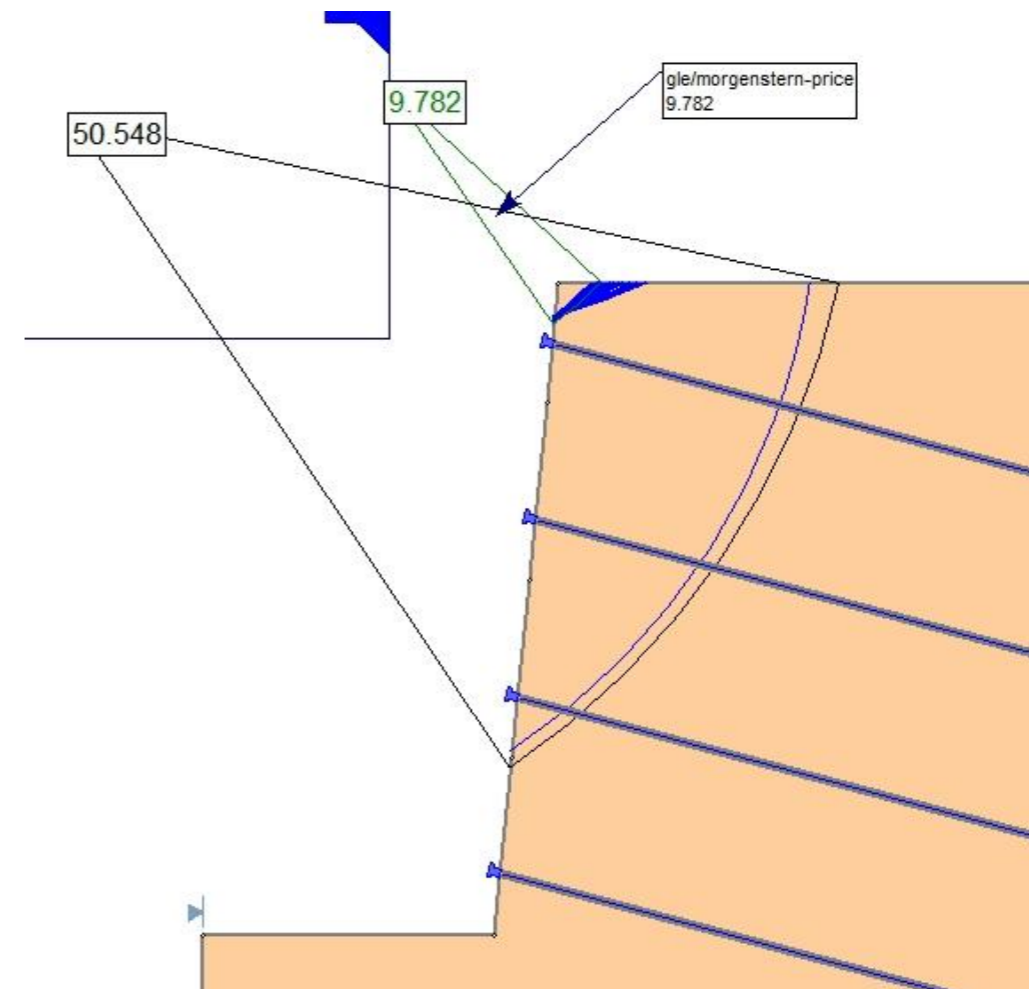
NAIL 2



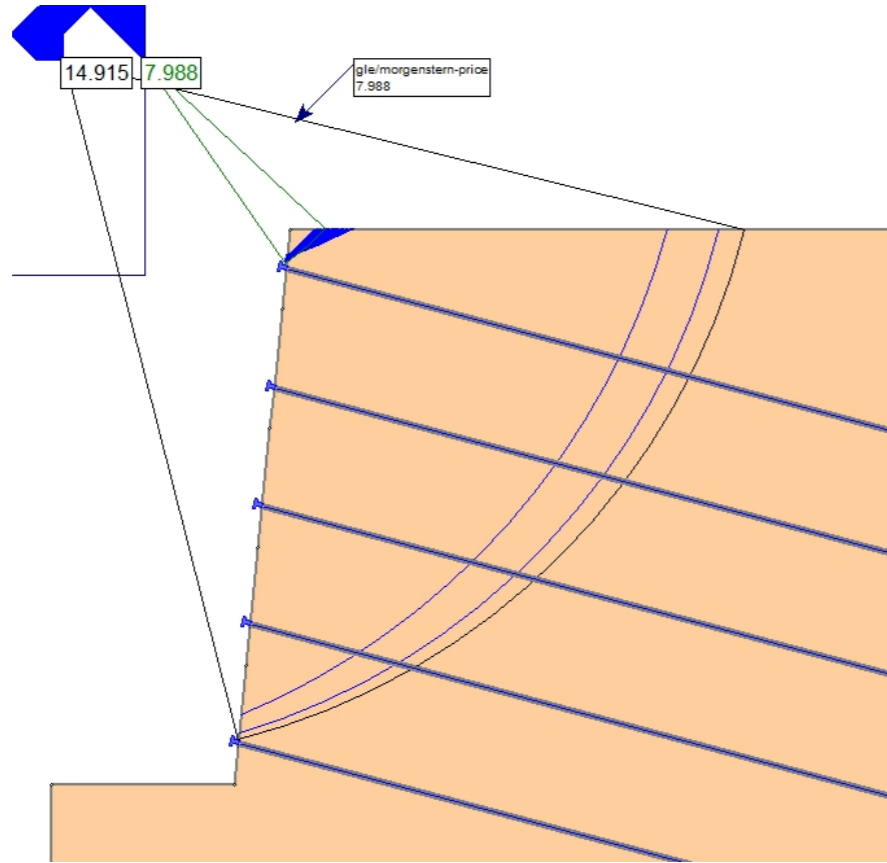
NAIL 3



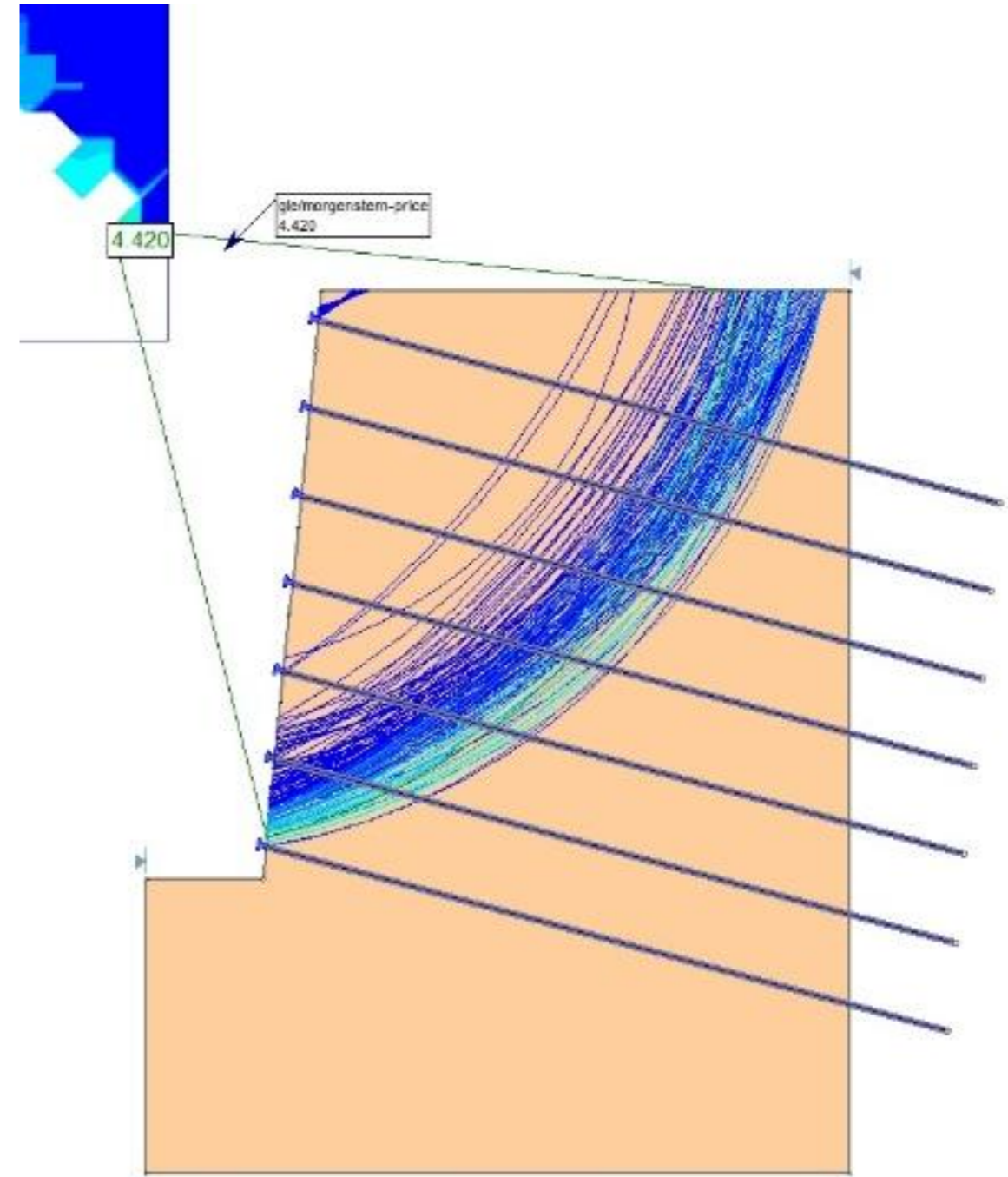
NAIL 4



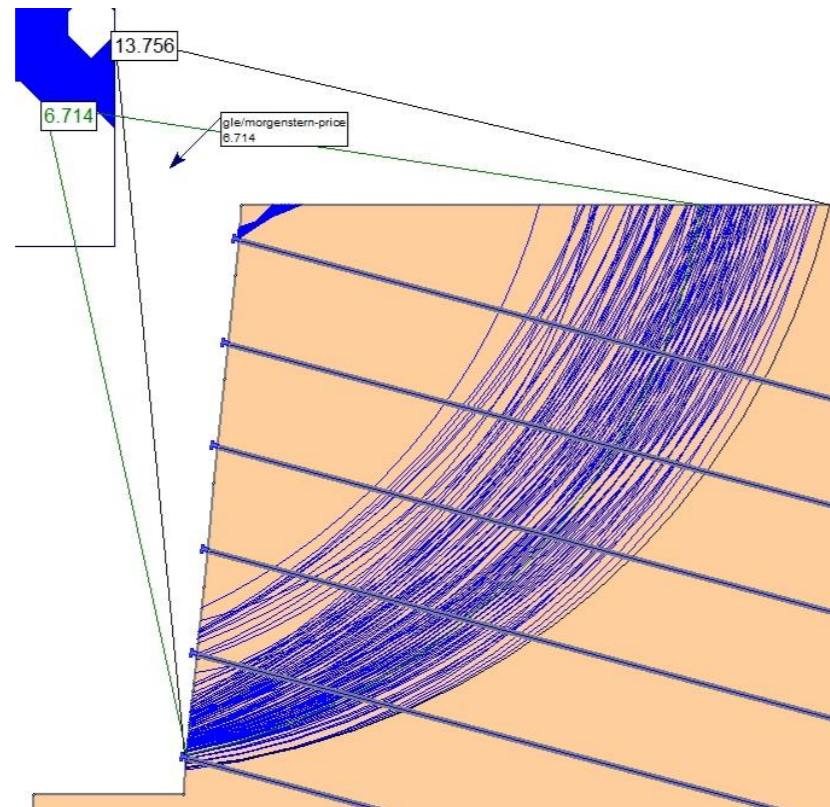
NAIL 5



NAIL 7



NAIL 6

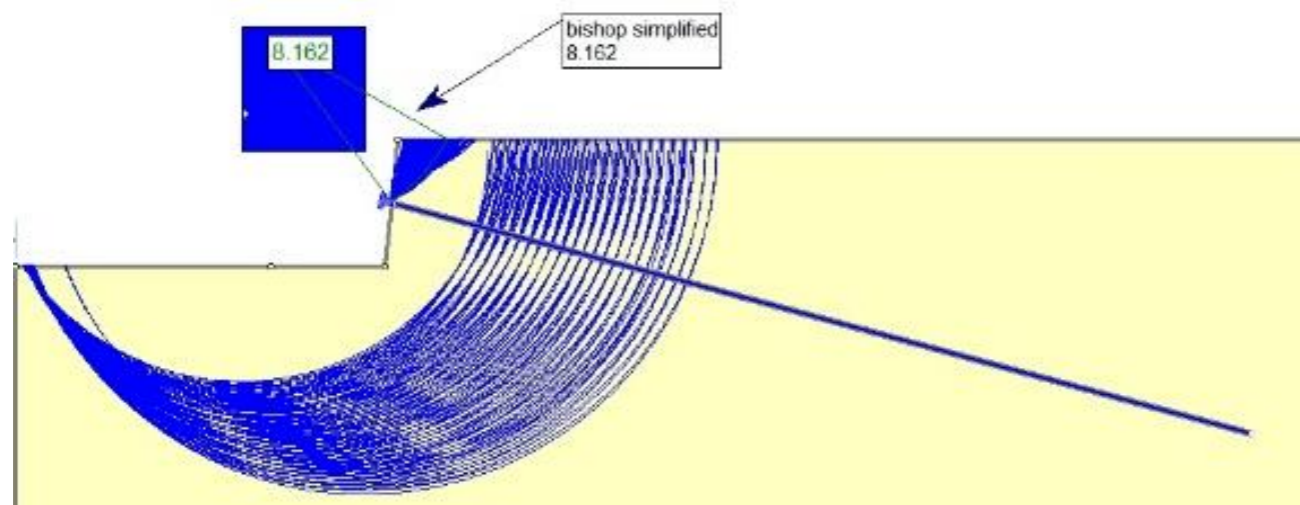


**B2. CASO DE ESTUDIO 2 - VARIABLE: DIÁMETRO DE LOS BULONES**

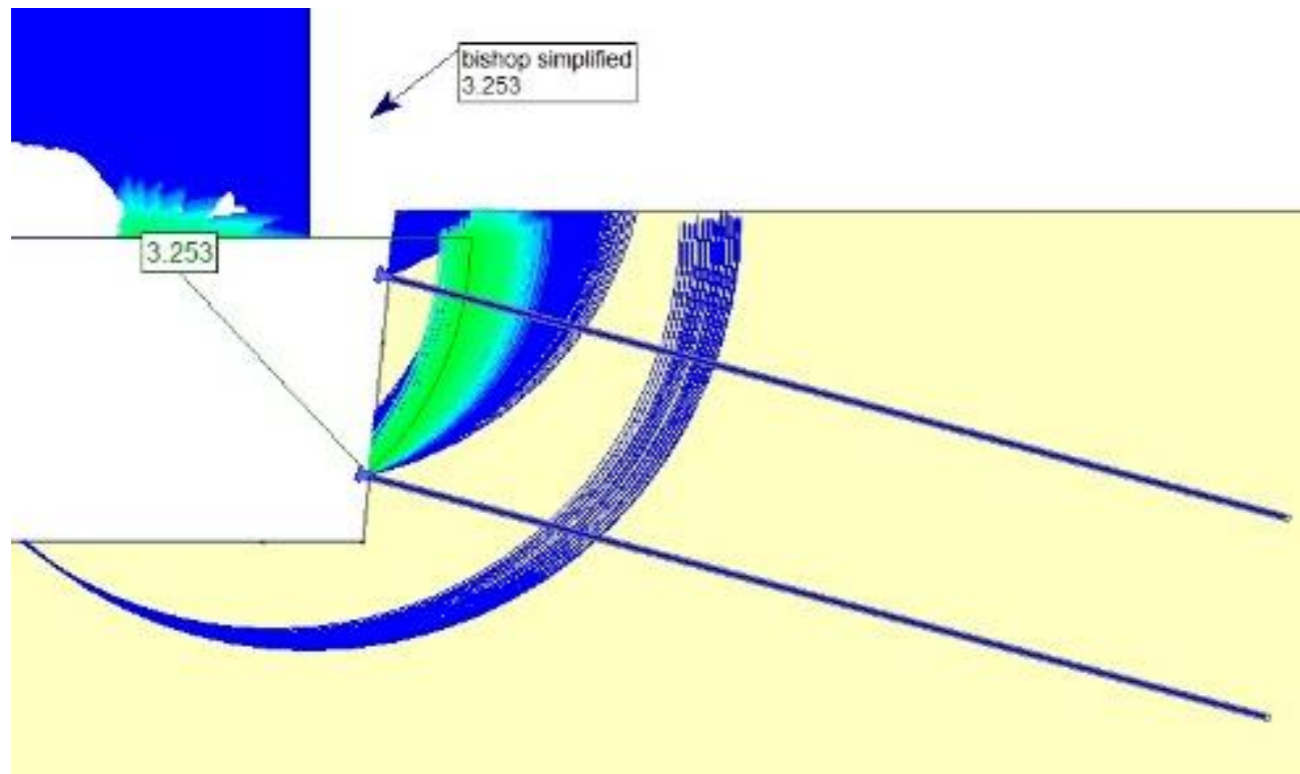
**B2.1 CASO 2 – TERRENO 1**

**B2.1.1.1 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 25$  mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO**

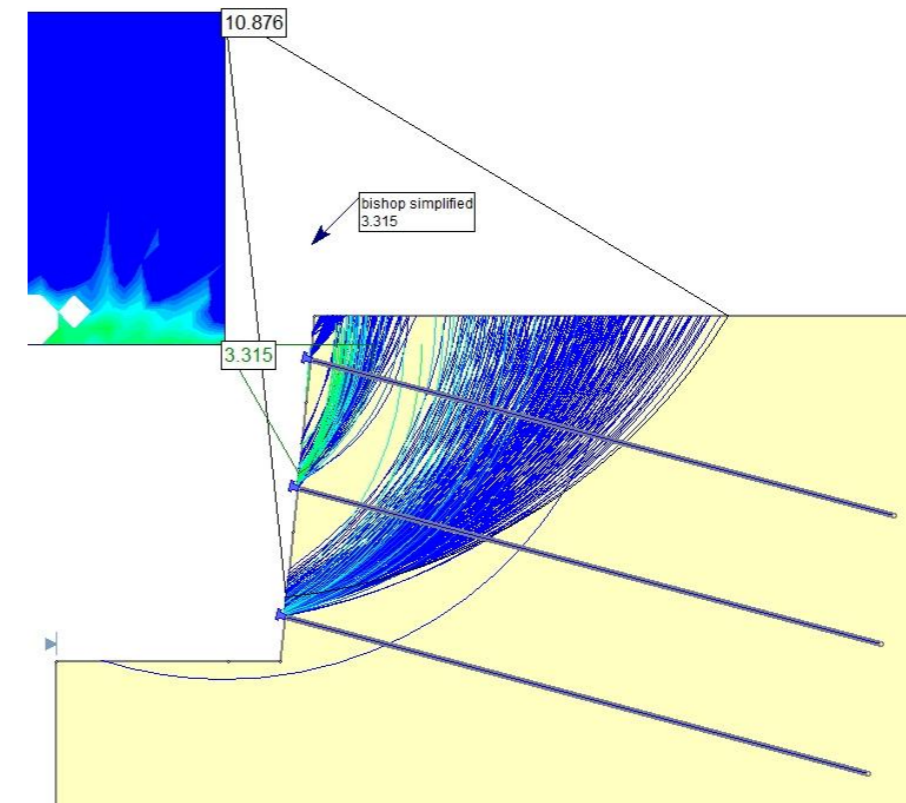
*NAIL 1*



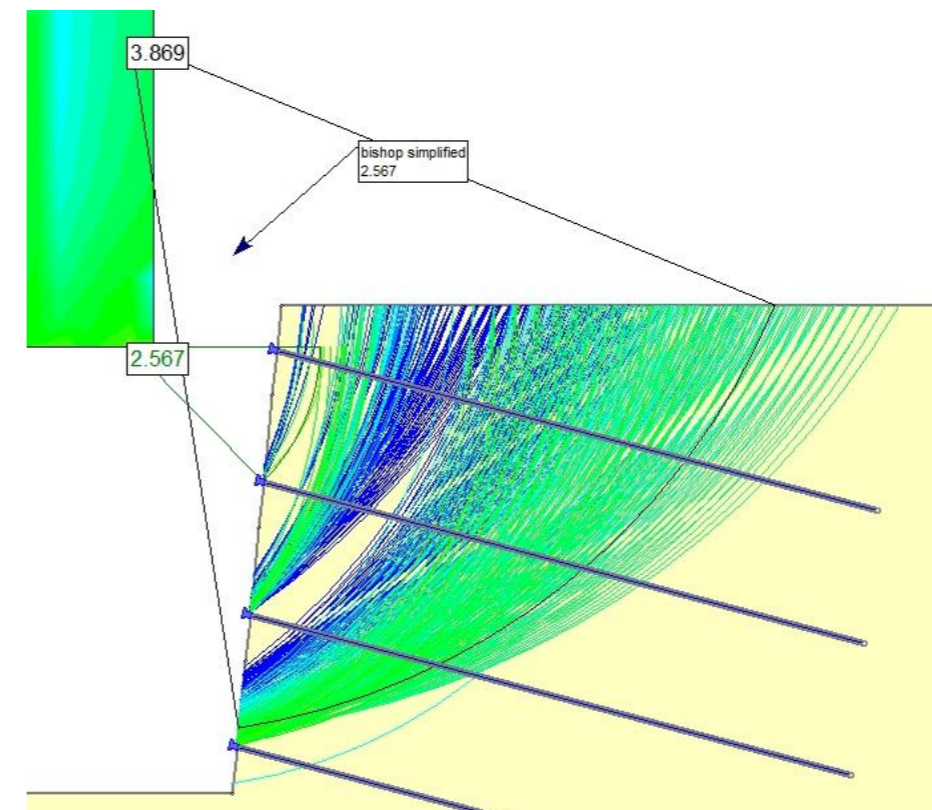
*NAIL 2*



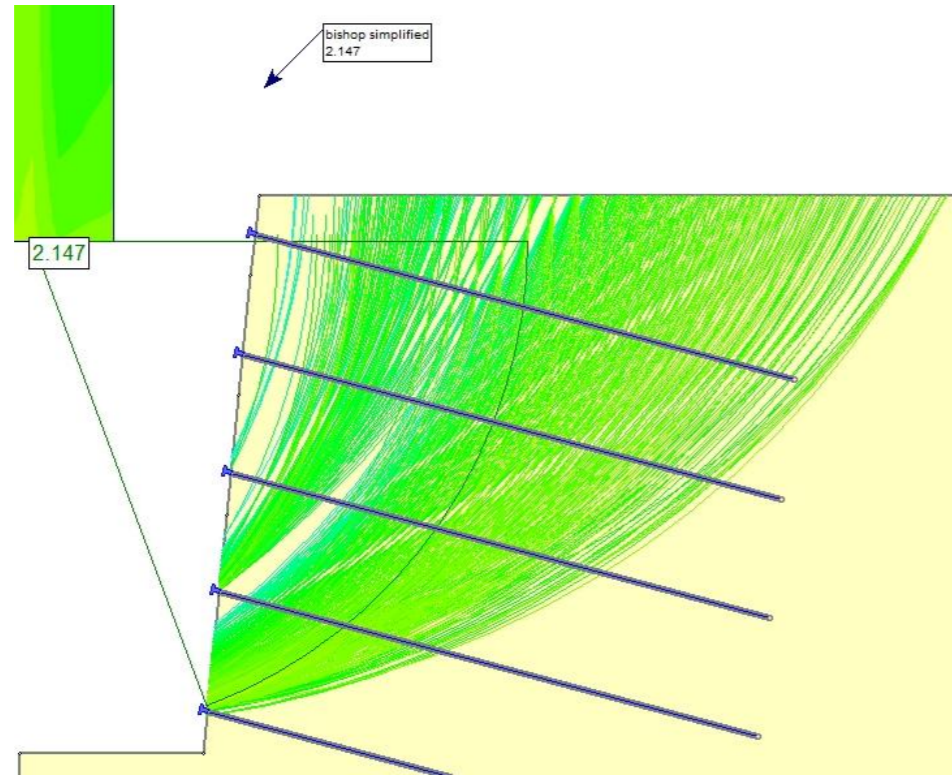
*NAIL 3*



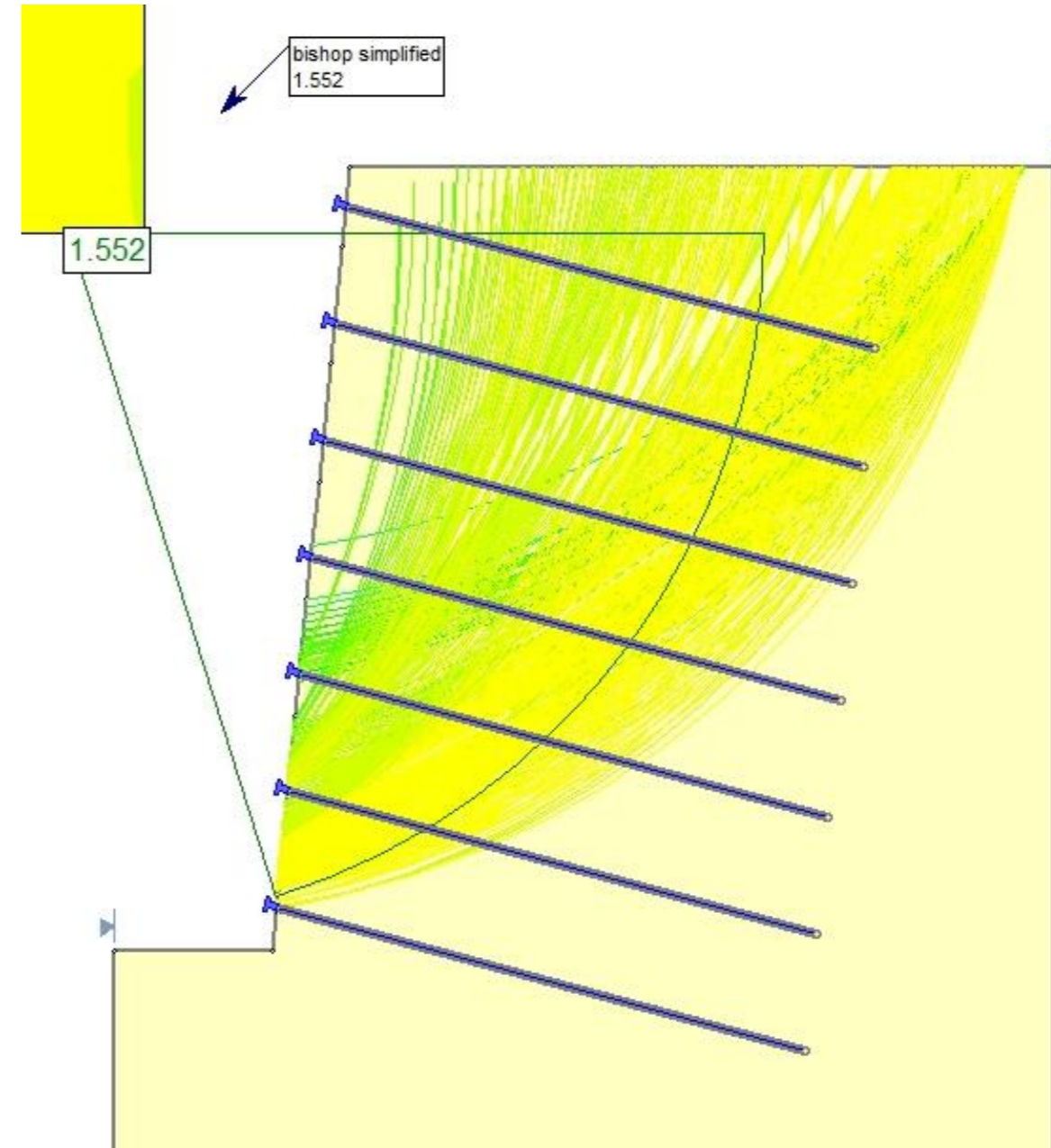
*NAIL 4*



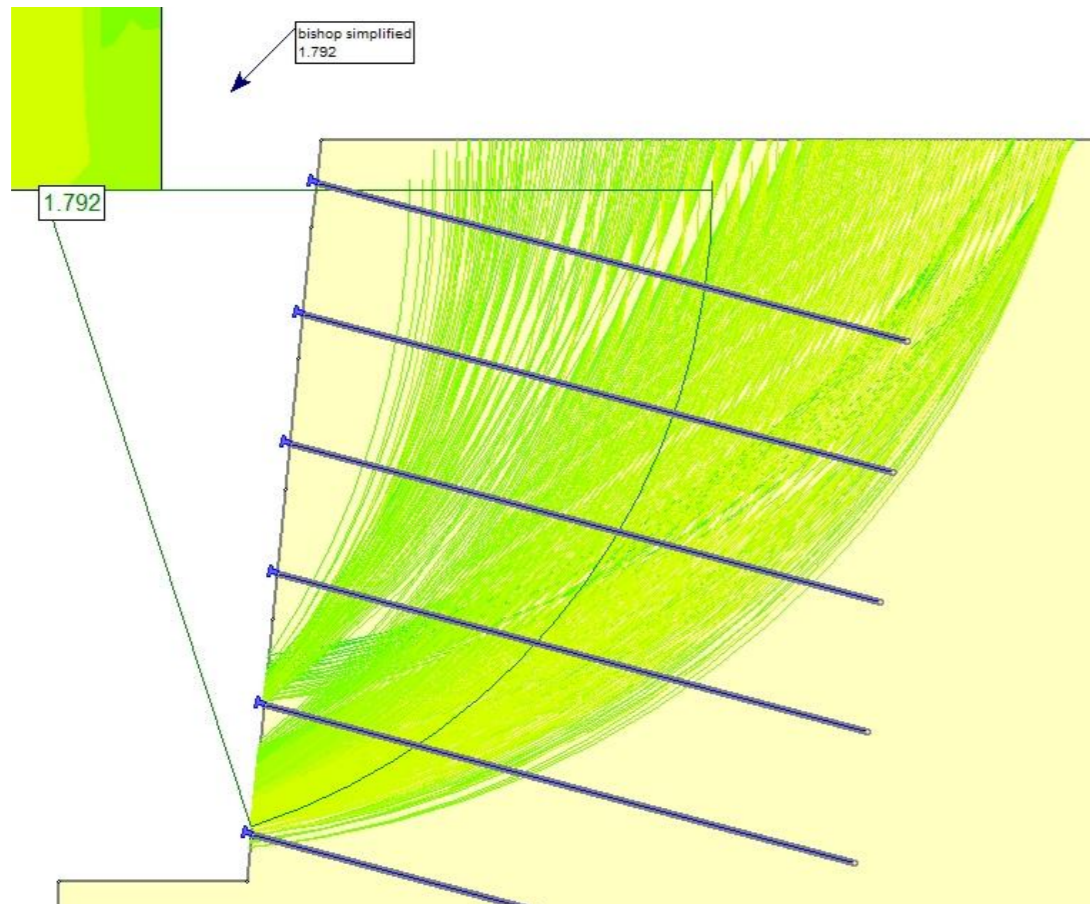
NAIL 5



NAIL 7

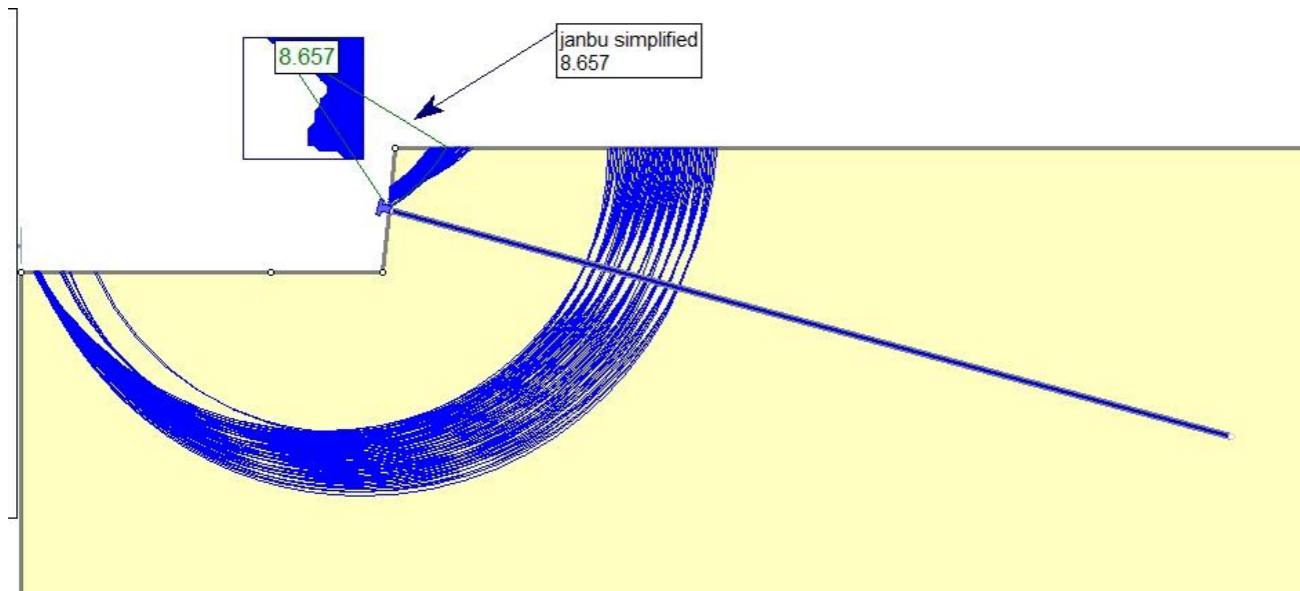


NAIL 6

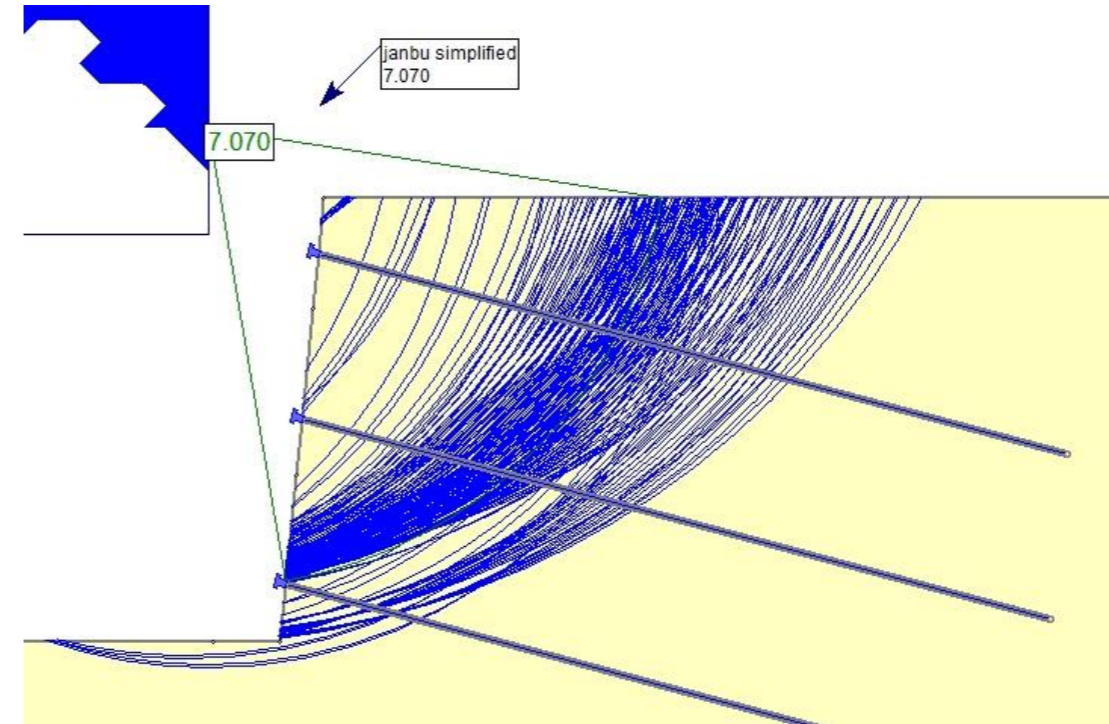


B2.1.1.2 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

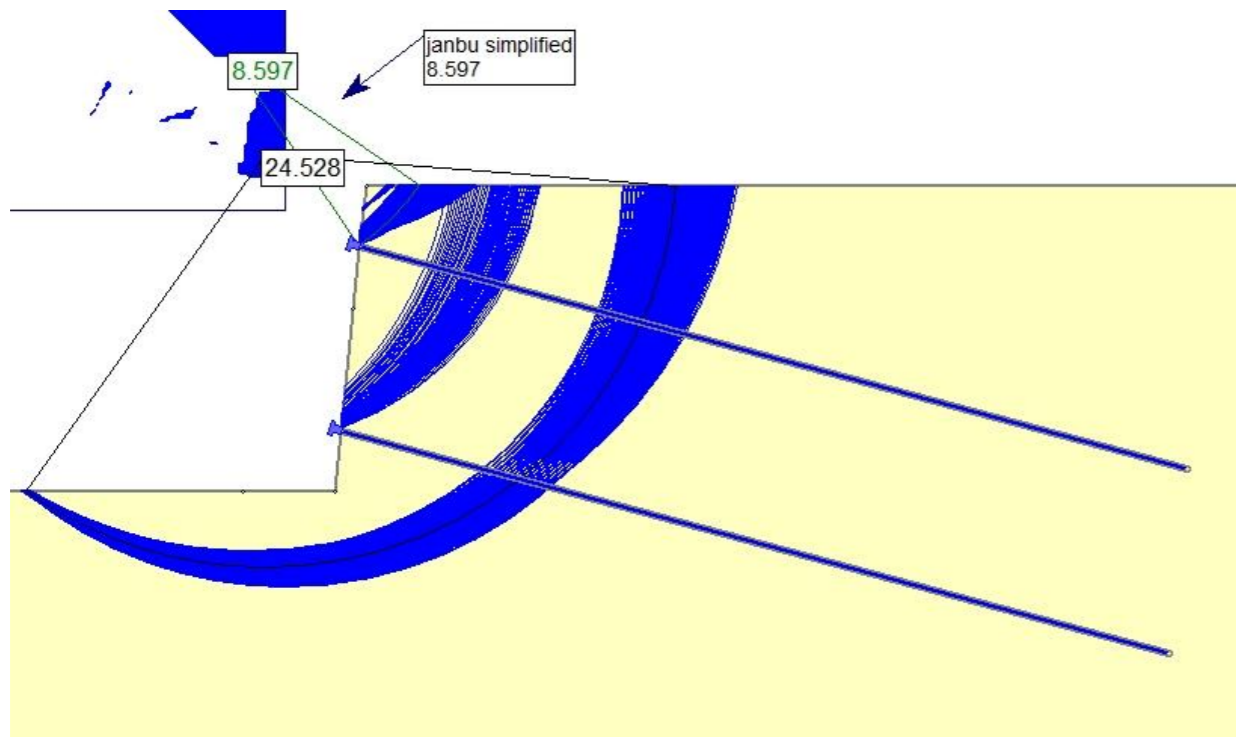
NAIL 1



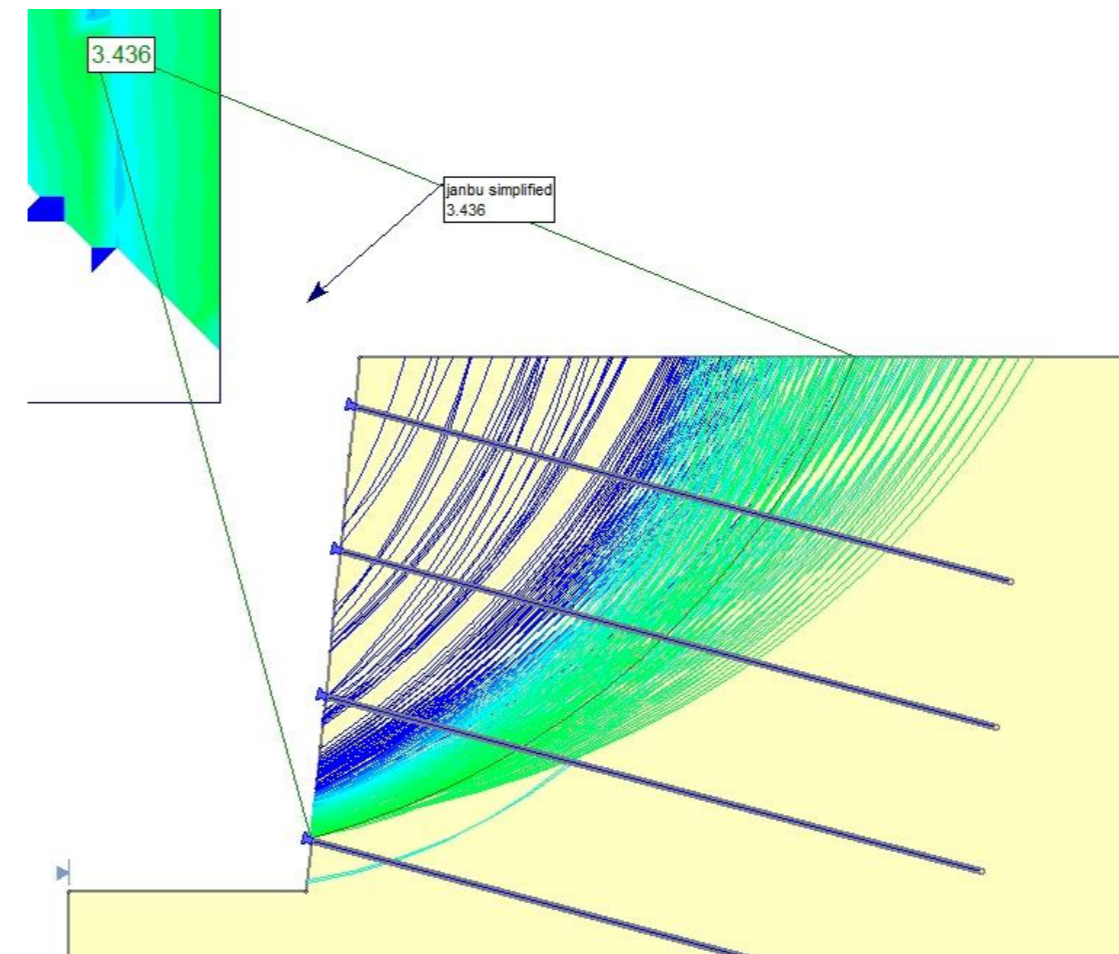
NAIL 3



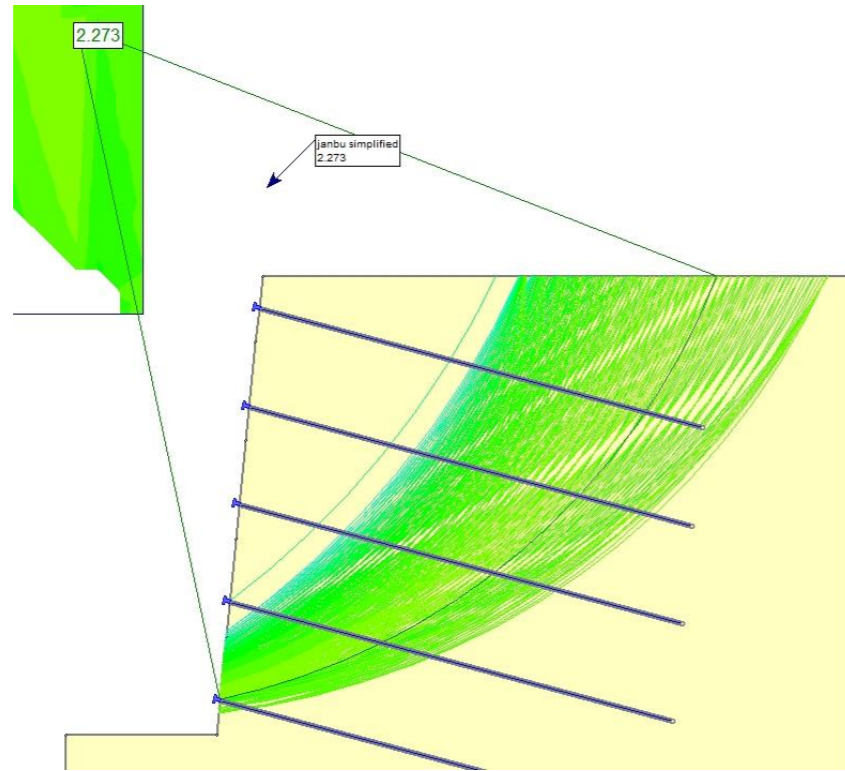
NAIL 2



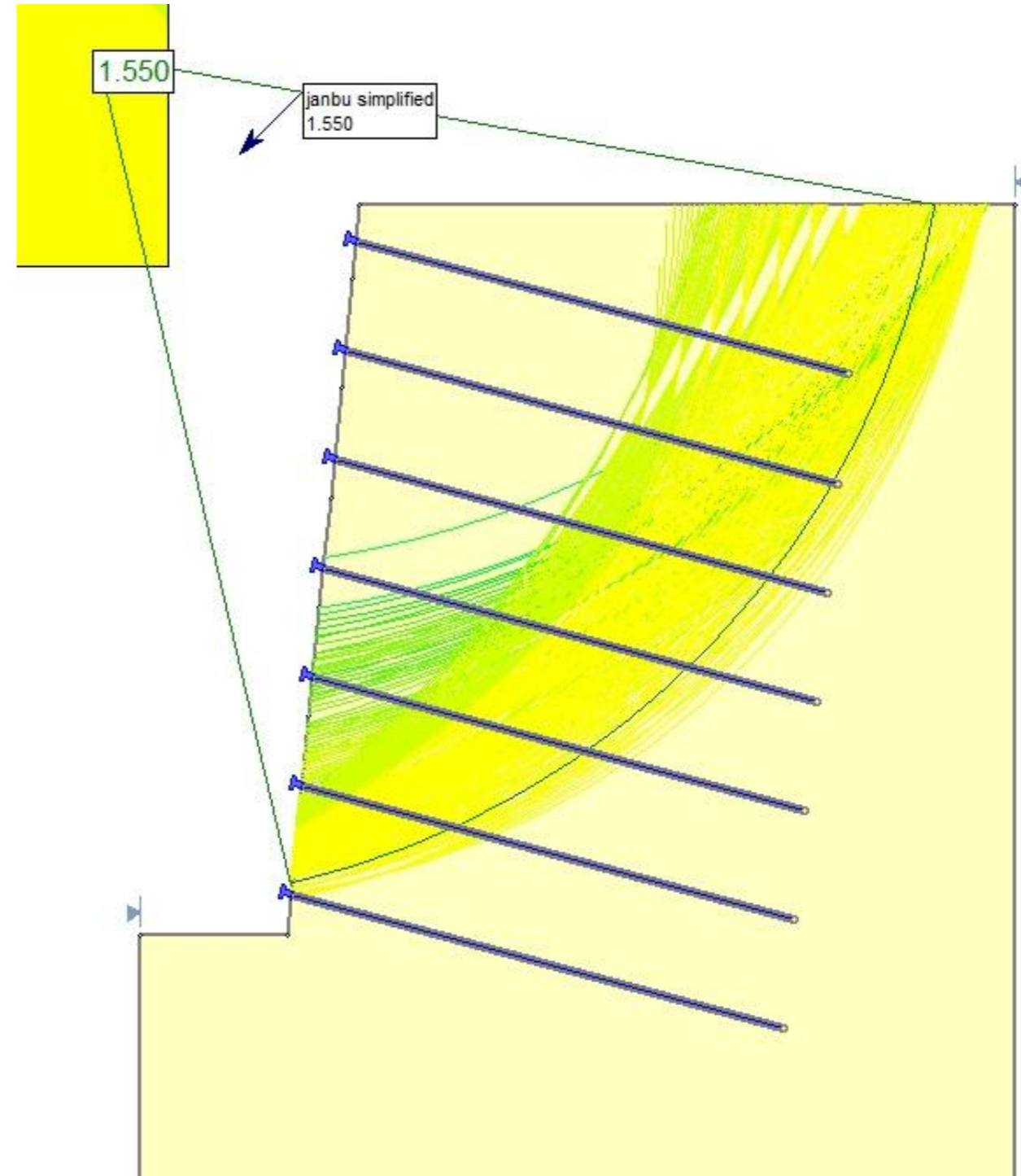
NAIL 4



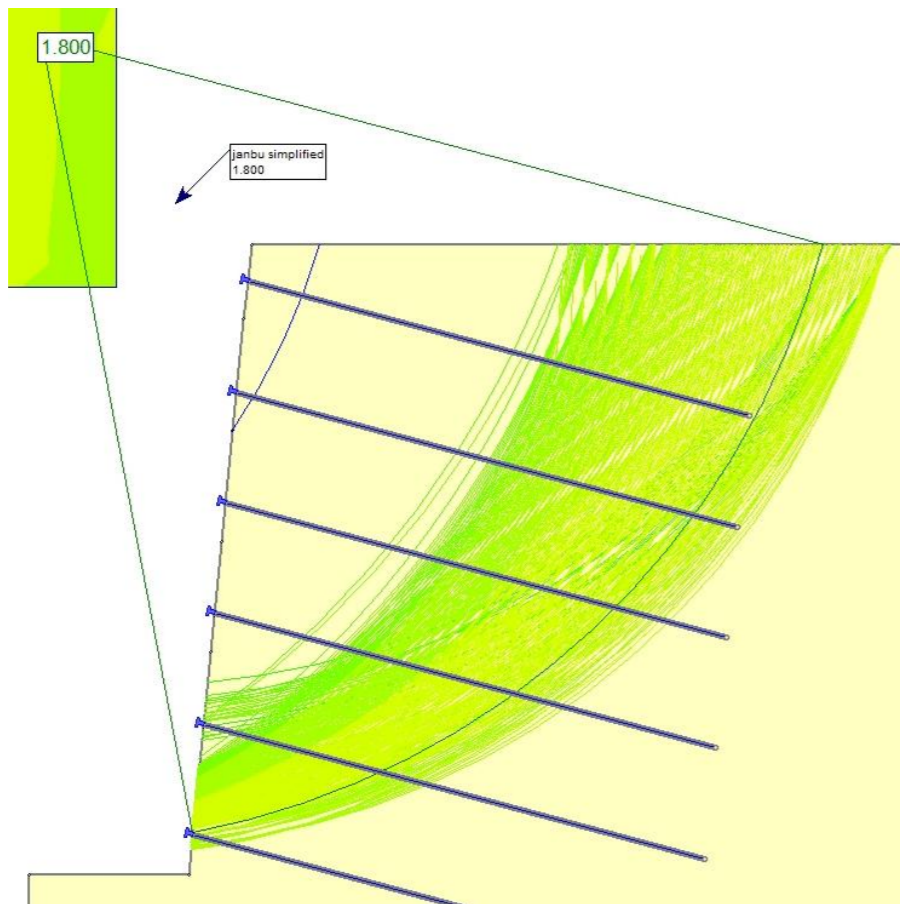
NAIL 5



NAIL 7

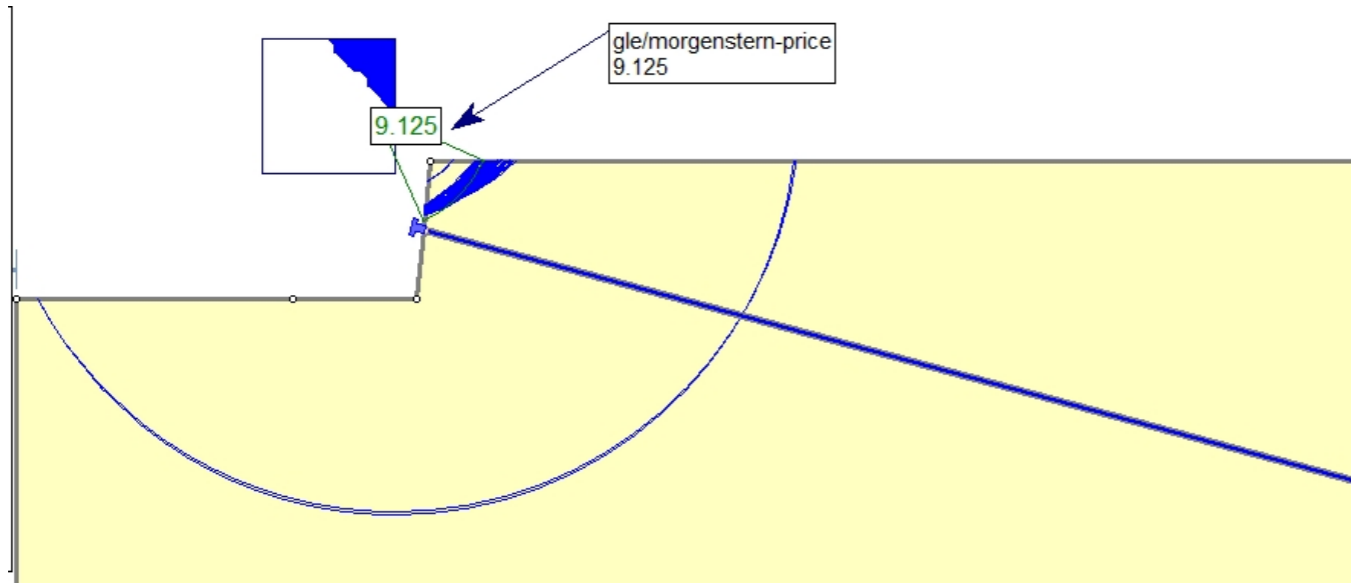


NAIL 6

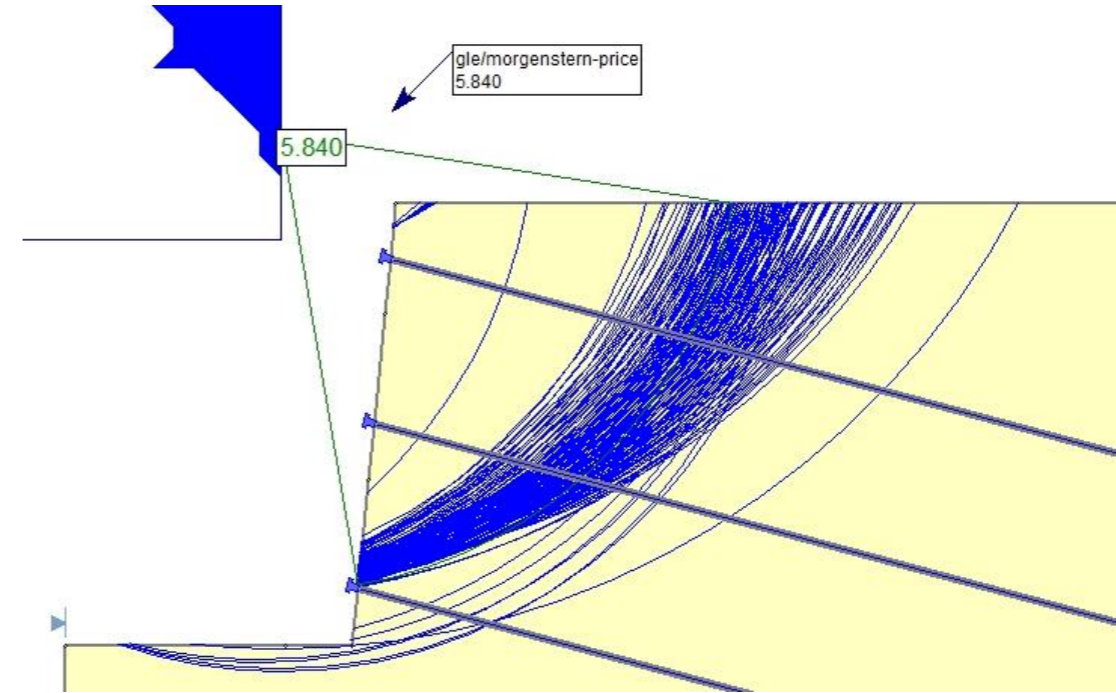


B2.1.1.3 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

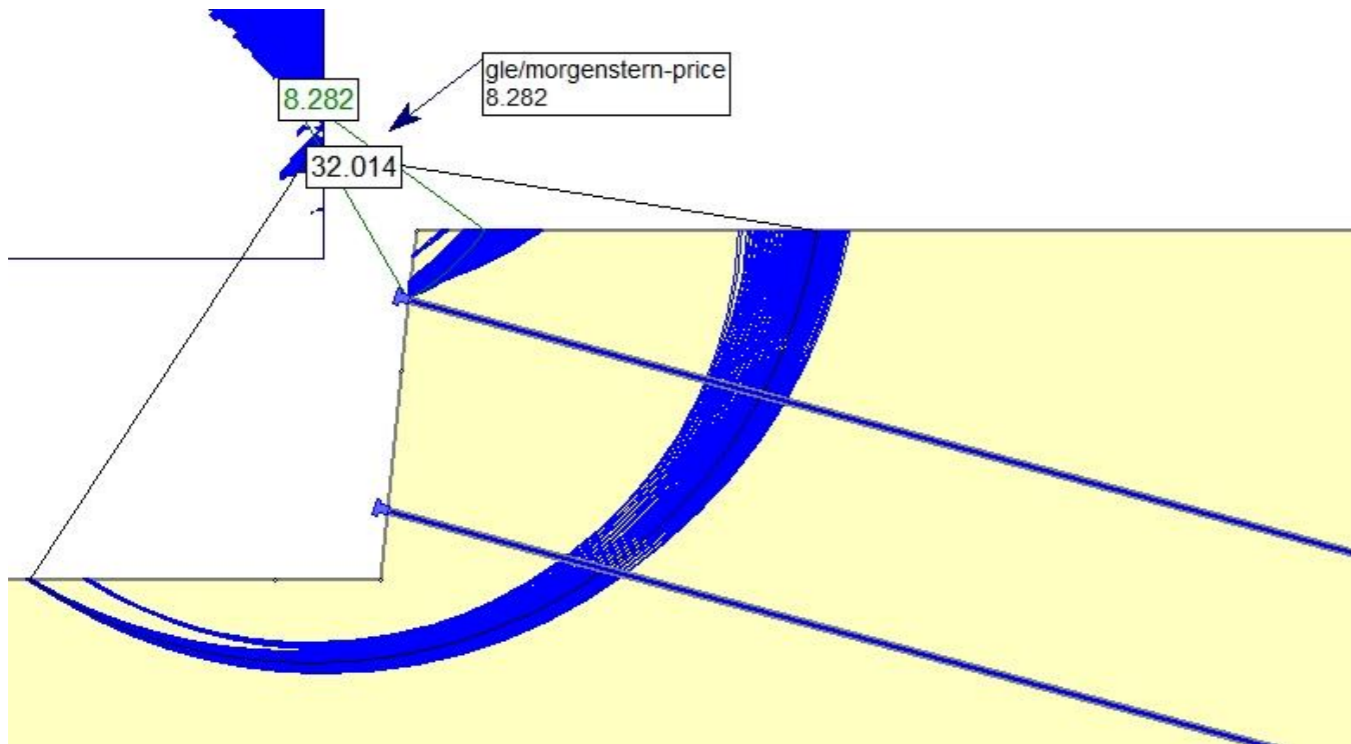
NAIL 1



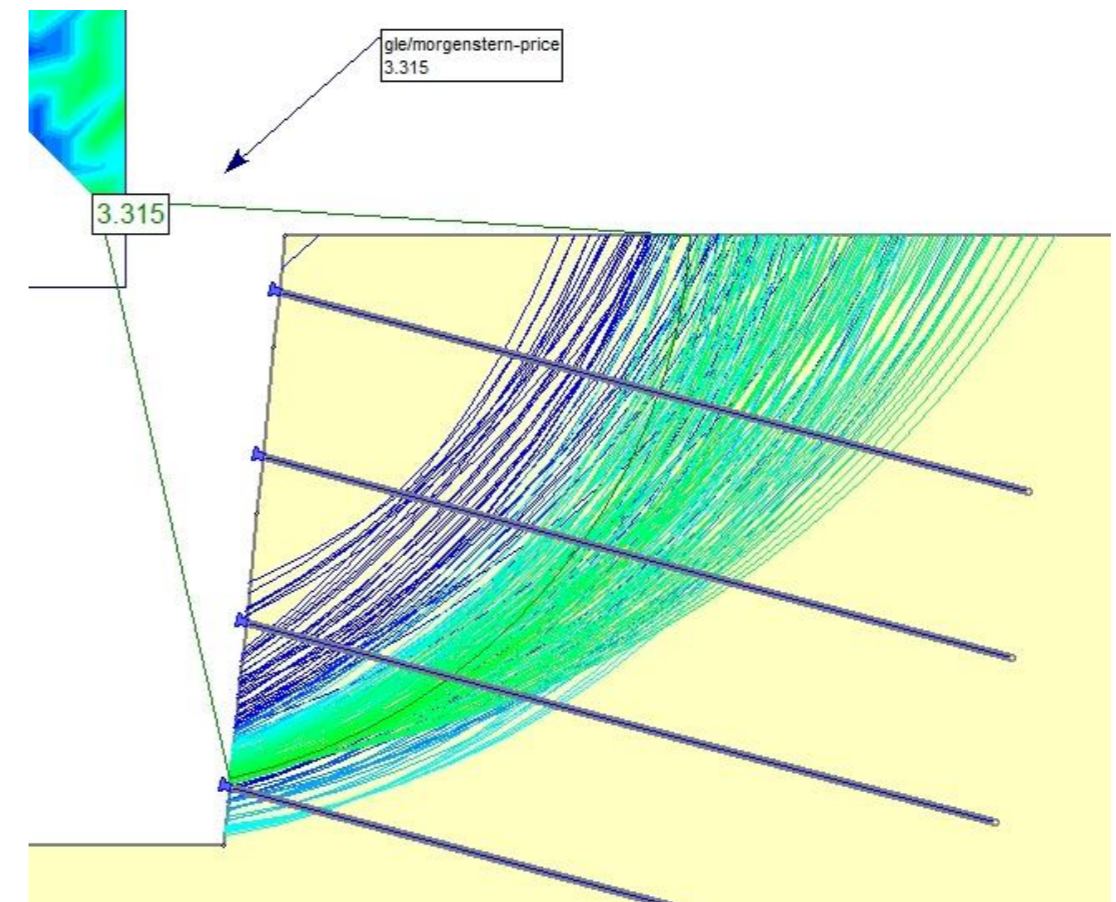
NAIL 3



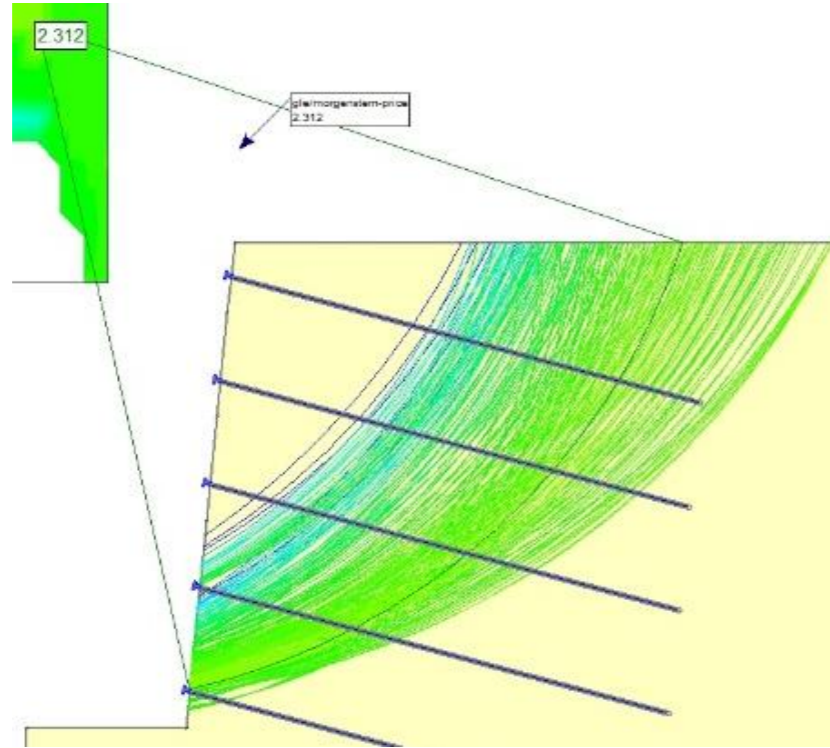
NAIL 2



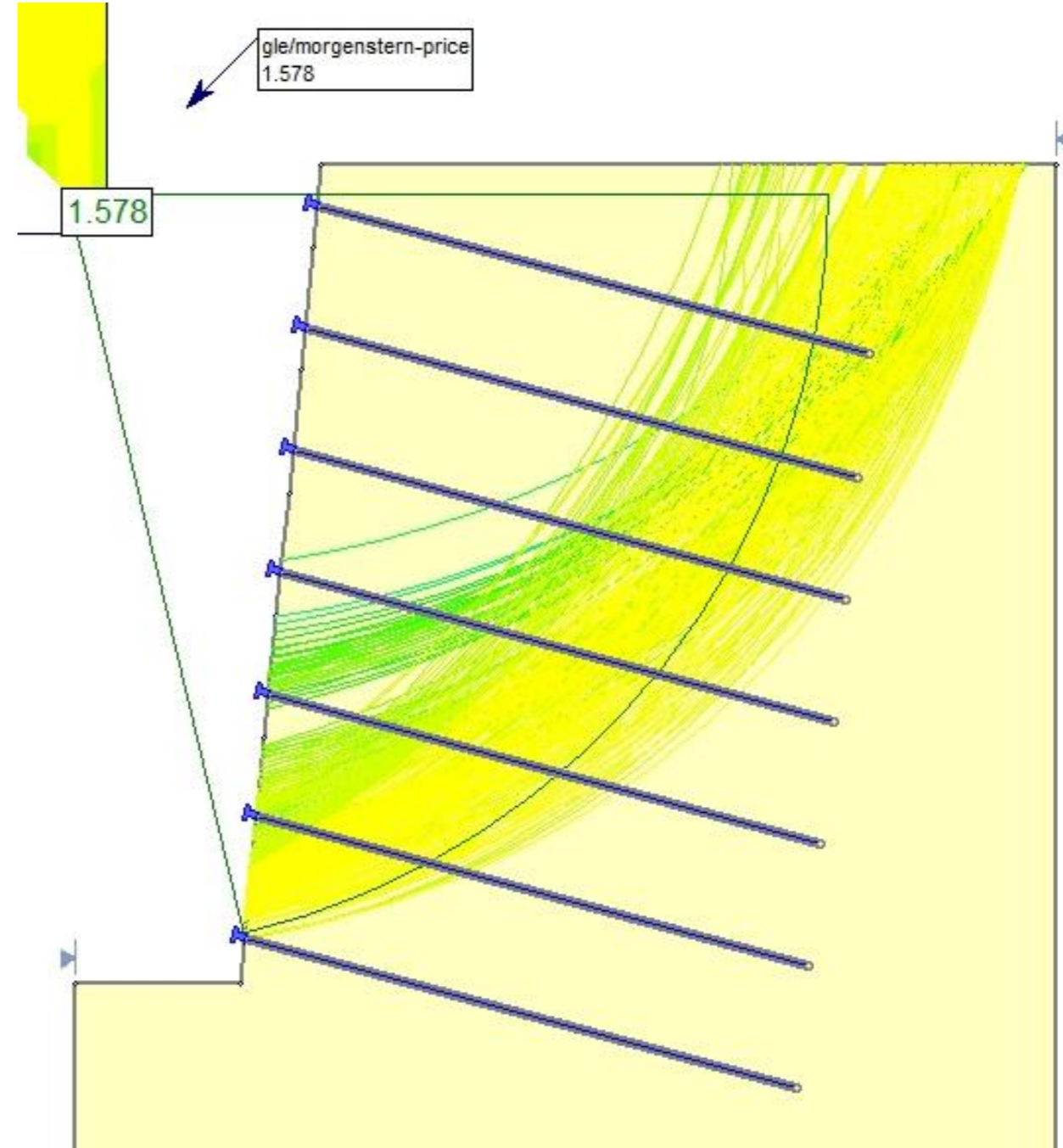
NAIL 4



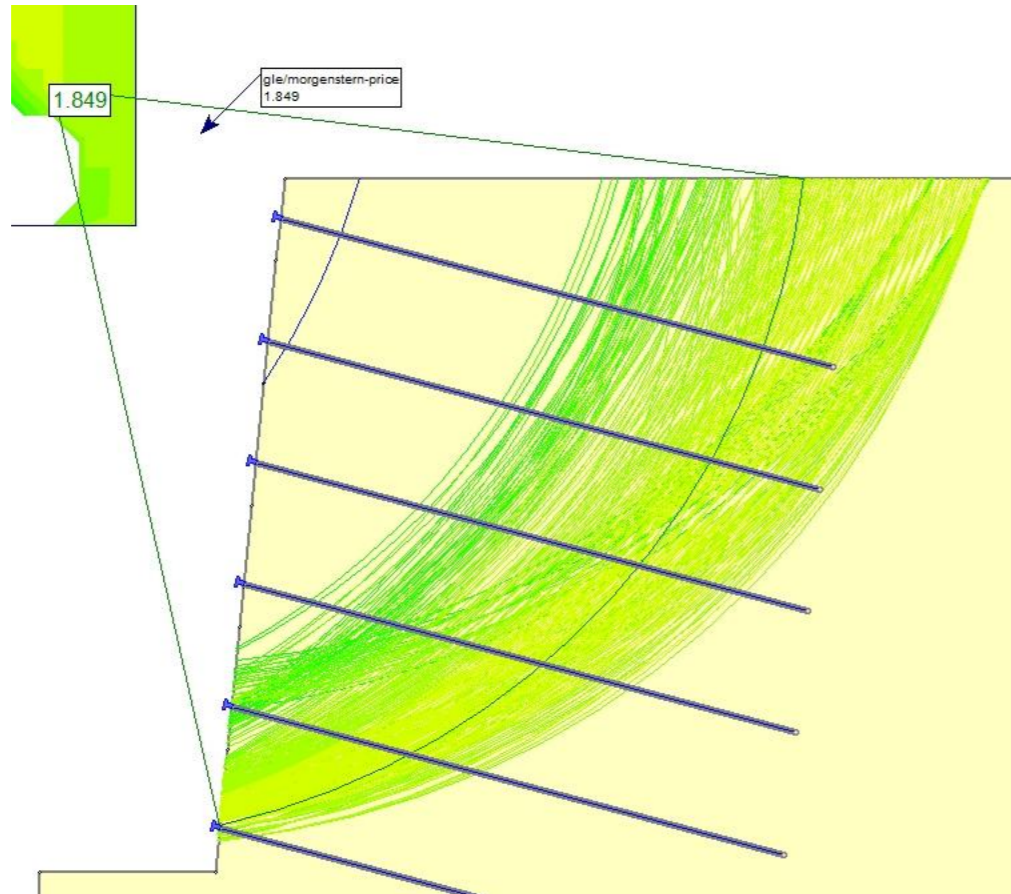
NAIL 5



NAIL 7

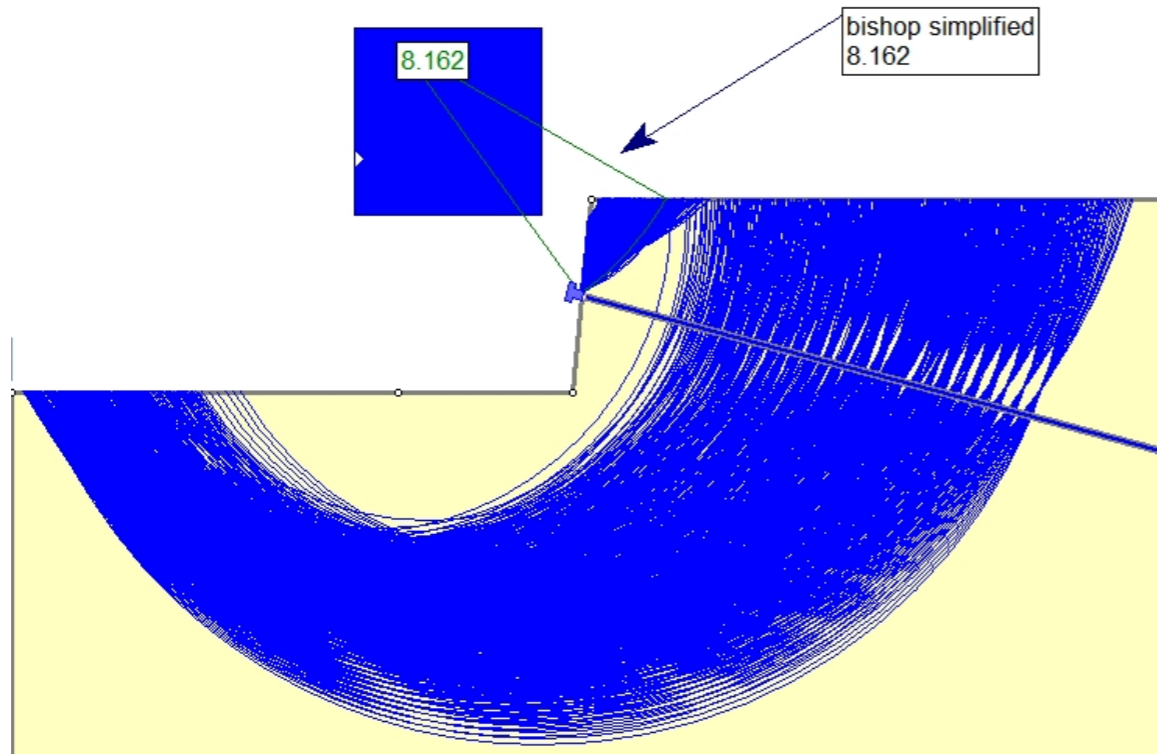


NAIL 6

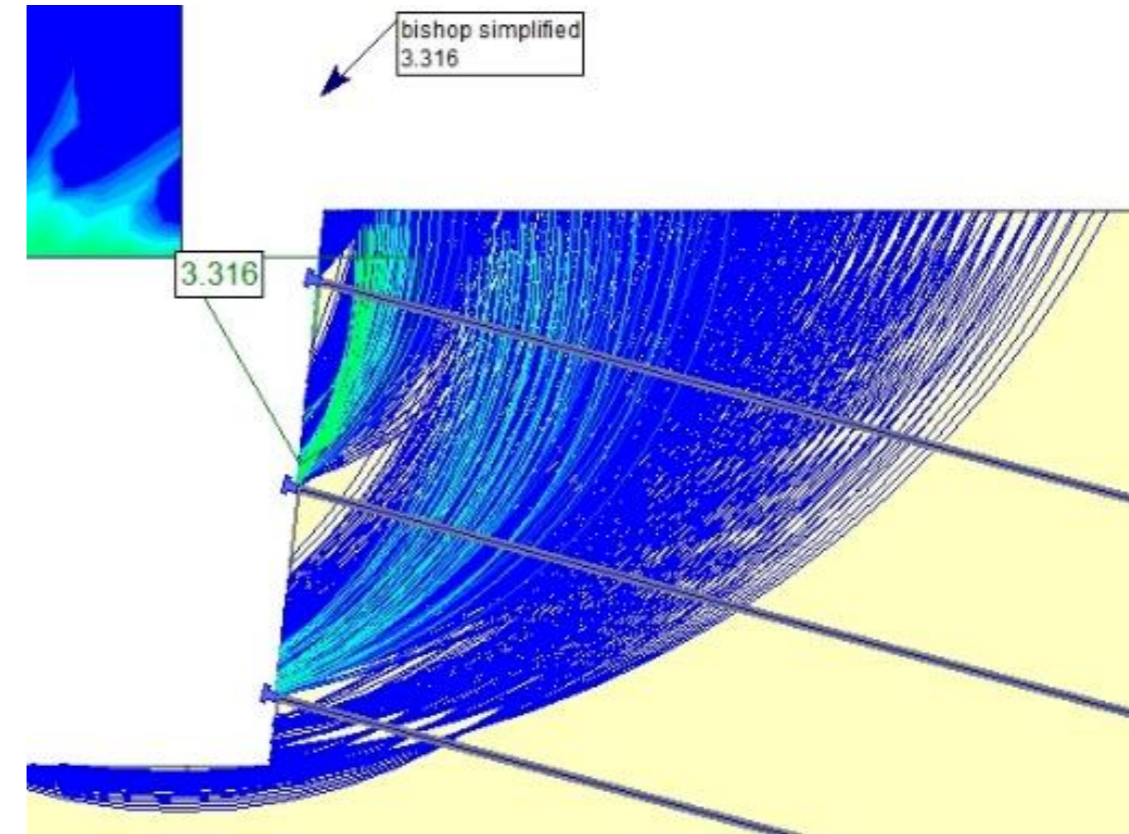


B2.1.2.1 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 32 \text{ mm}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

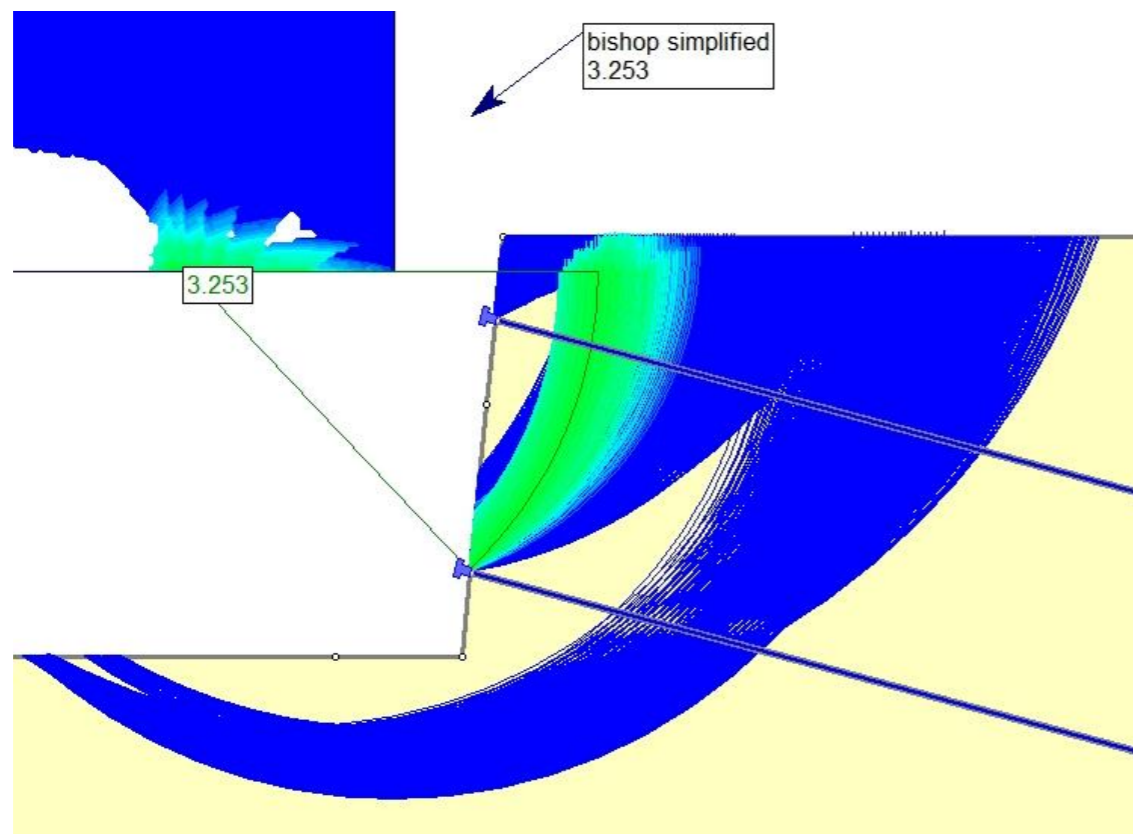
NAIL 1



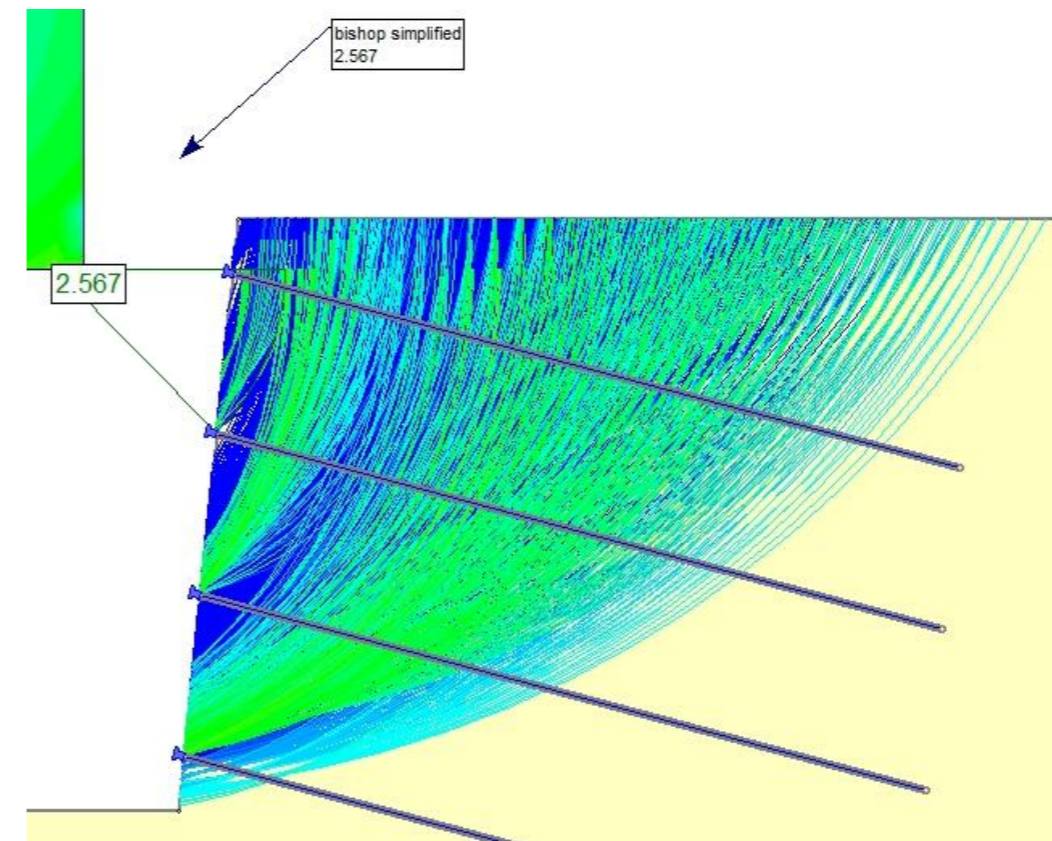
NAIL 3



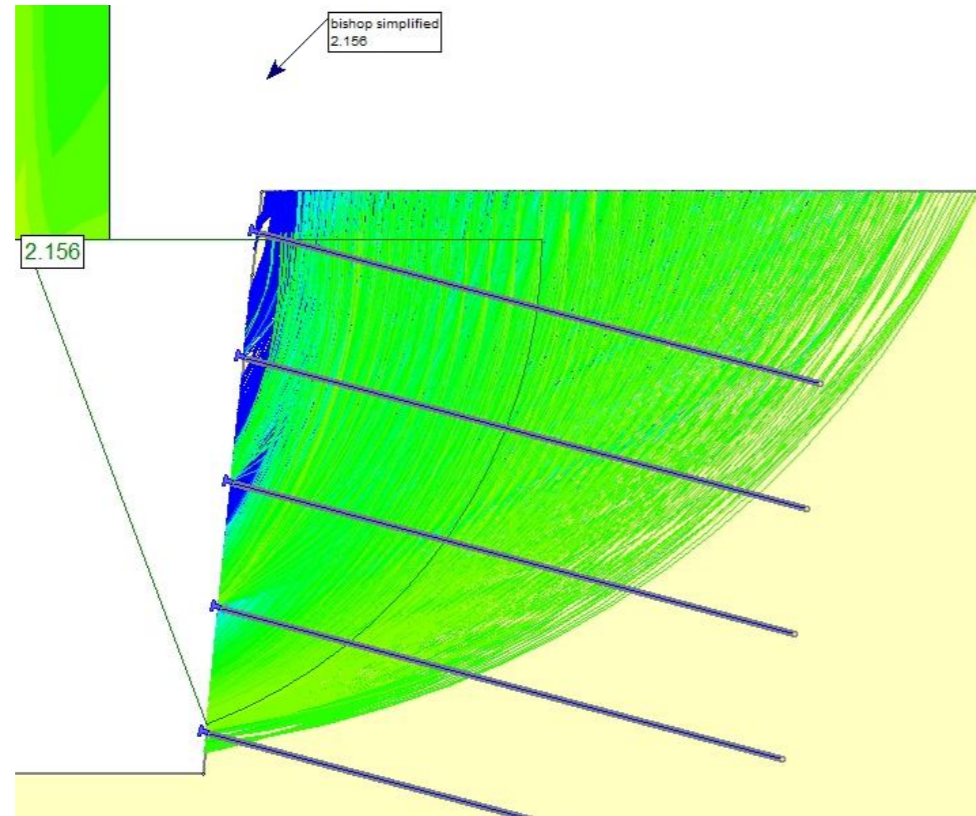
NAIL 2



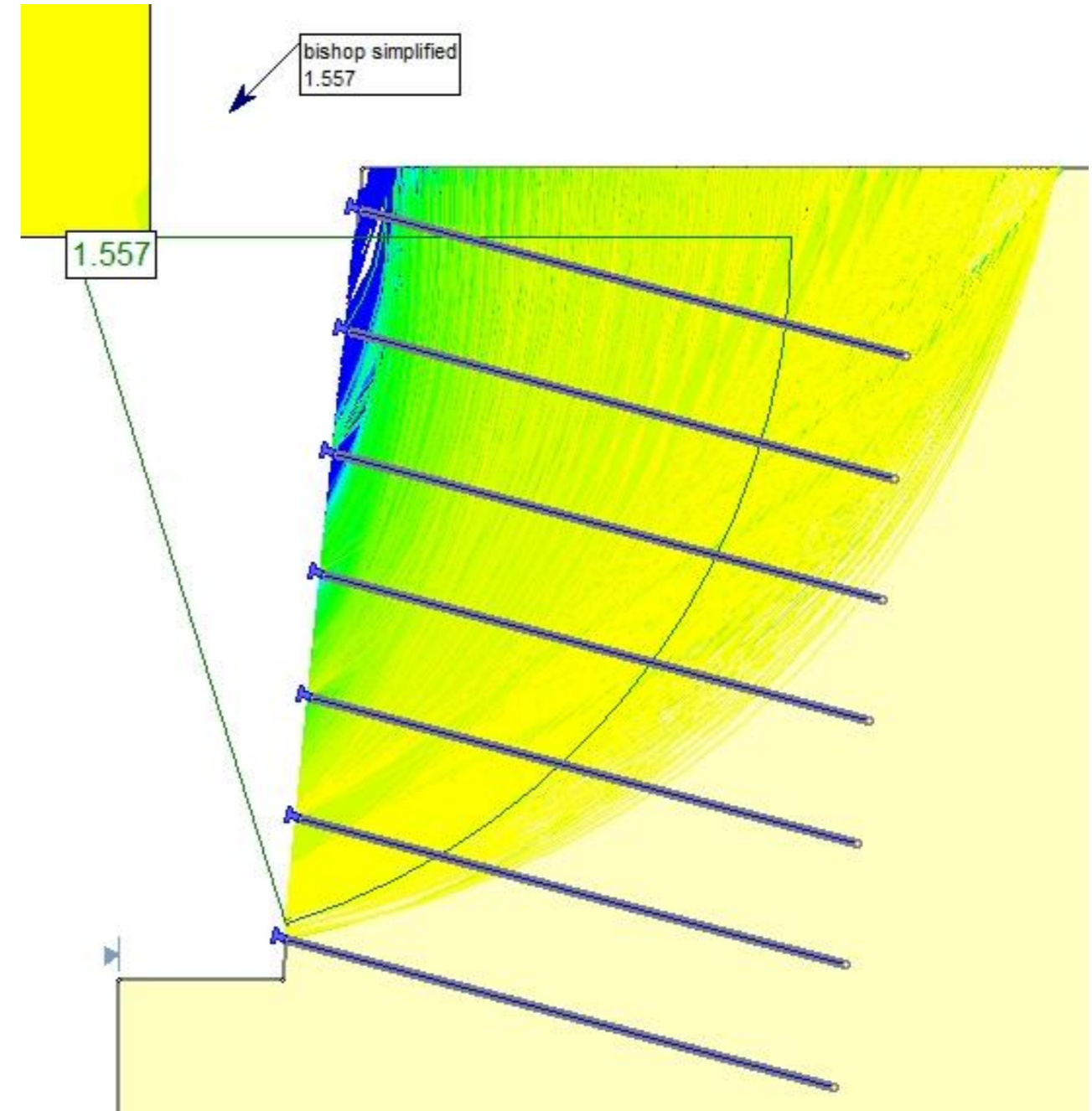
NAIL 4



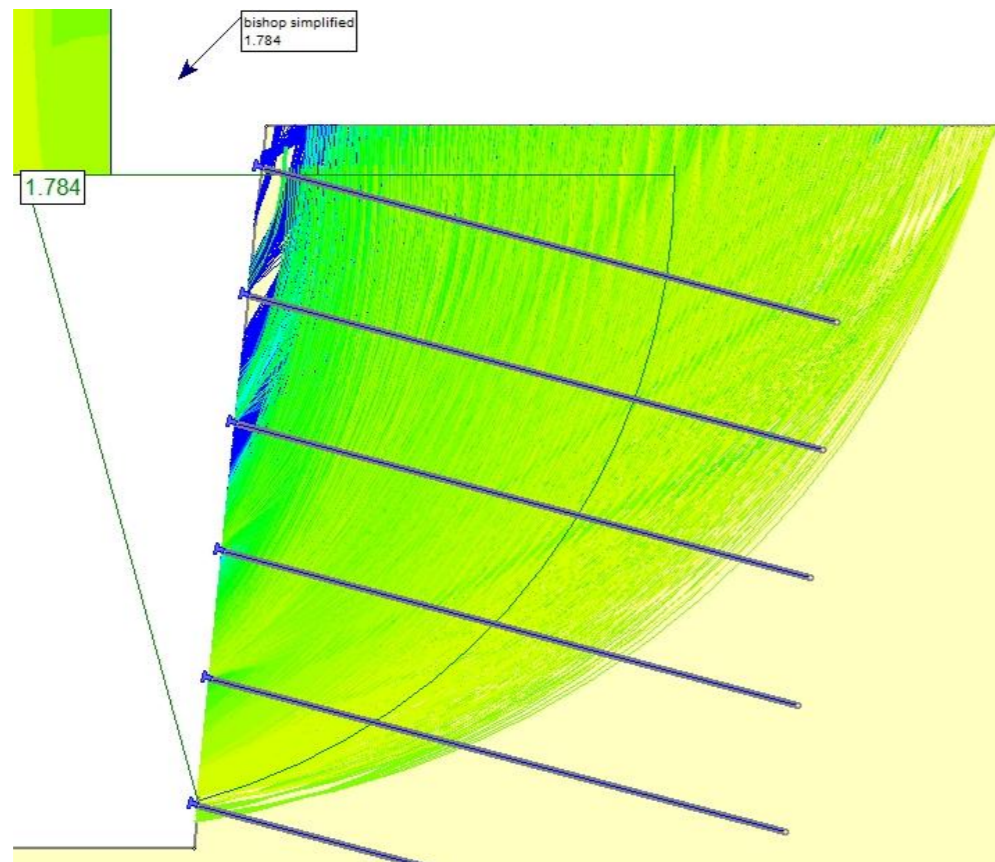
NAIL 5



NAIL 7

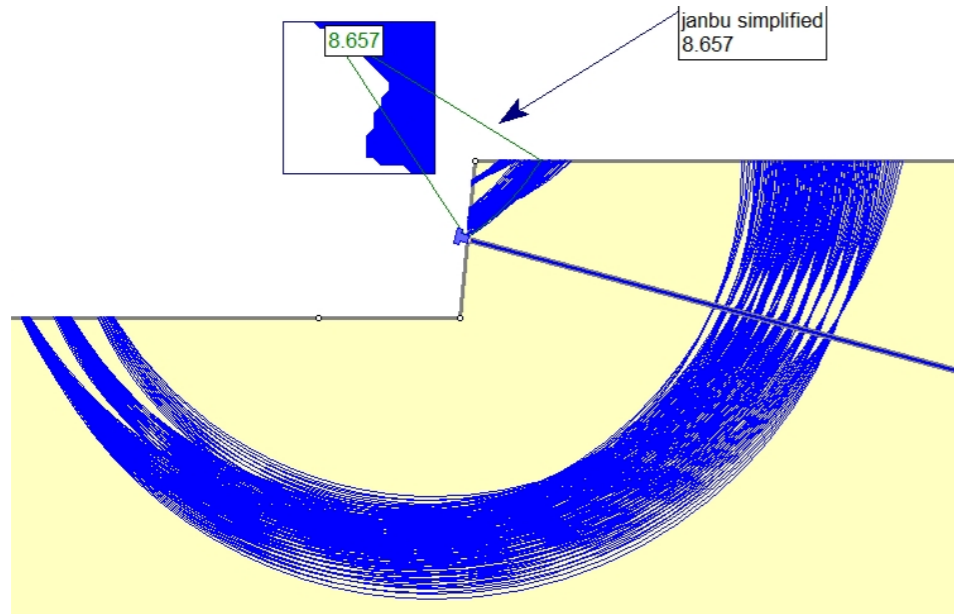


NAIL 6

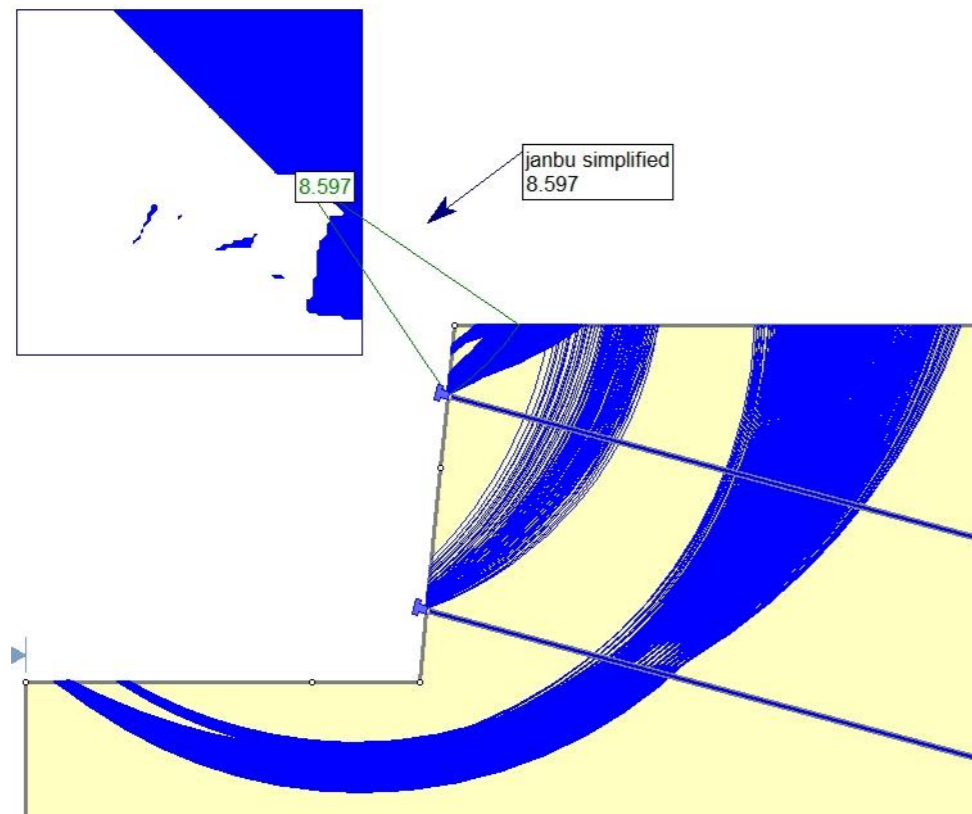


B2.1.2.2 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 32 \text{ mm}$  – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

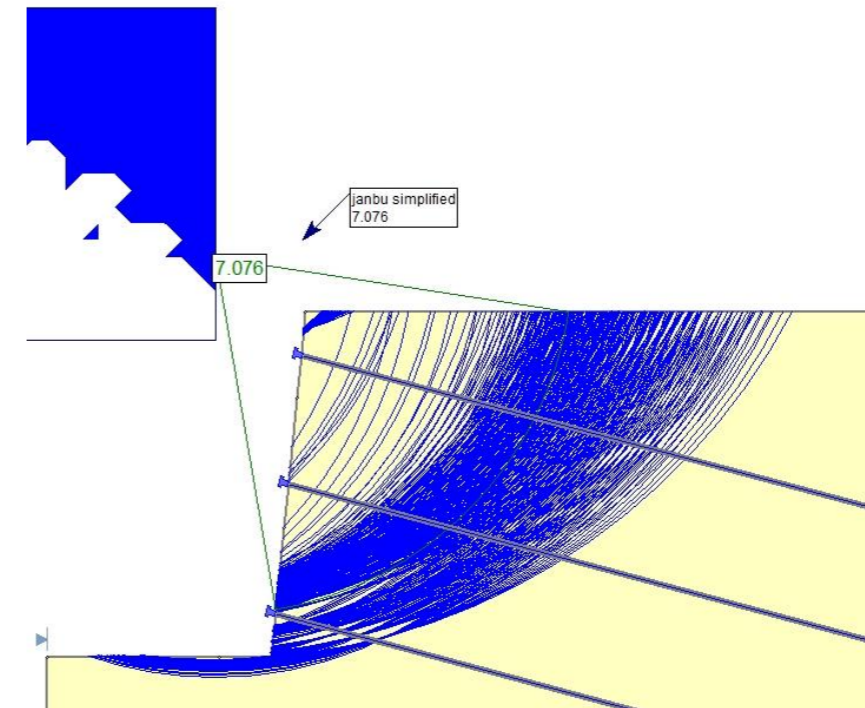
NAIL 1



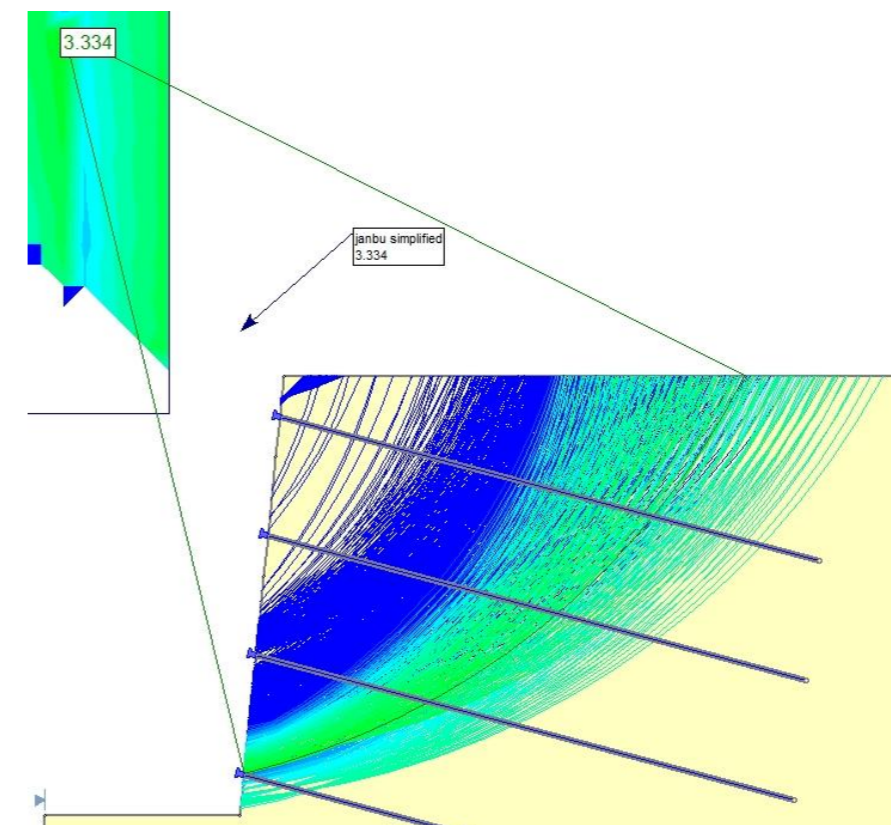
NAIL 2



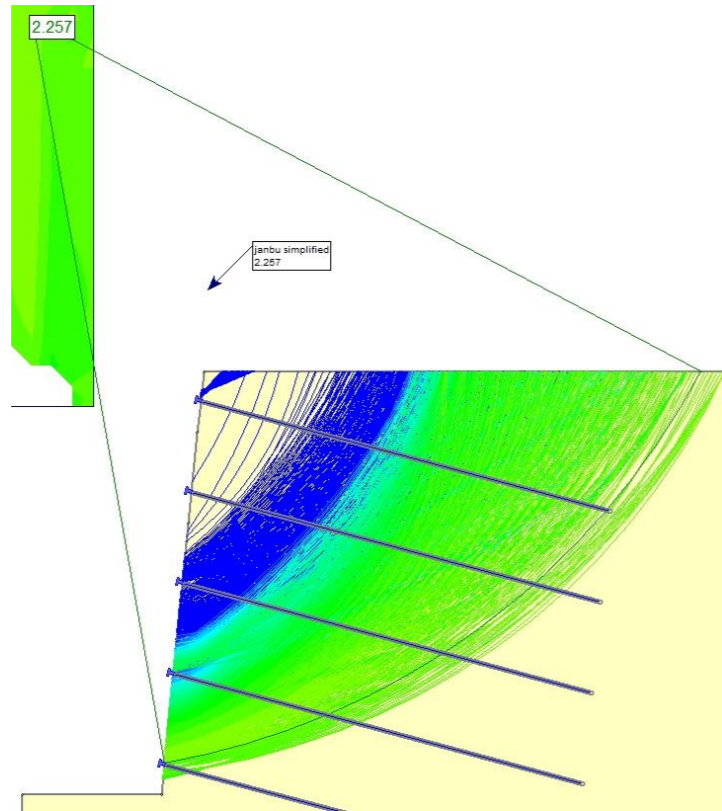
NAIL 3



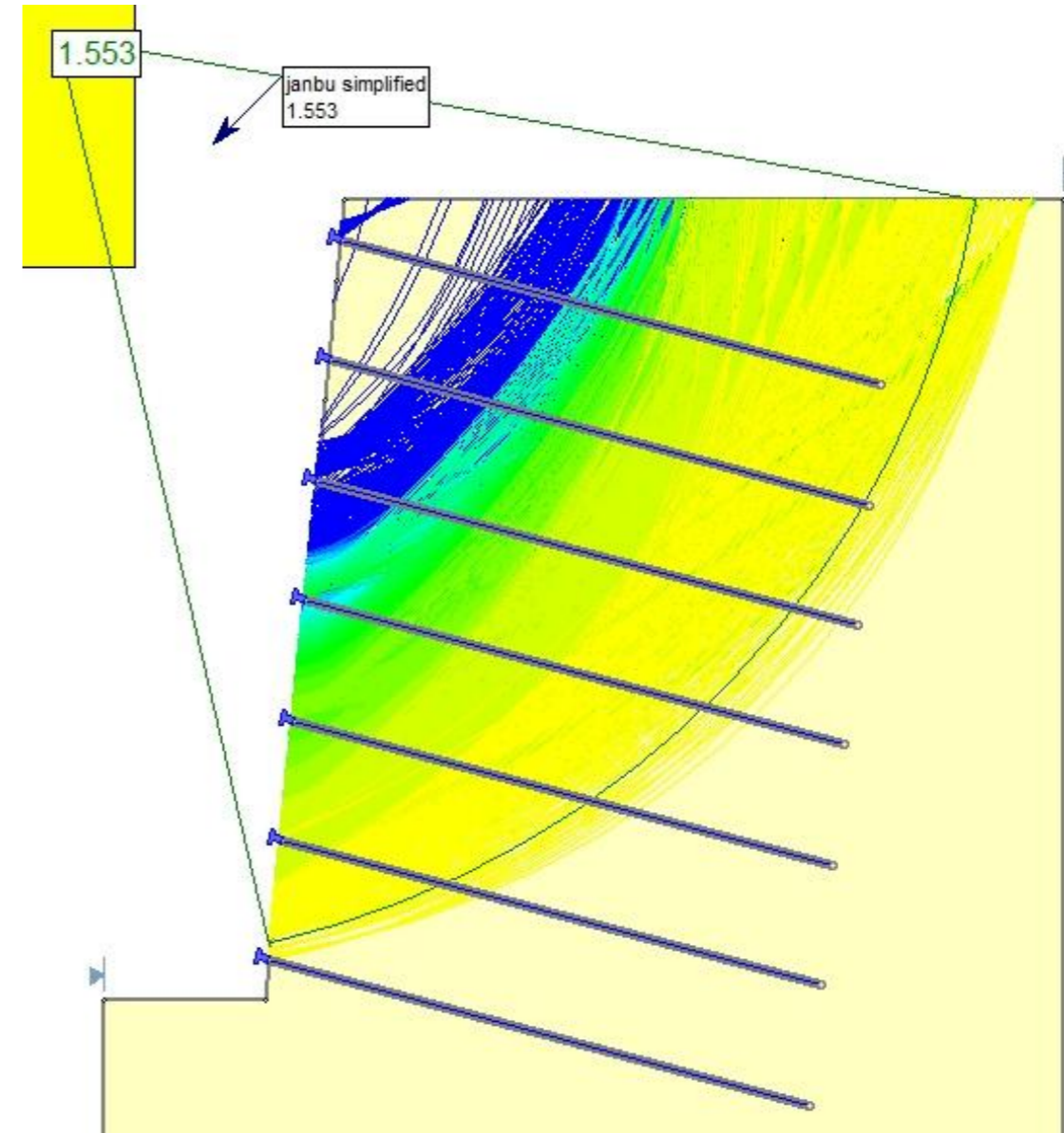
NAIL 4



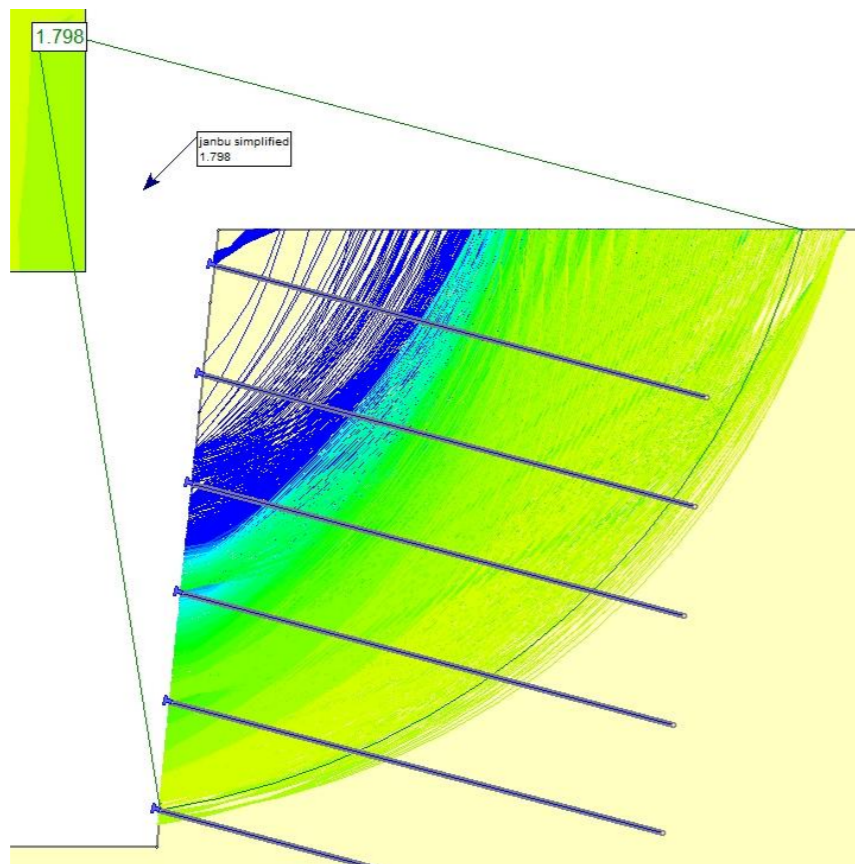
NAIL 5



NAIL 7

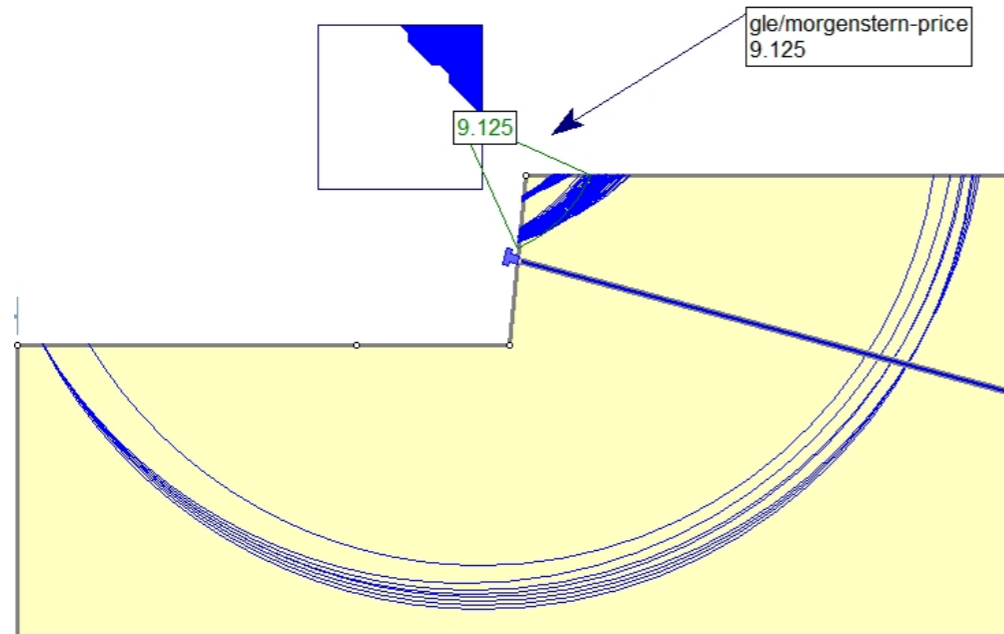


NAIL 6

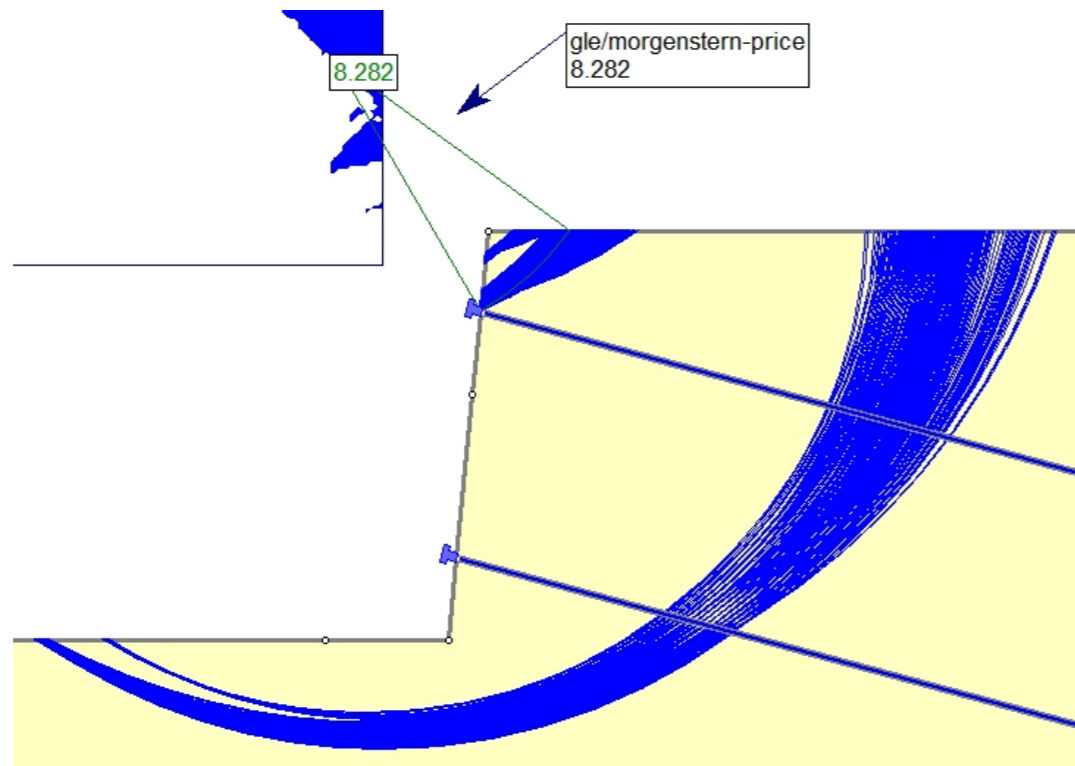


B2.1.2.3 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 32 \text{ mm}$  – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

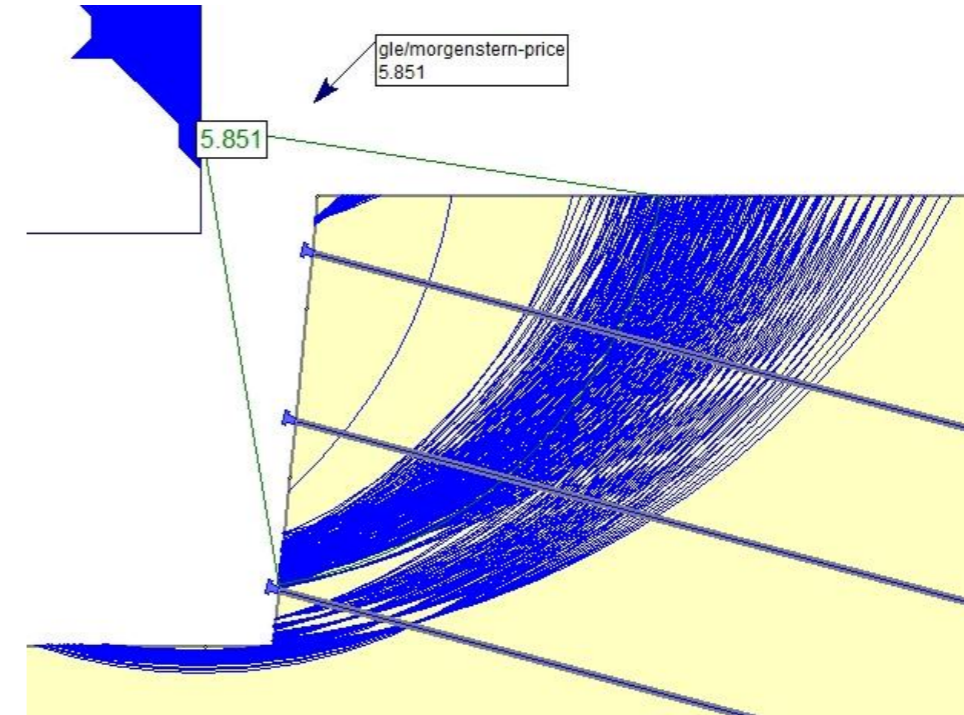
NAIL 1



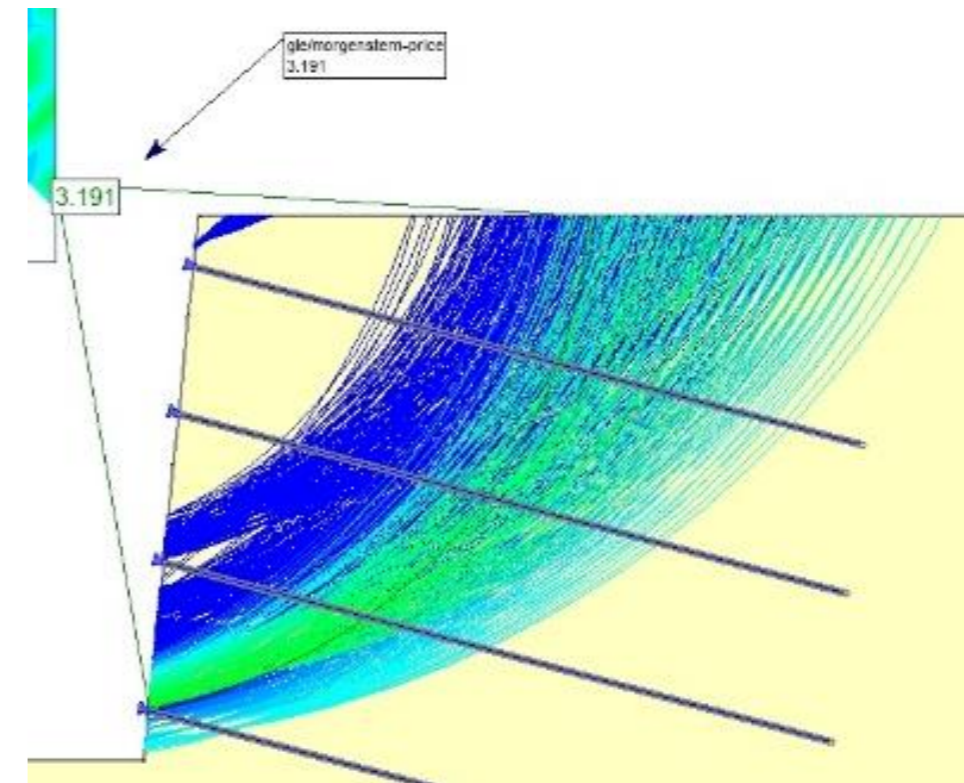
NAIL 2



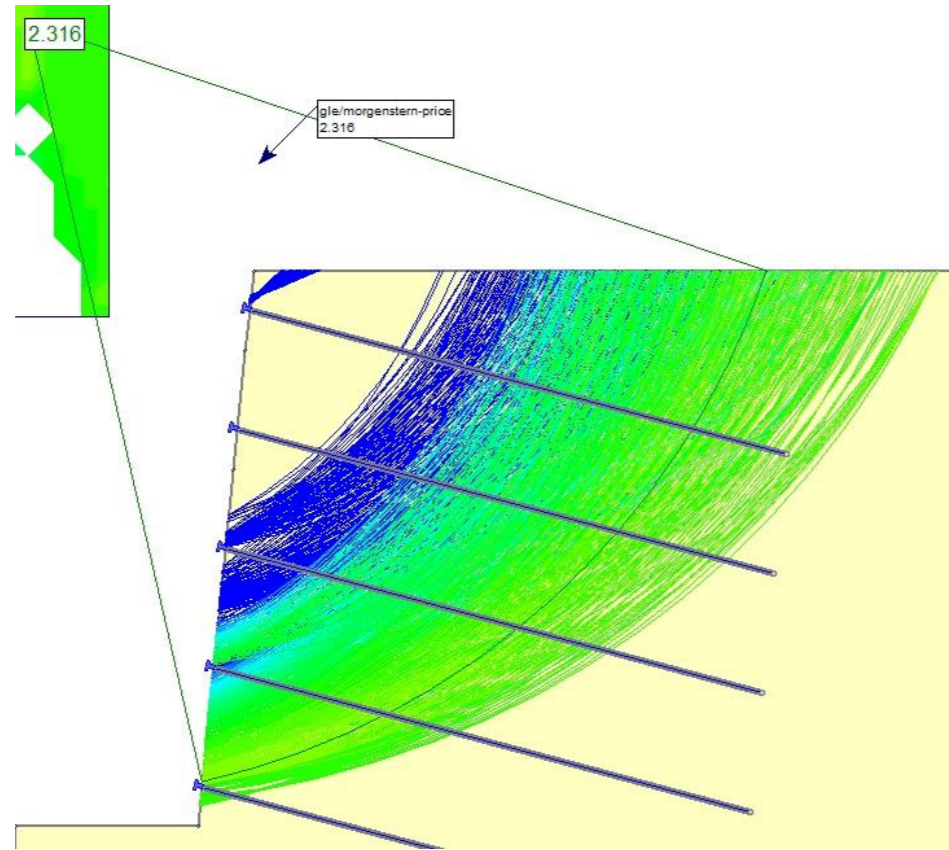
NAIL 3



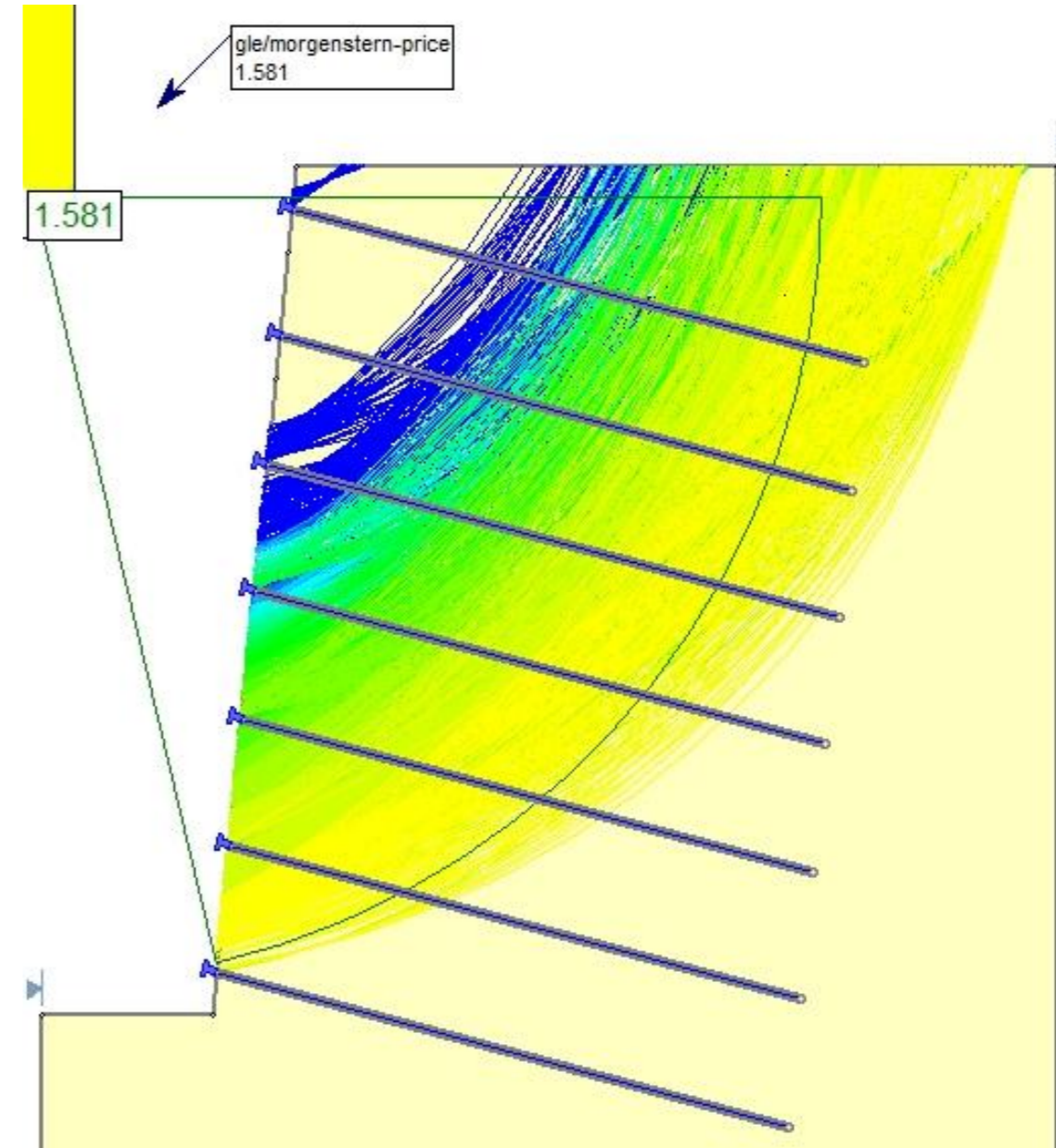
NAIL 4



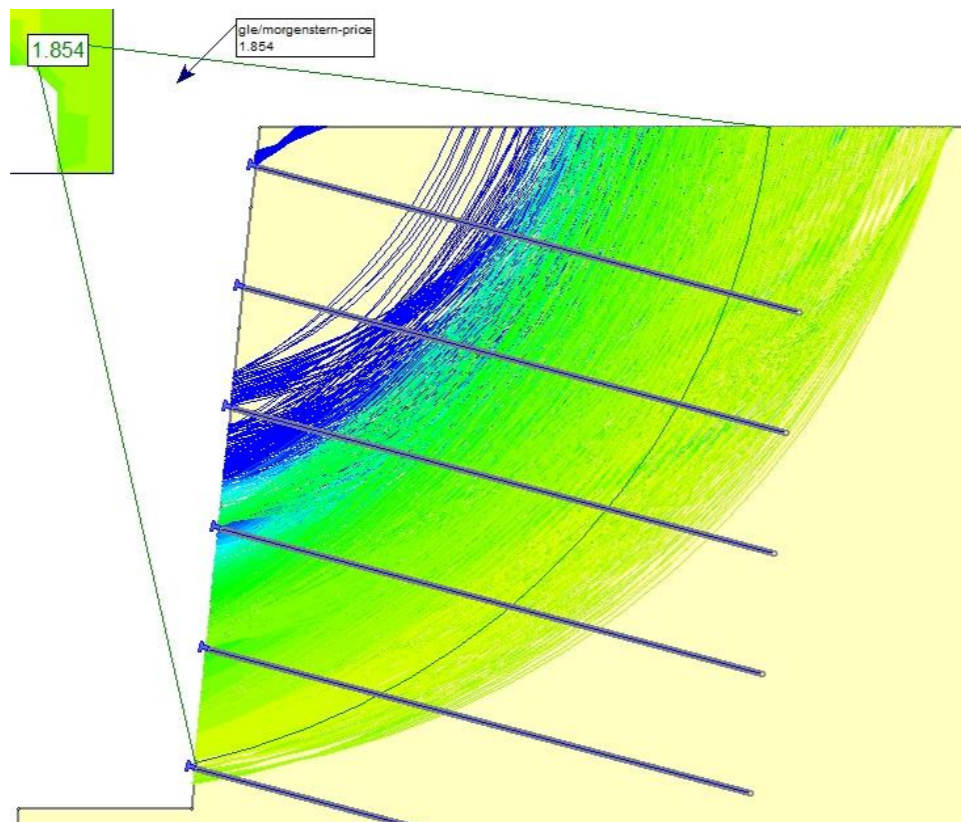
NAIL 5



NAIL 7

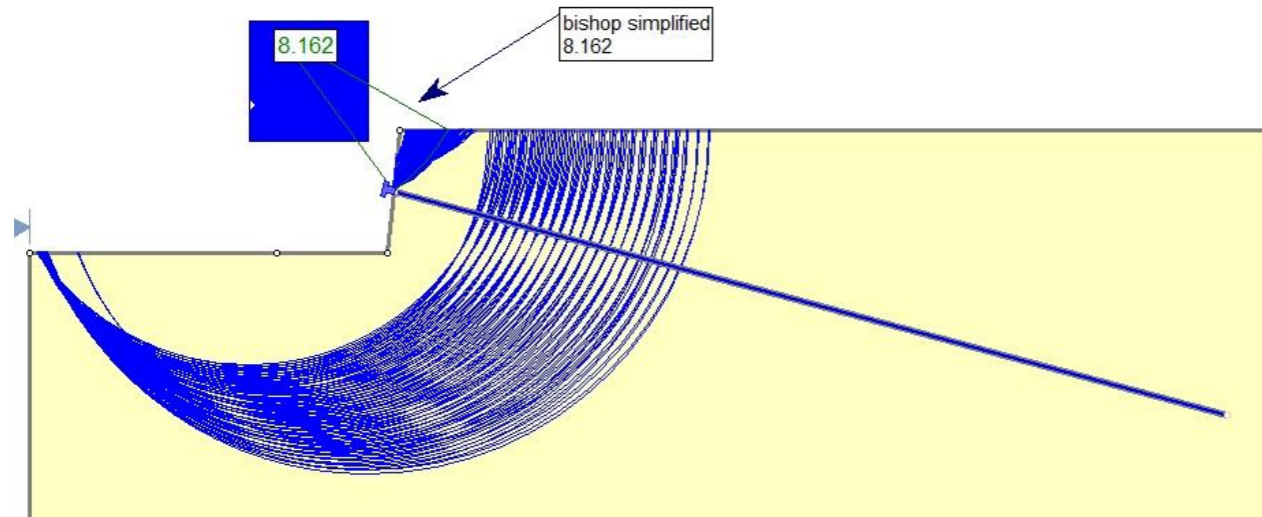


NAIL 6

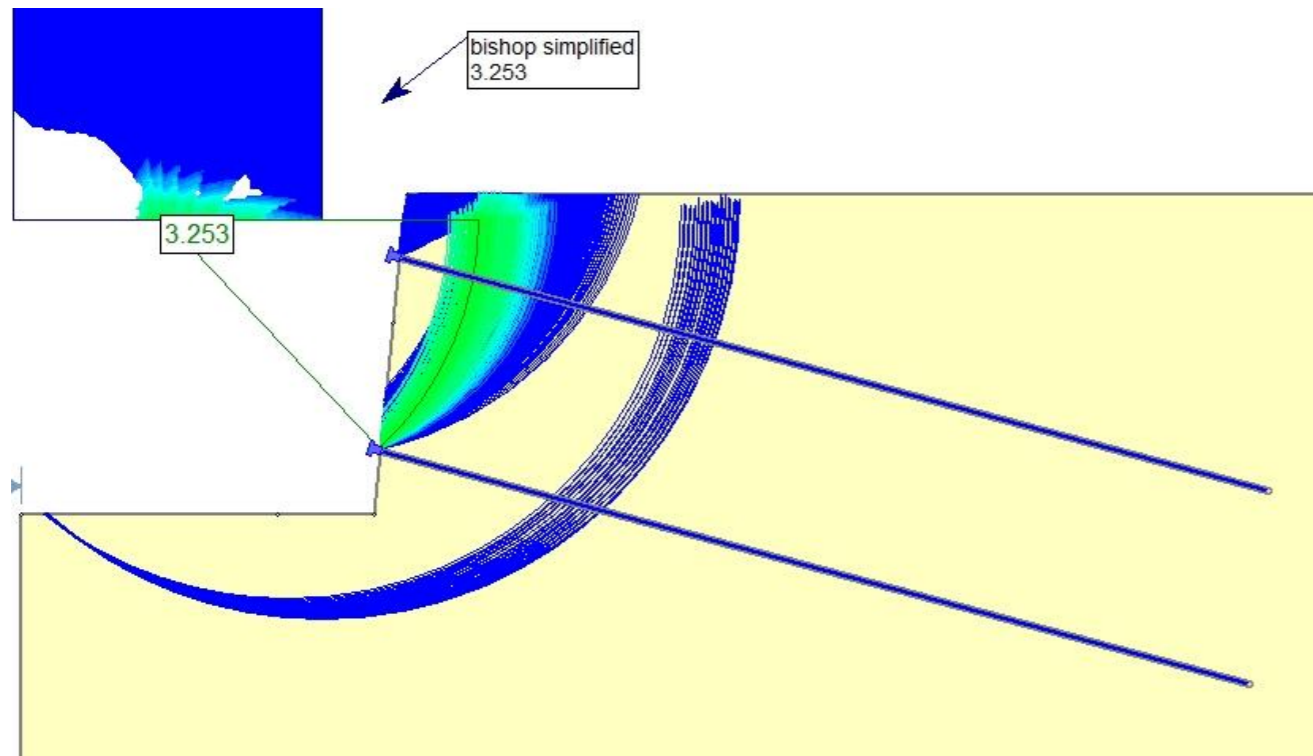


B2.1.3.1 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 40$  mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

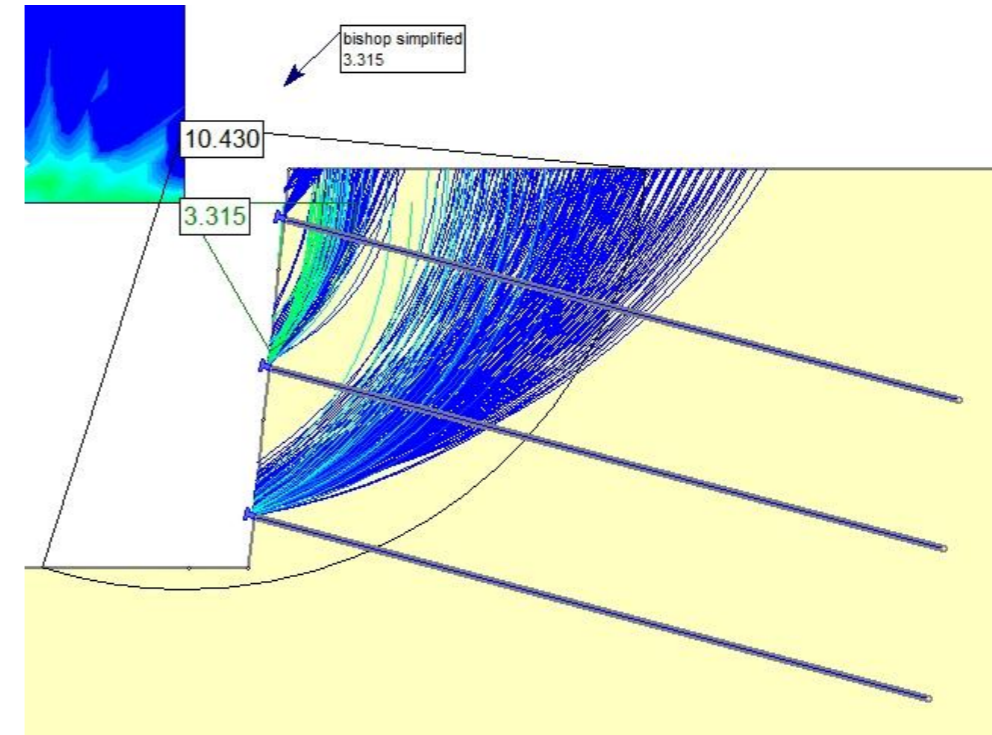
NAIL 1



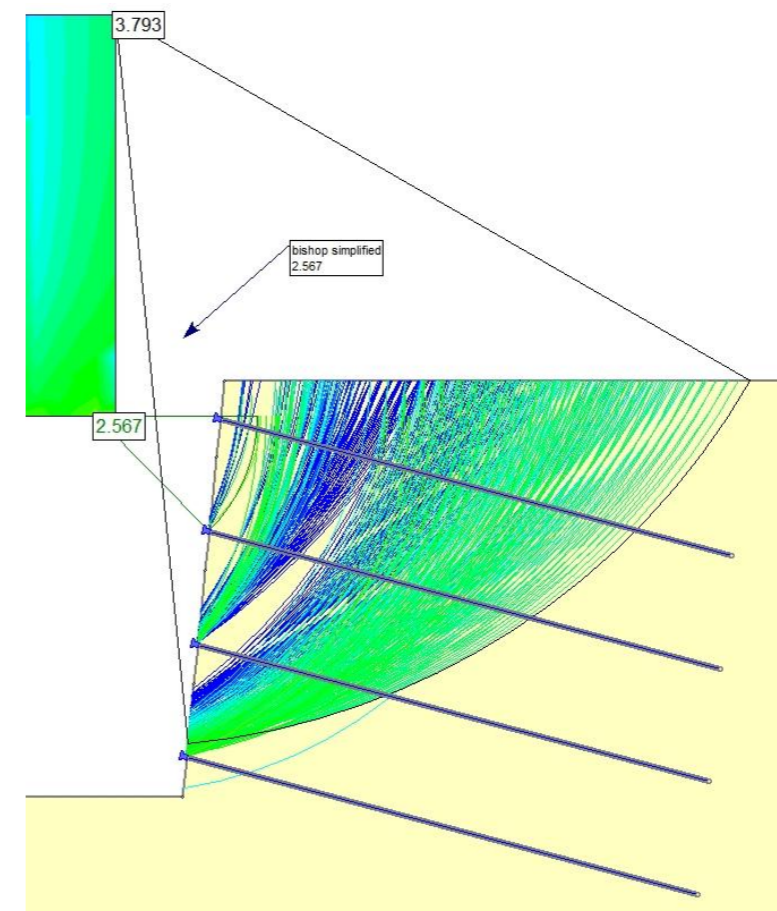
NAIL 2



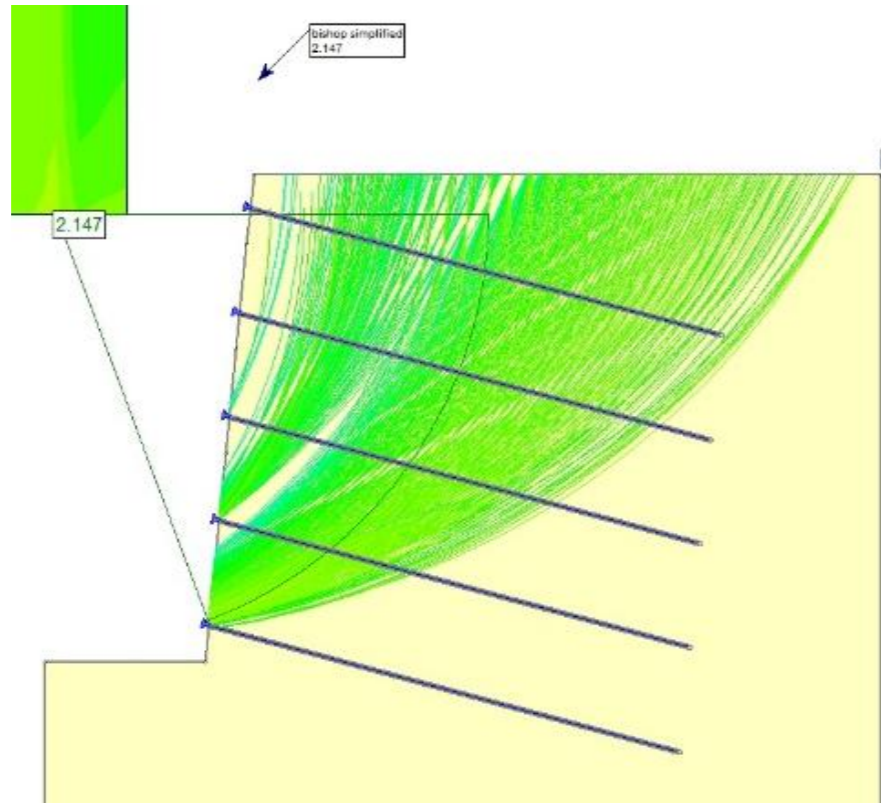
NAIL 3



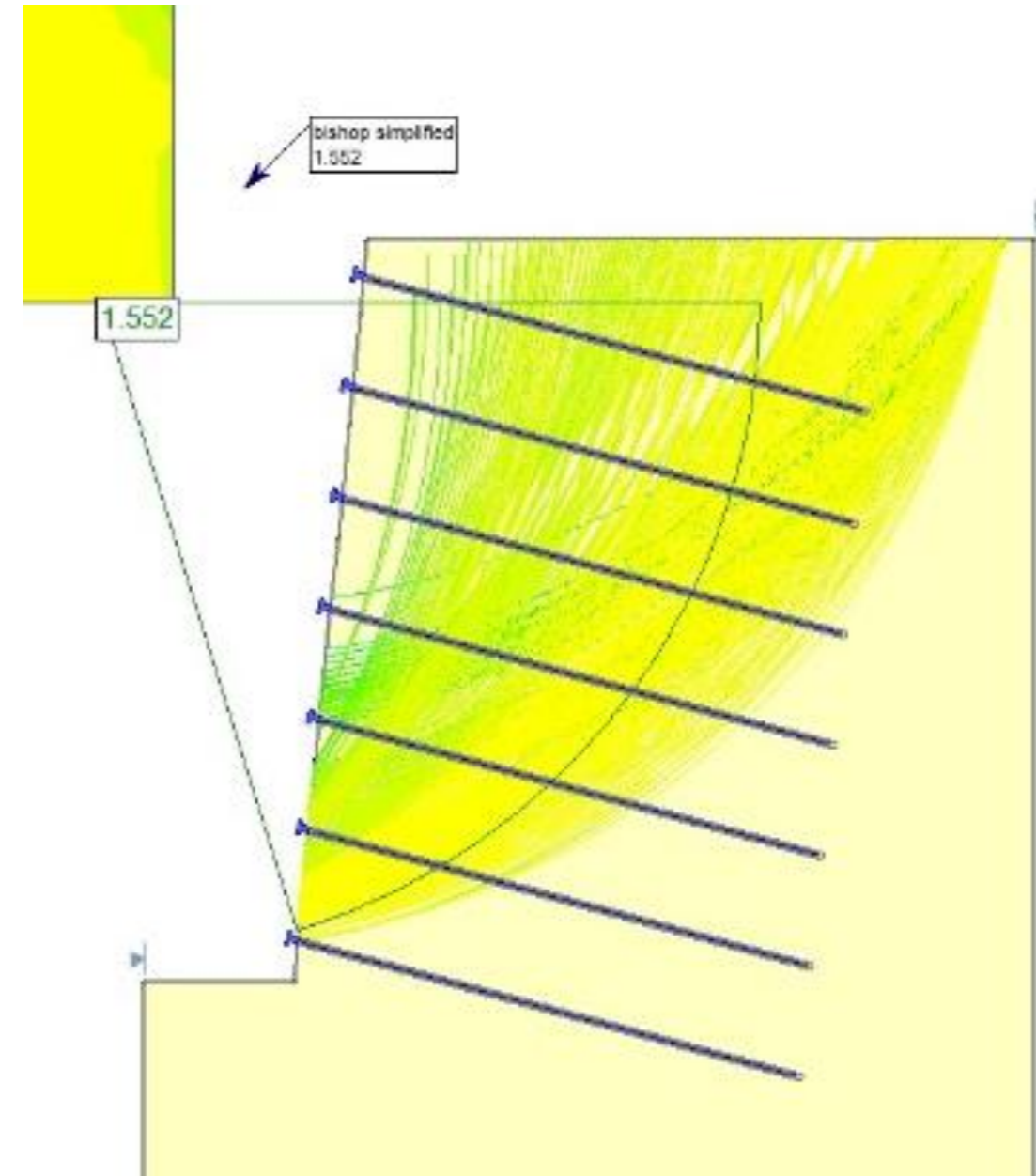
NAIL 4



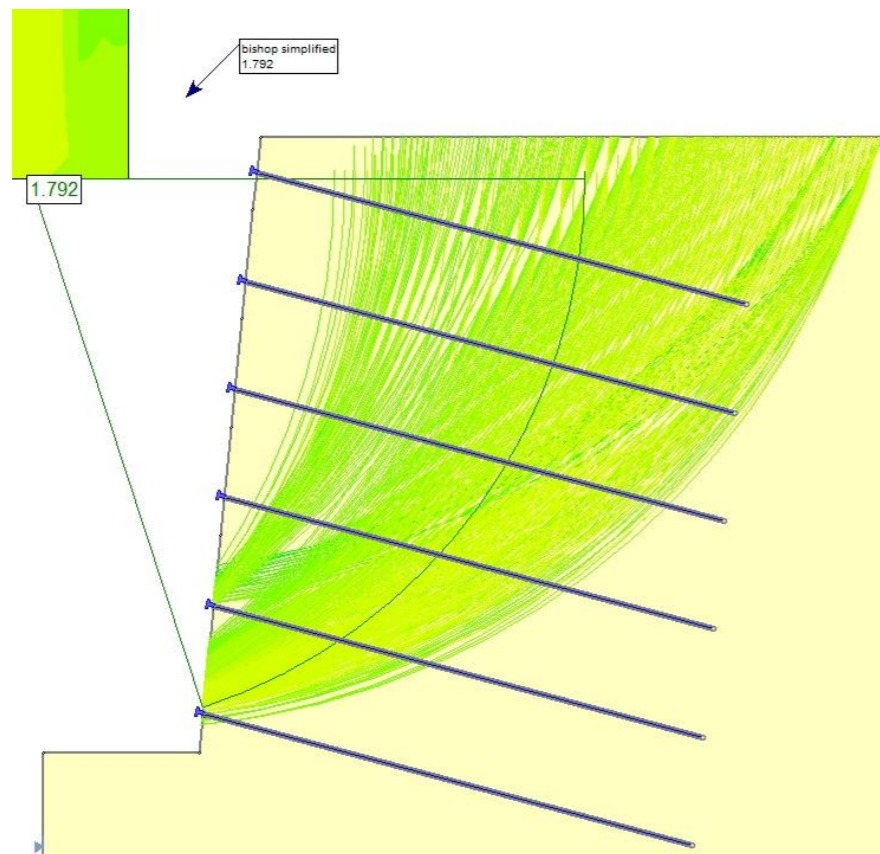
NAIL 5



NAIL 7

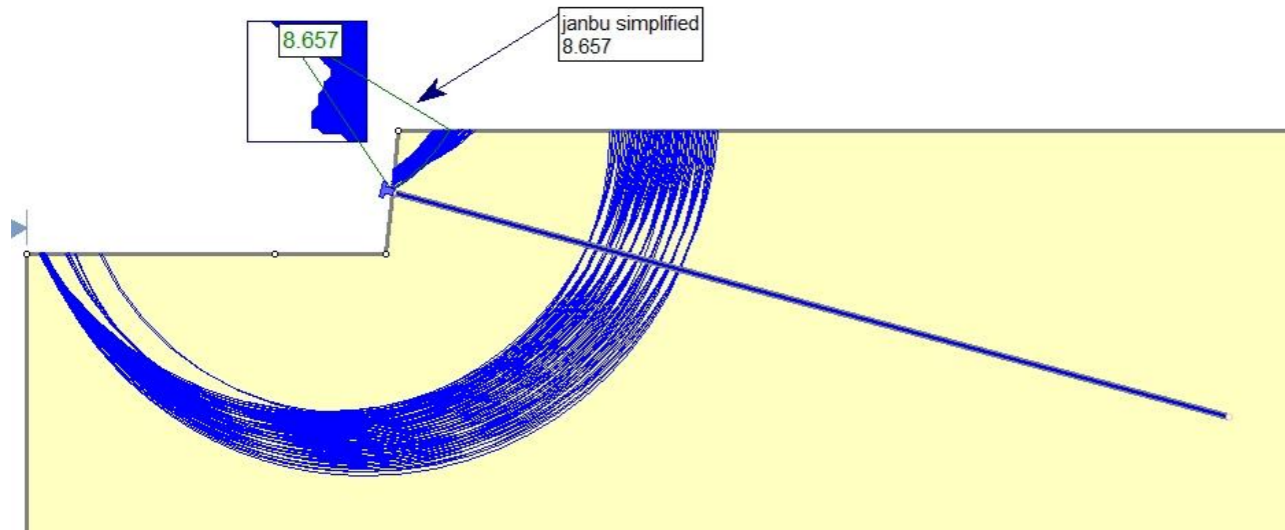


NAIL 6

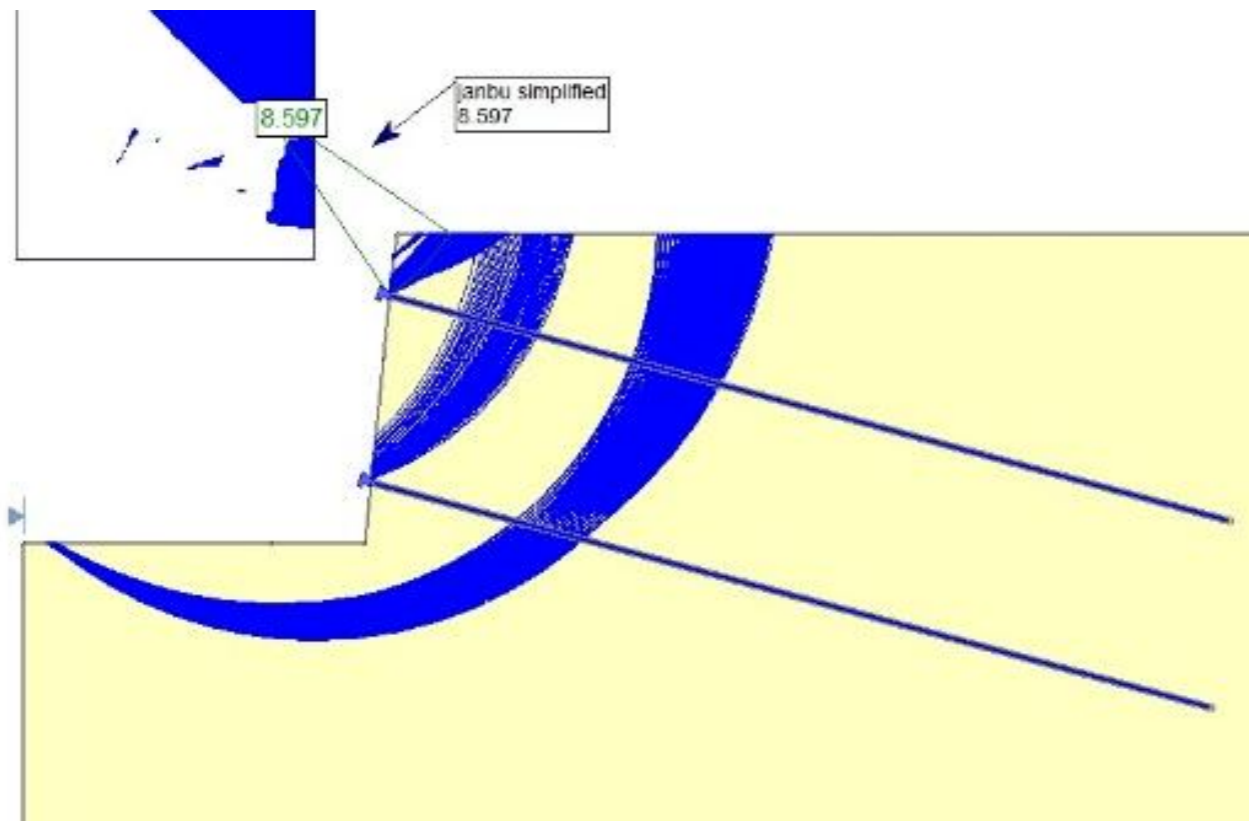


B2.1.3.2 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 40$  mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

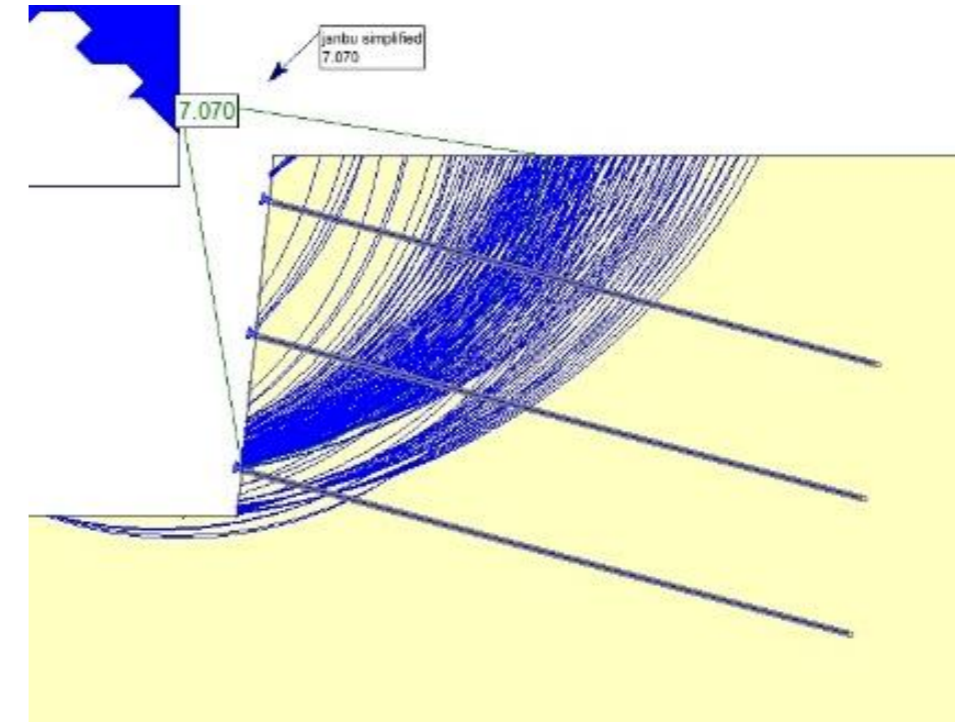
NAIL 1



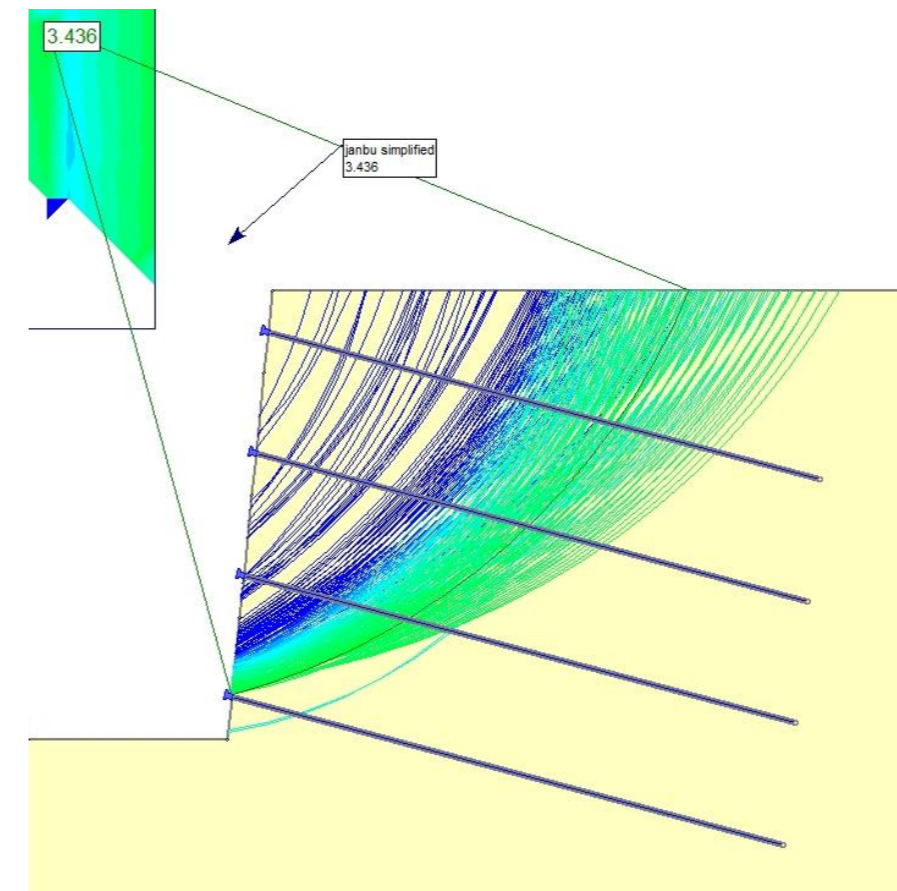
NAIL 2



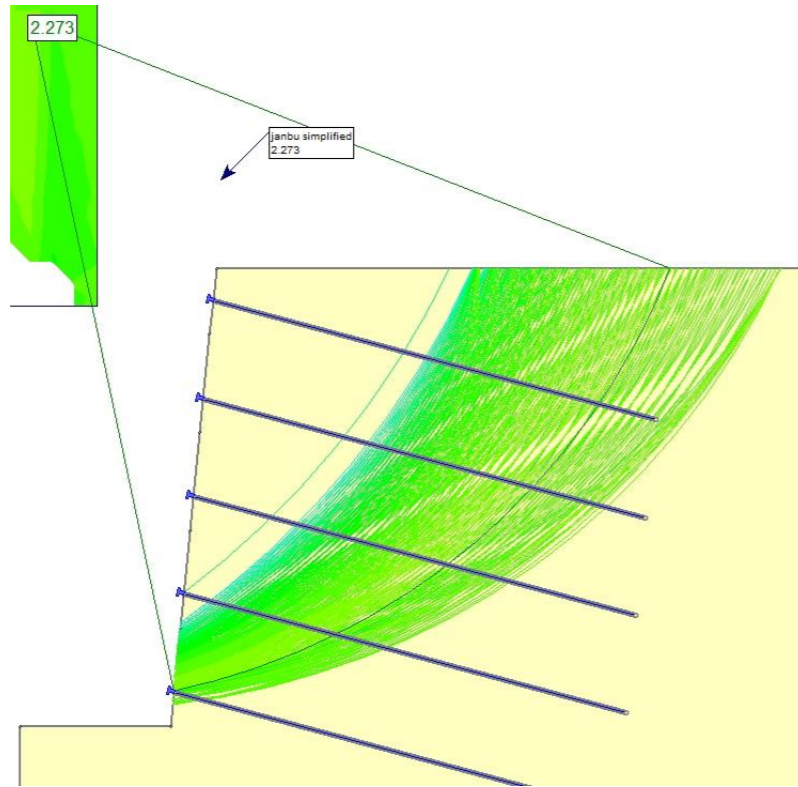
NAIL 3



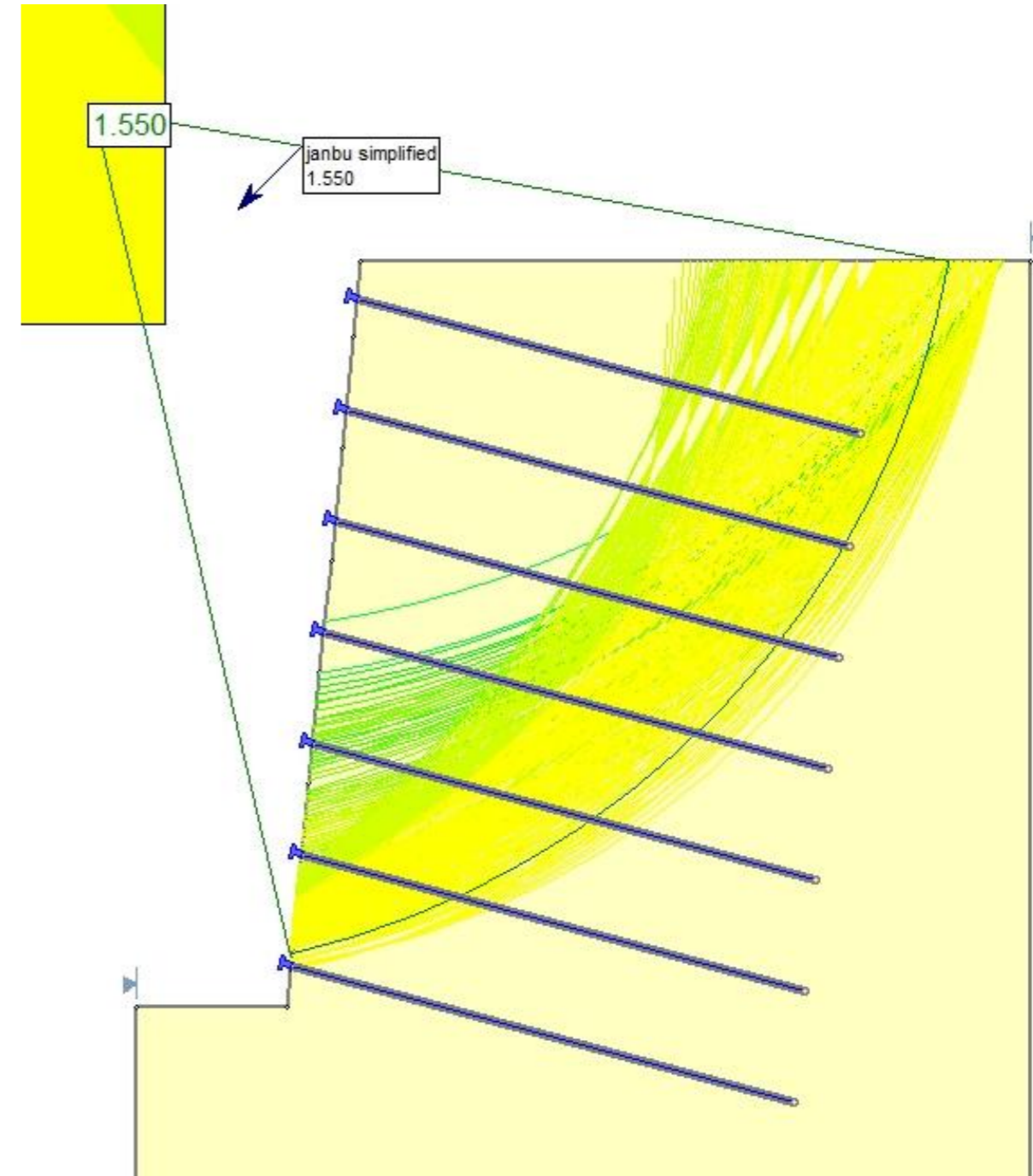
NAIL 4



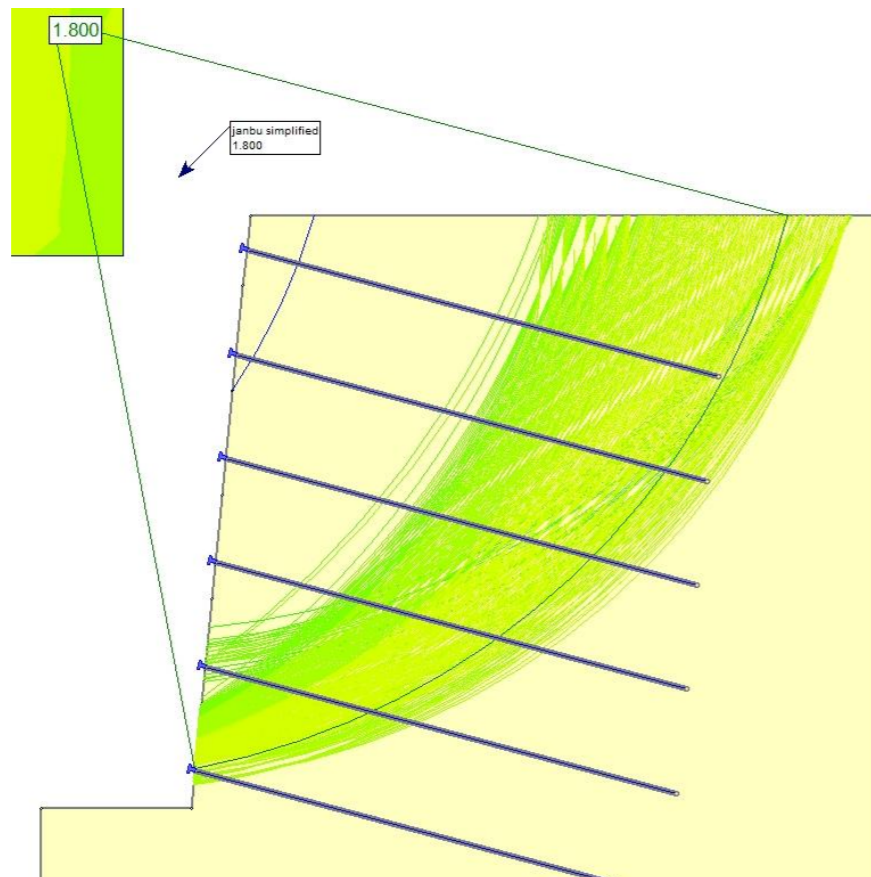
NAIL 5



NAIL 7

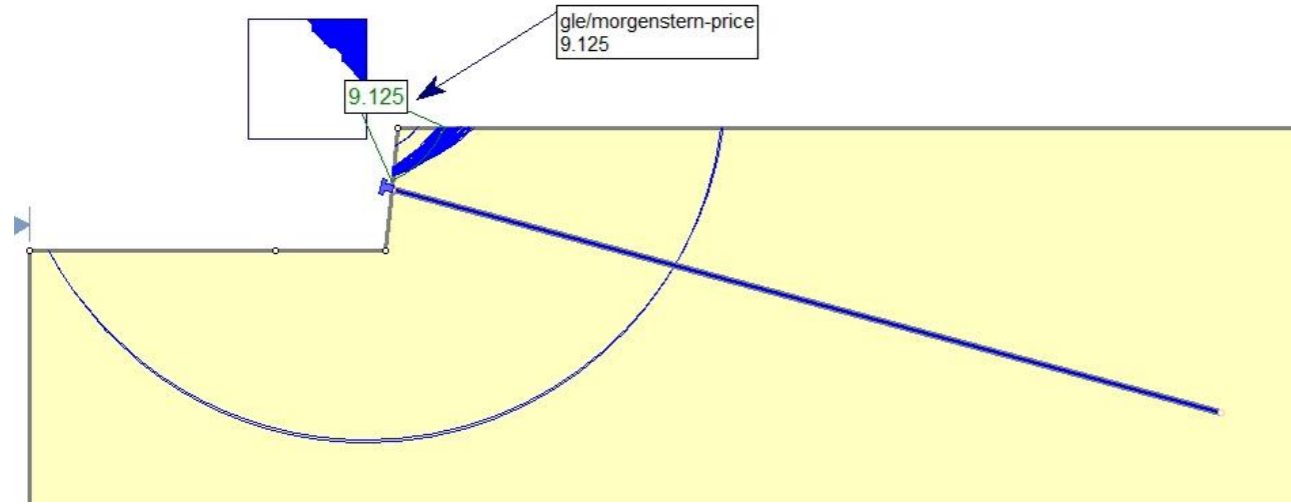


NAIL 6

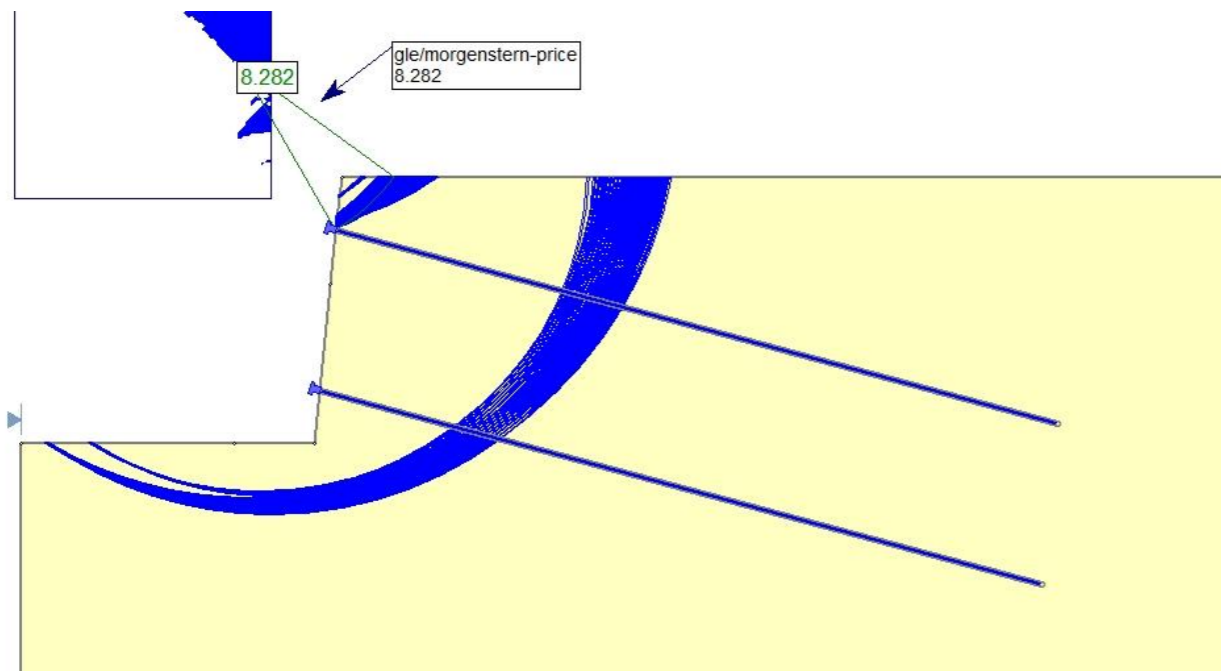


B2.1.3.3 CASO 2 – TERRENO 1 –  $D_b = 40 \text{ mm}$  – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

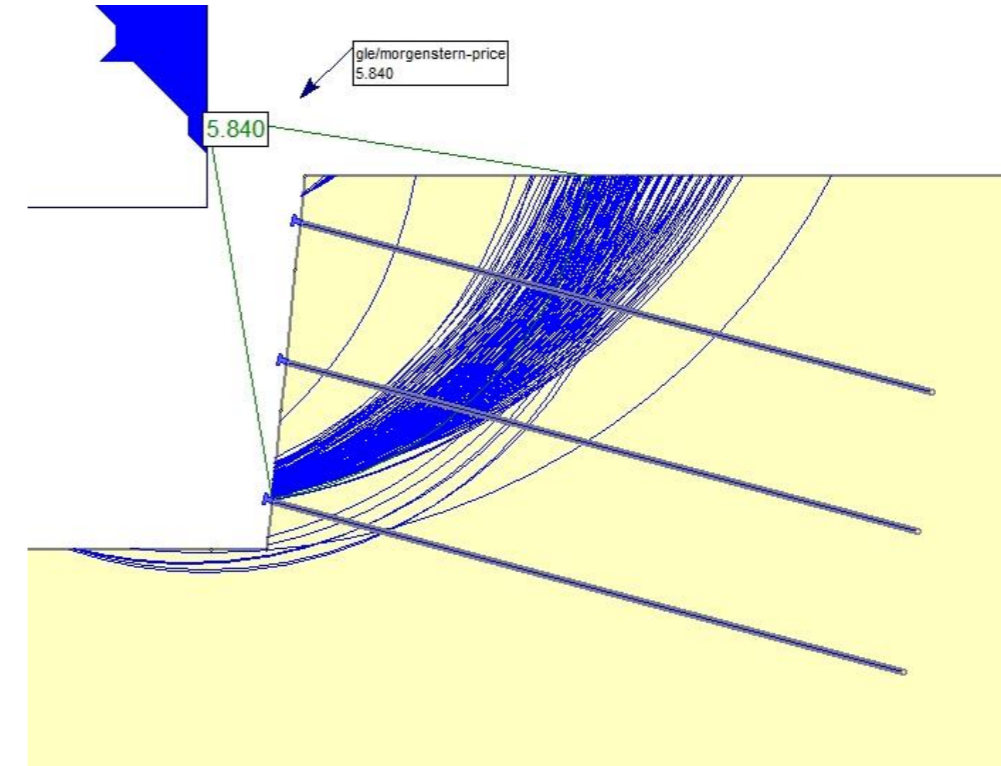
NAIL 1



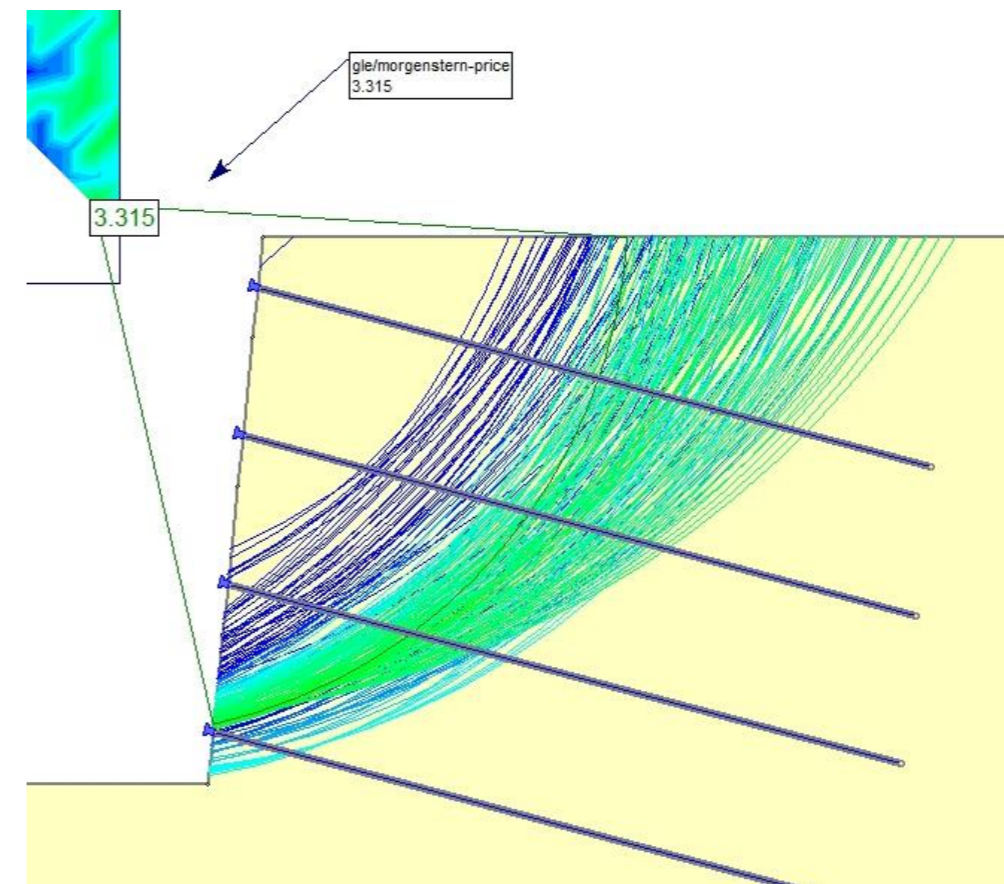
NAIL 2



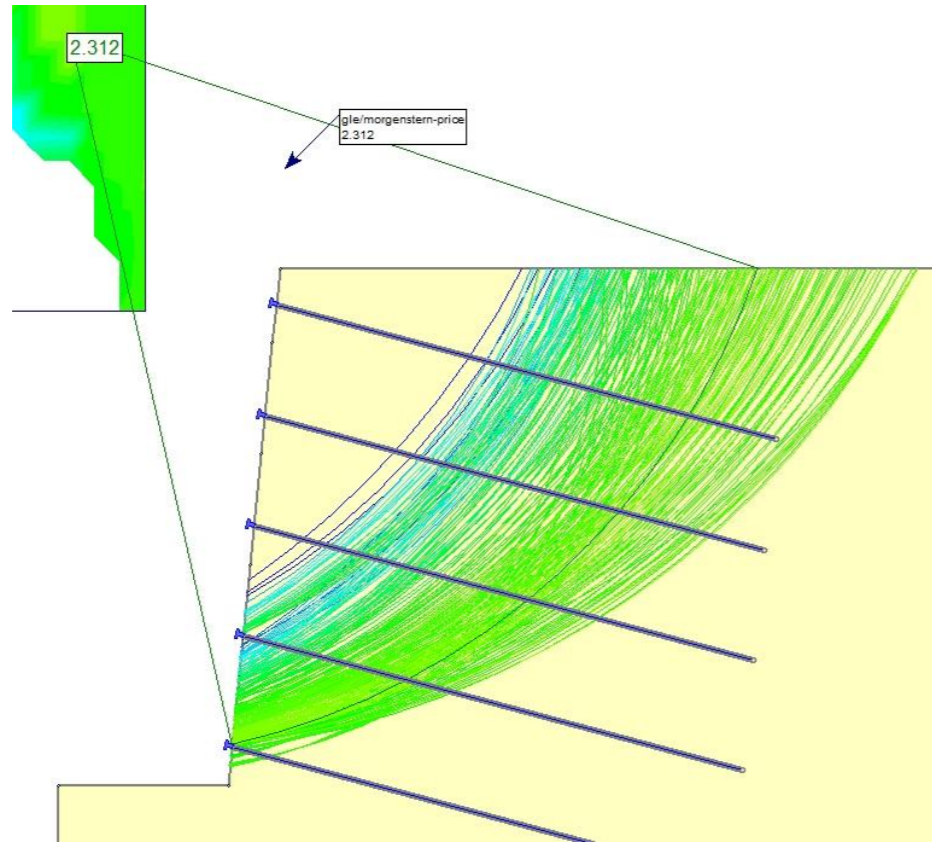
NAIL 3



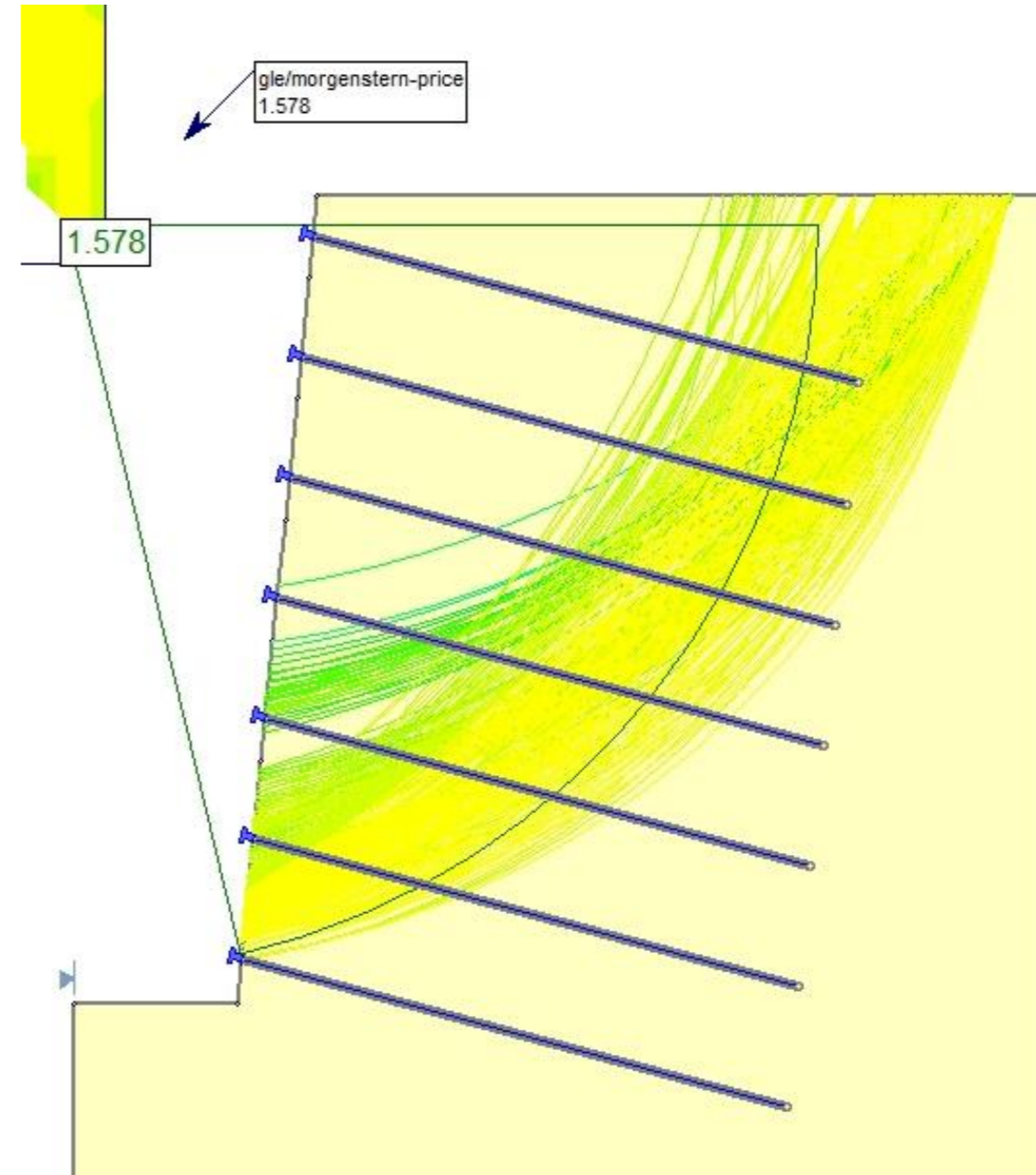
NAIL 4



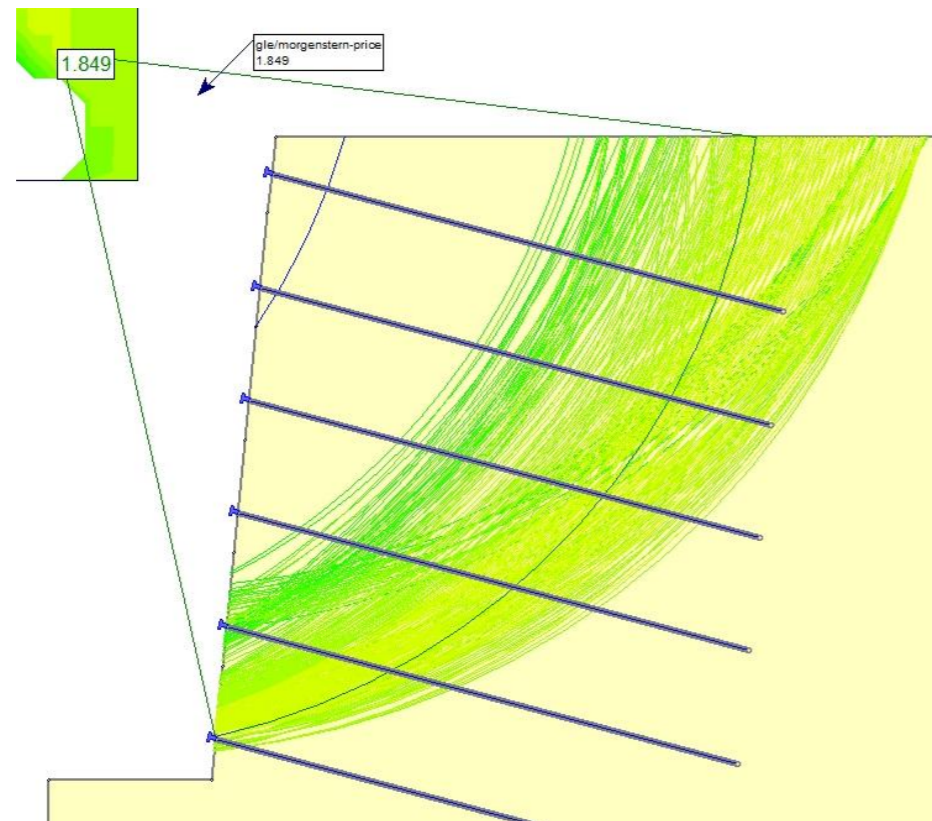
NAIL 5



NAIL 7



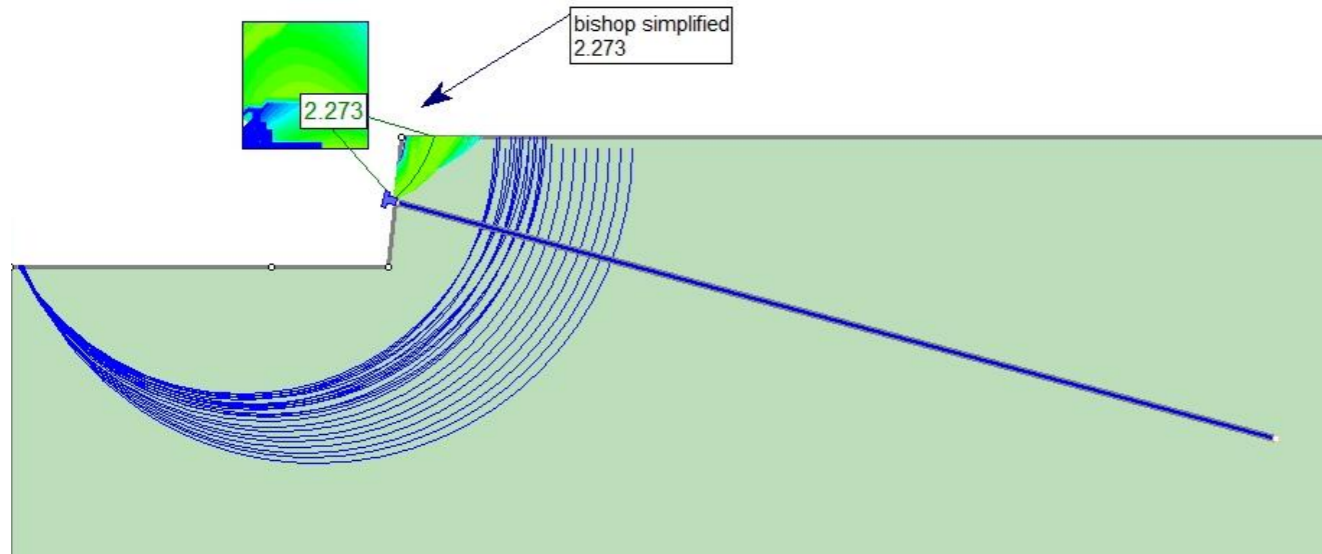
NAIL 6



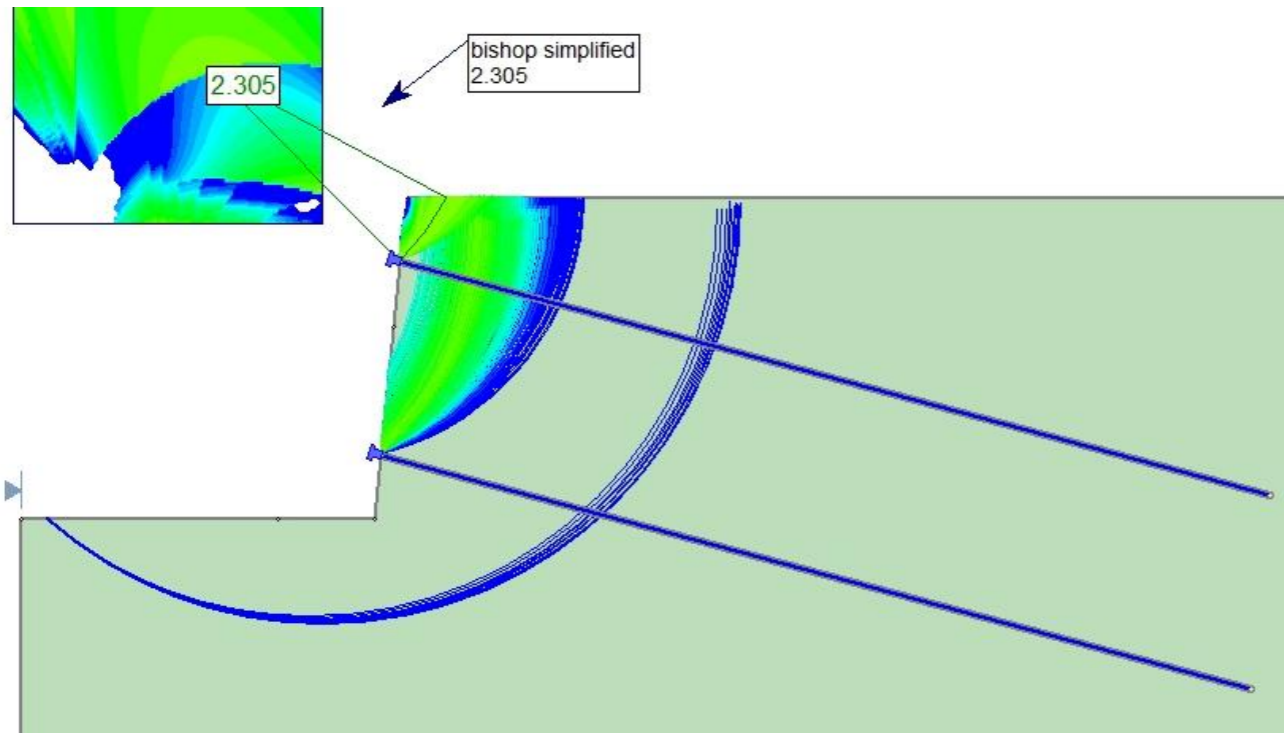
B2.2 CASO 2 – TERRENO 2

B2.2.1.1 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

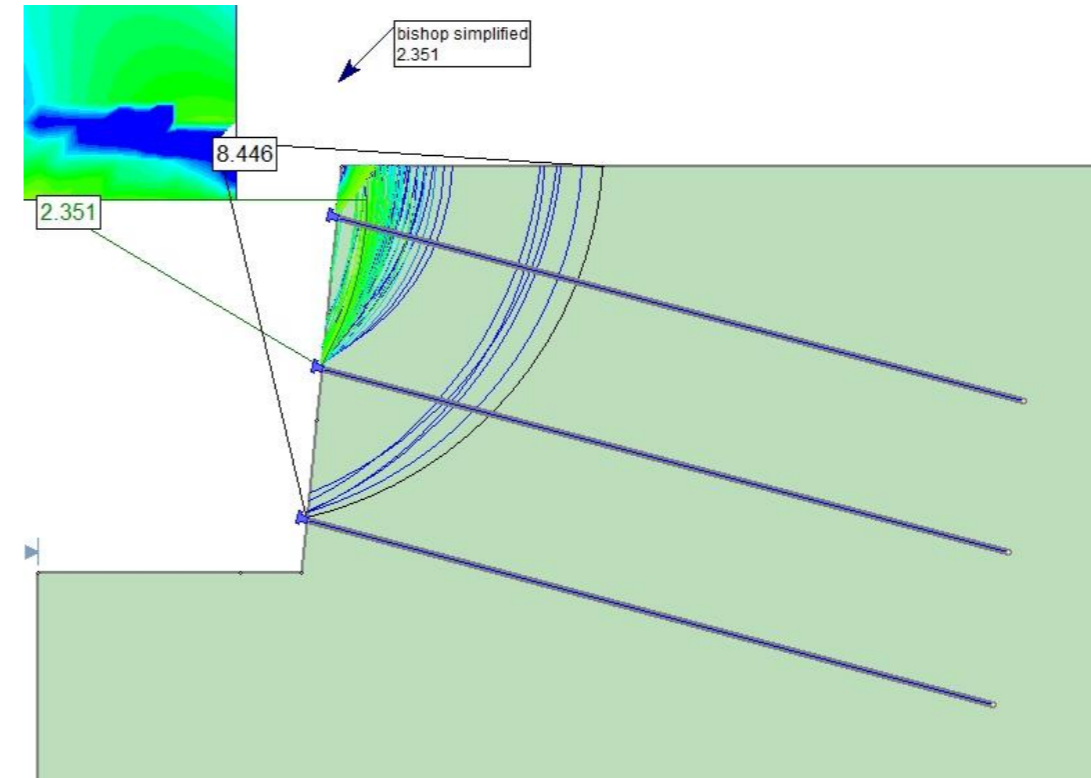
NAIL 1



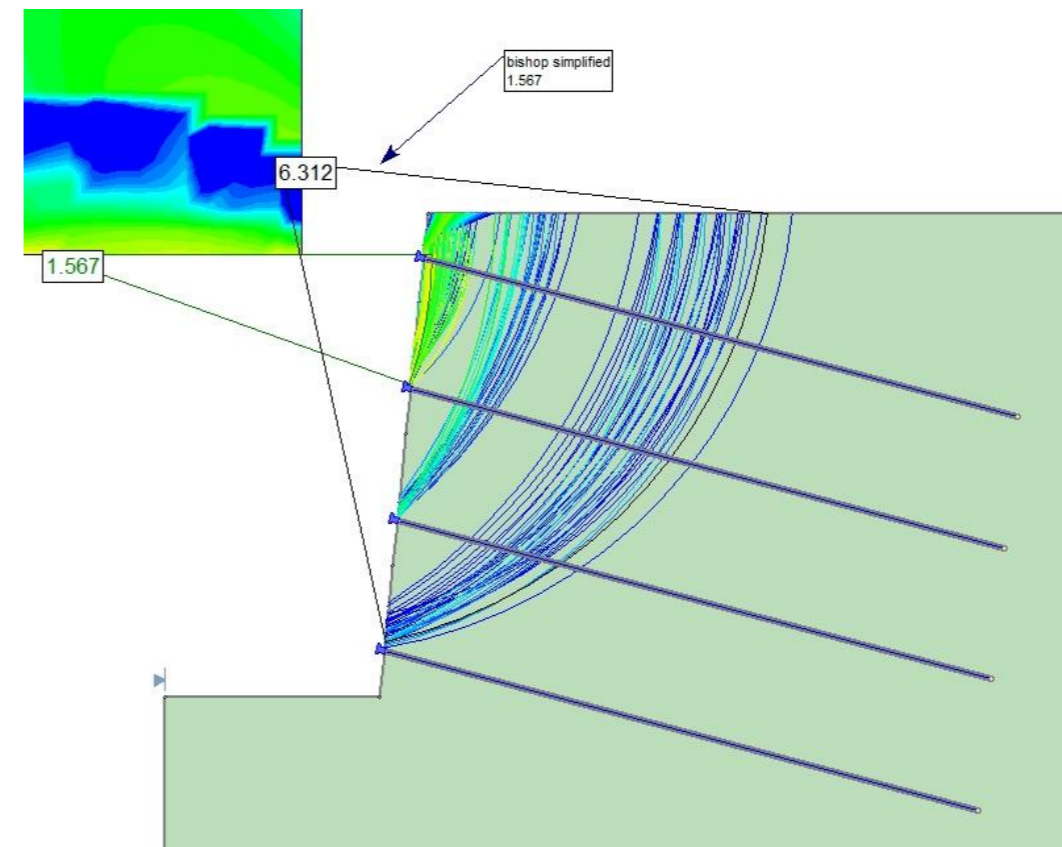
NAIL 2



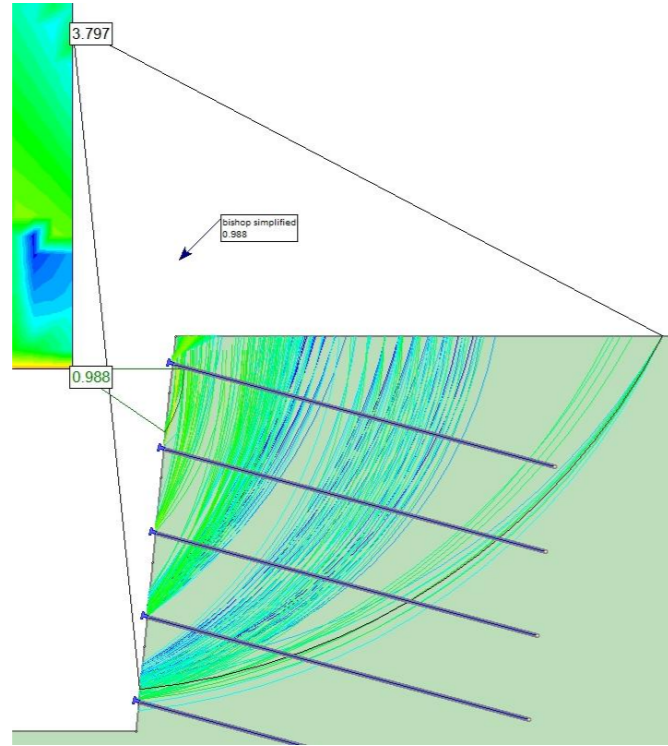
NAIL 3



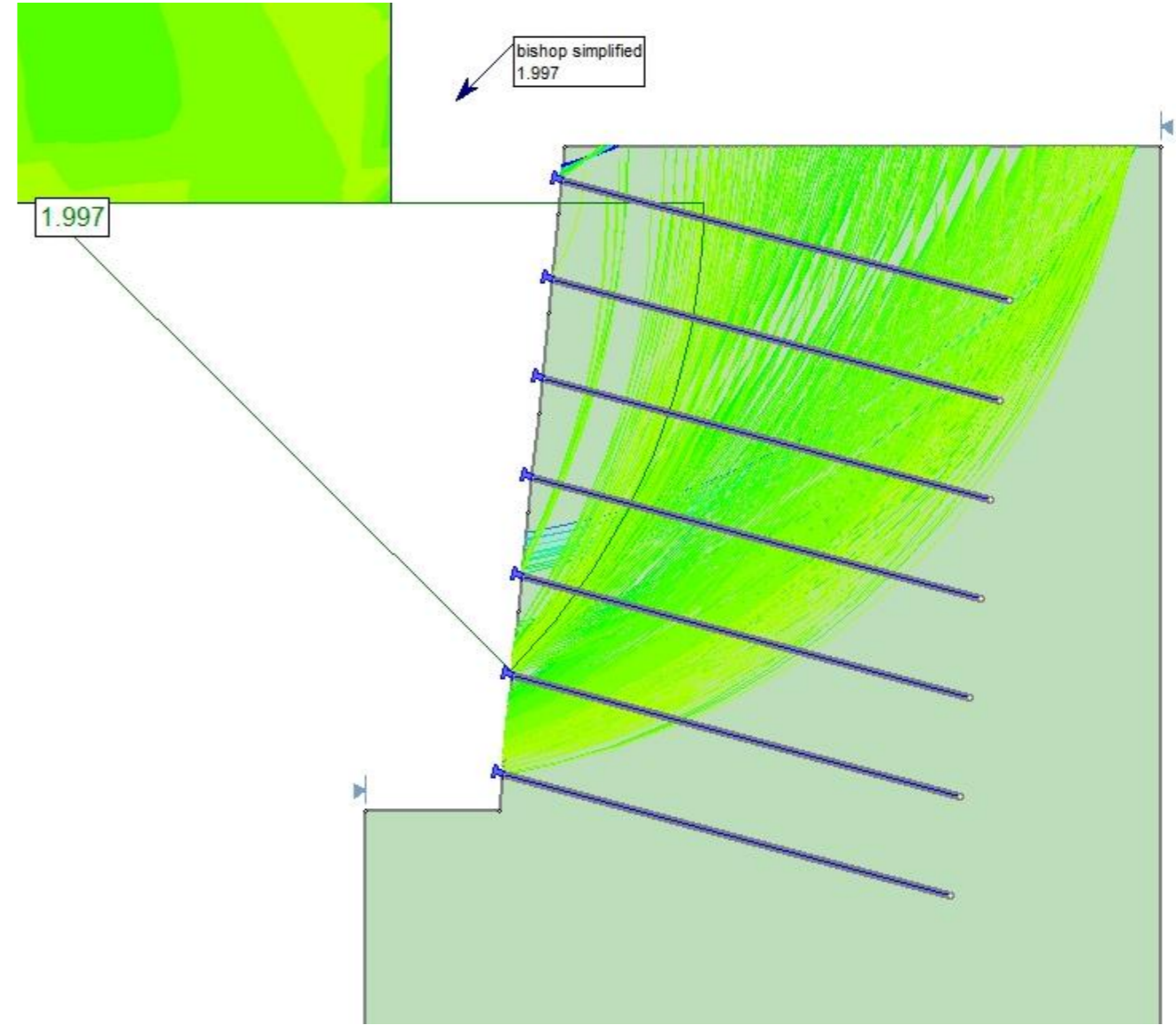
NAIL 4



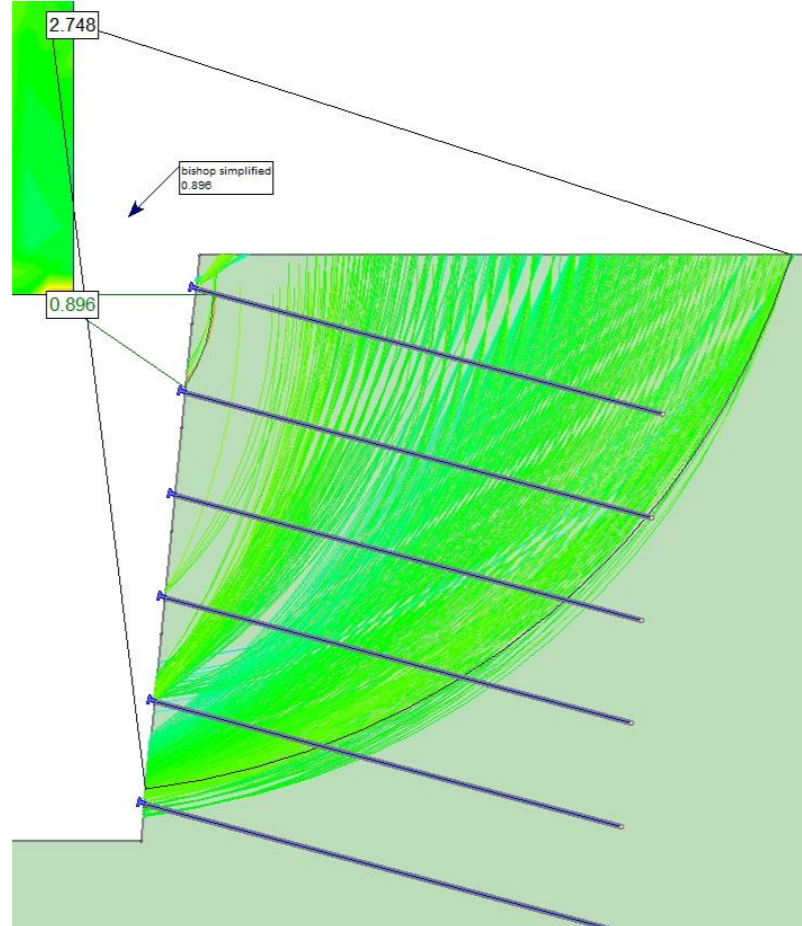
NAIL 5



NAIL 7

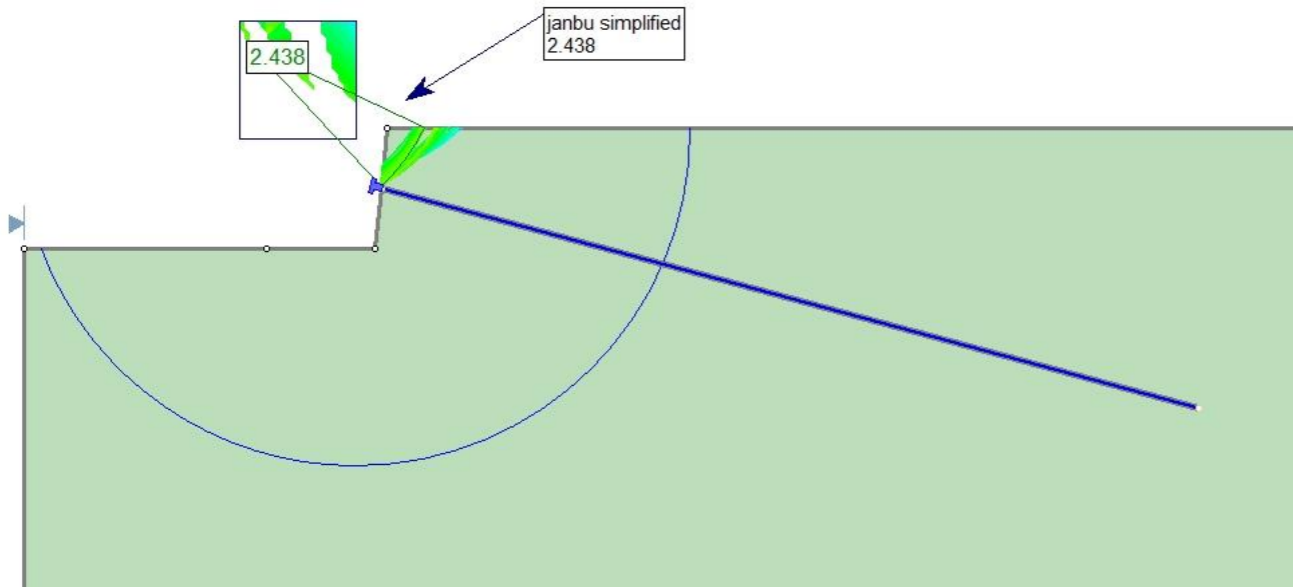


NAIL 6

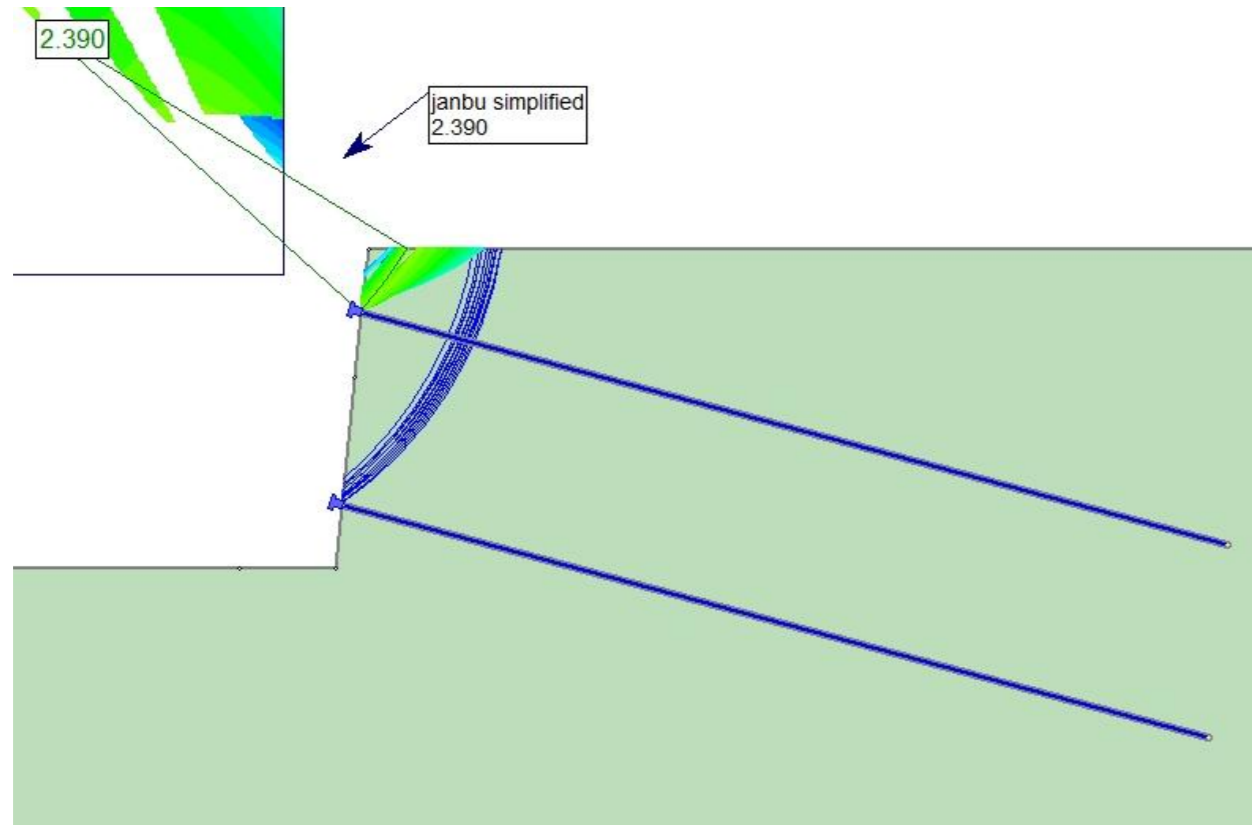


B2.2.1.2 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

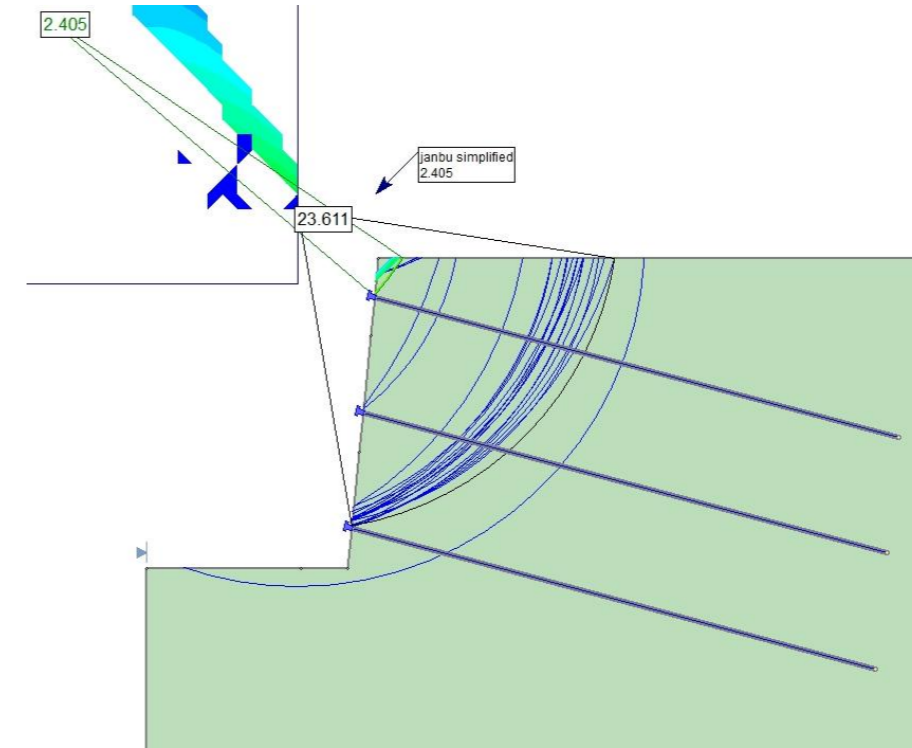
NAIL 1



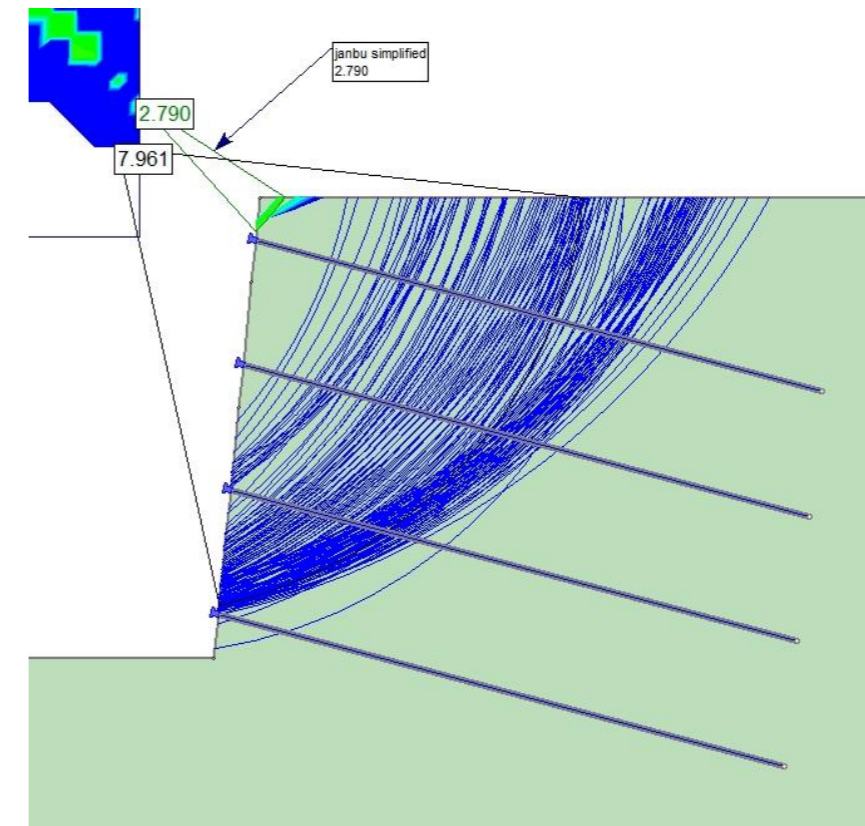
NAIL 2



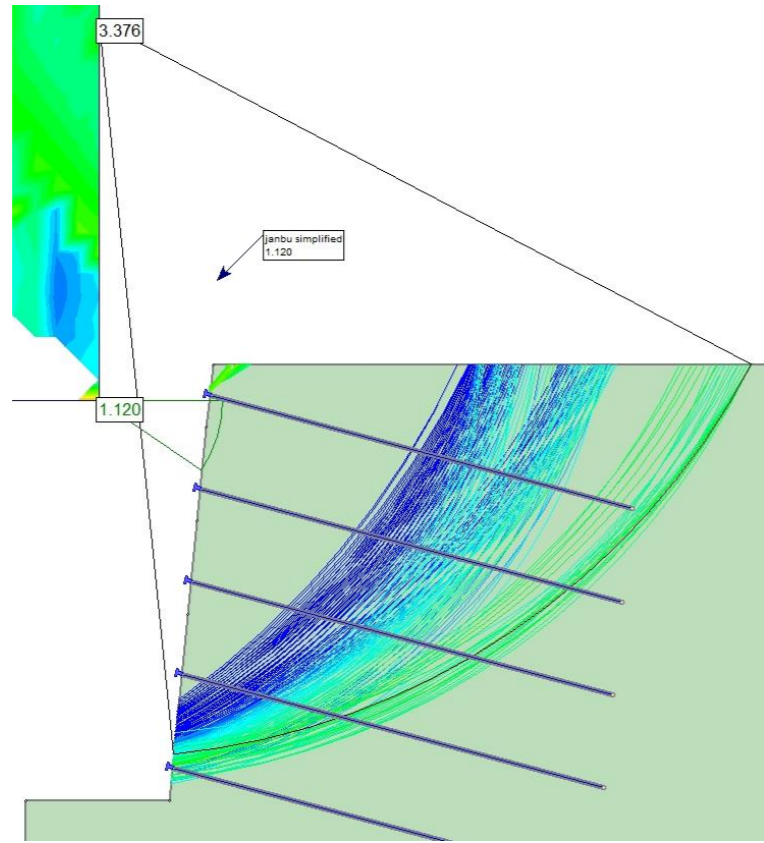
NAIL 3



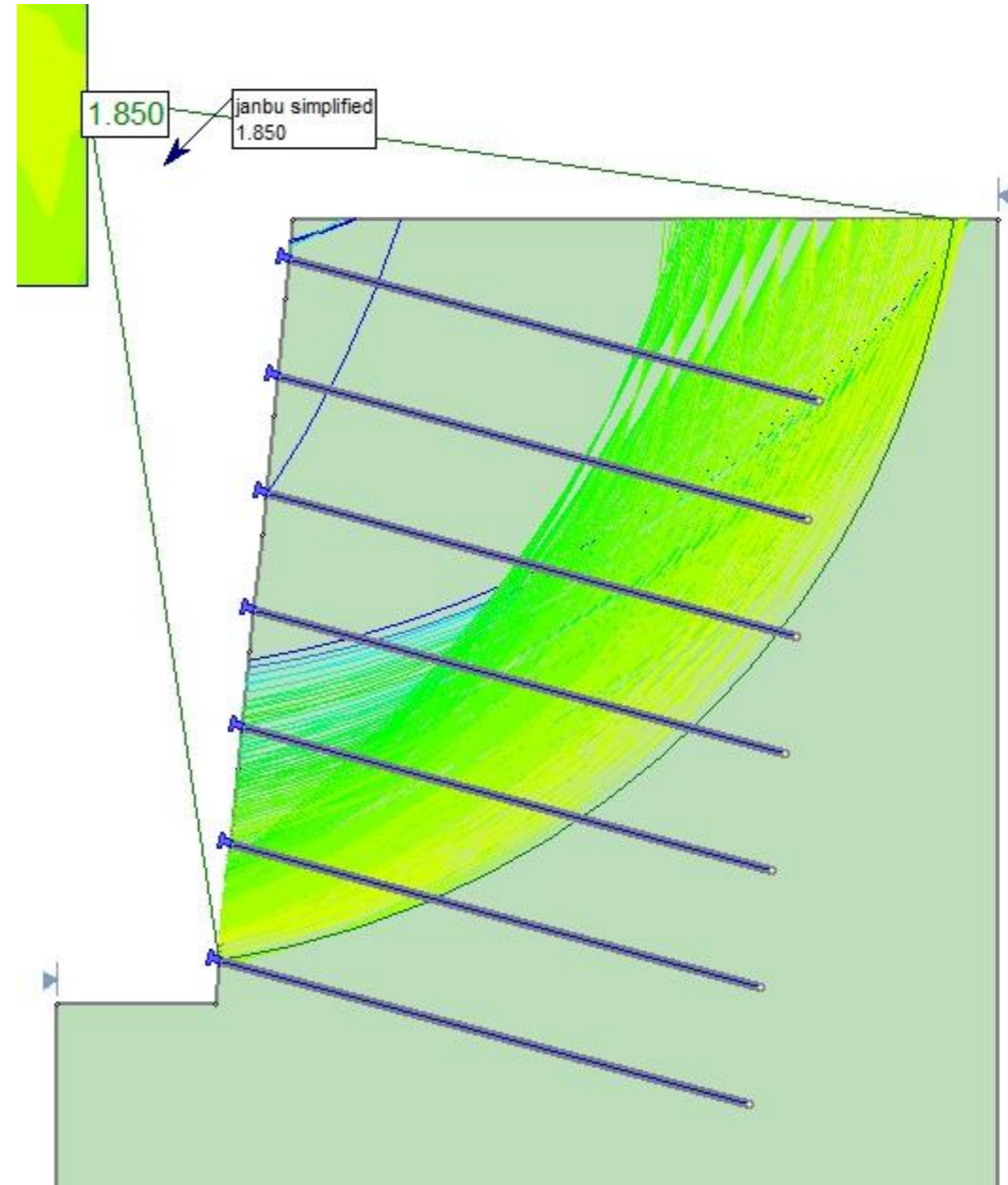
NAIL 4



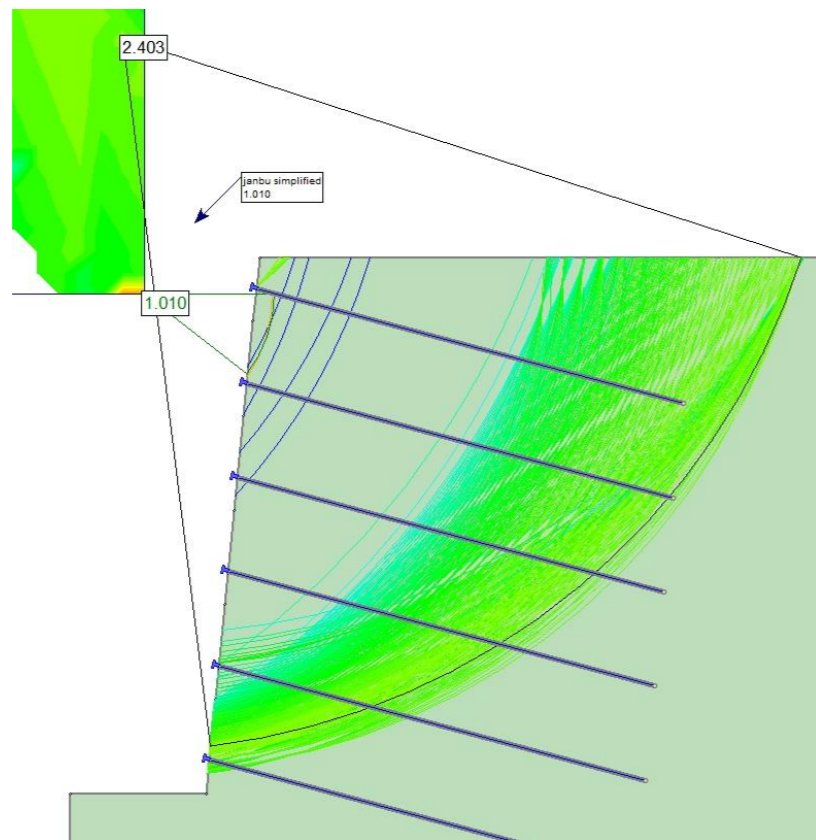
NAIL 5



NAIL 7

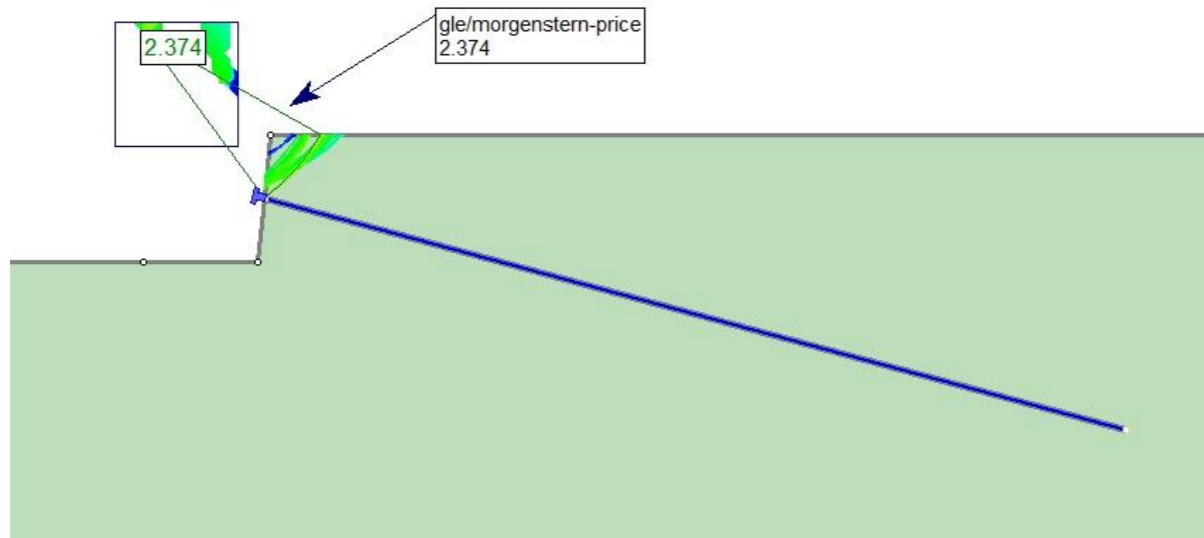


NAIL 6

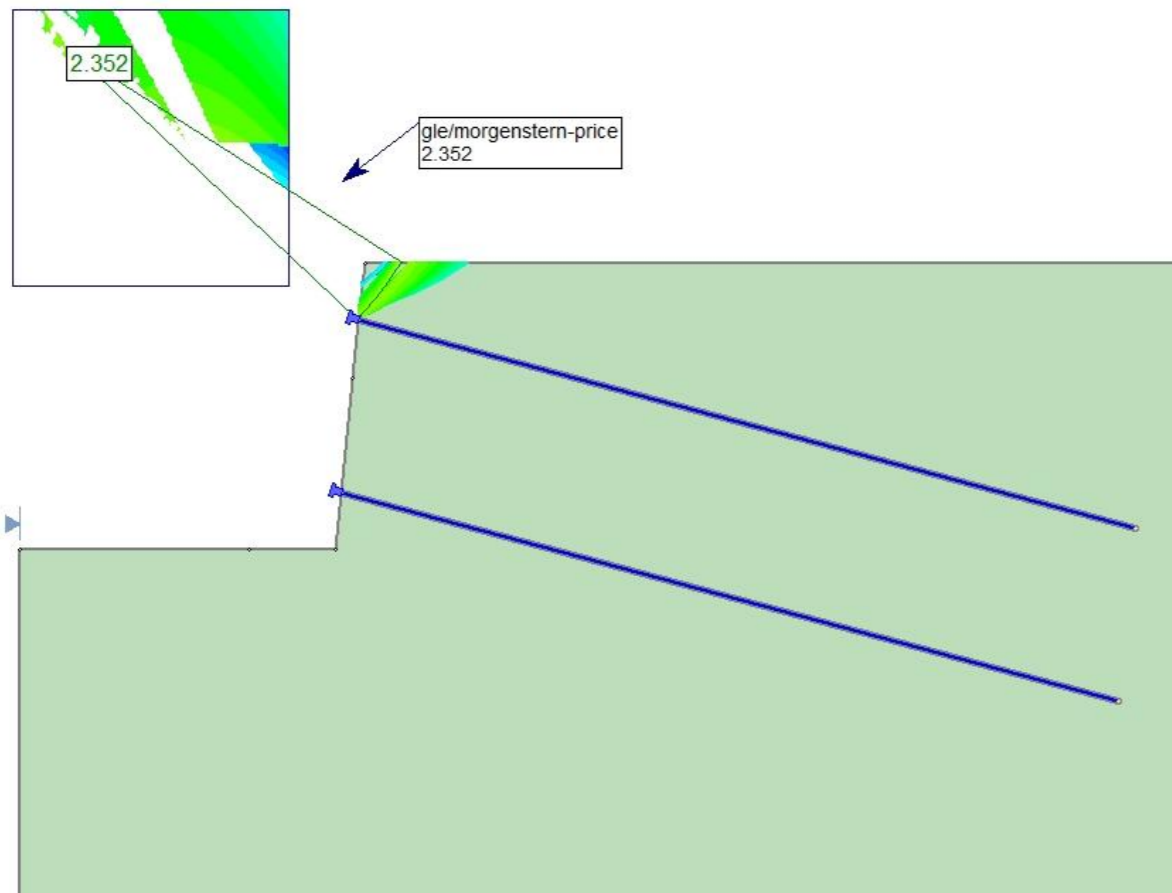


B2.2.1.3 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

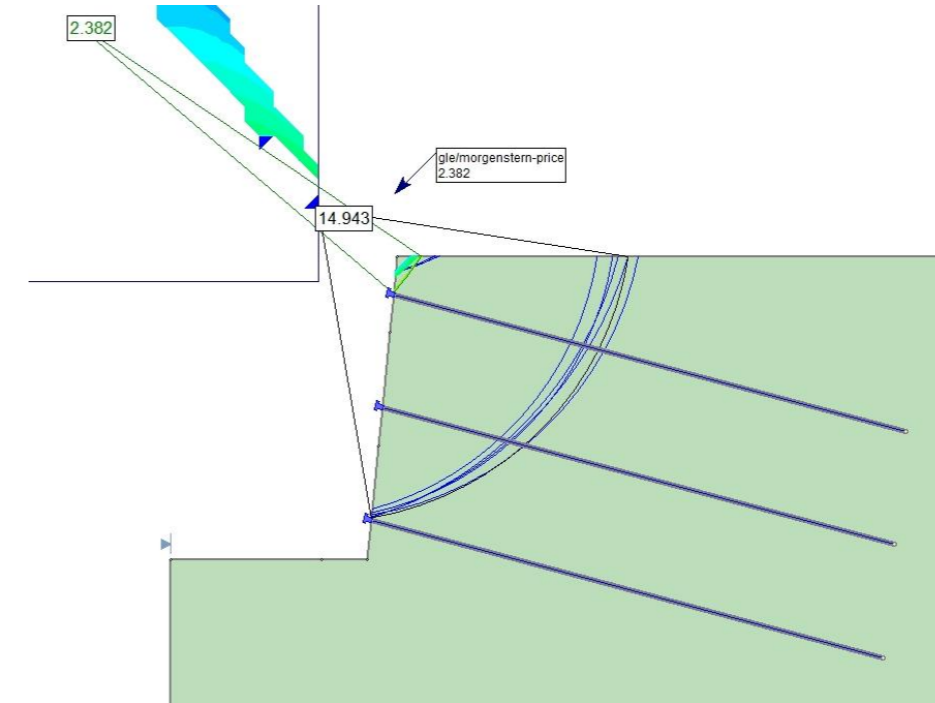
NAIL 1



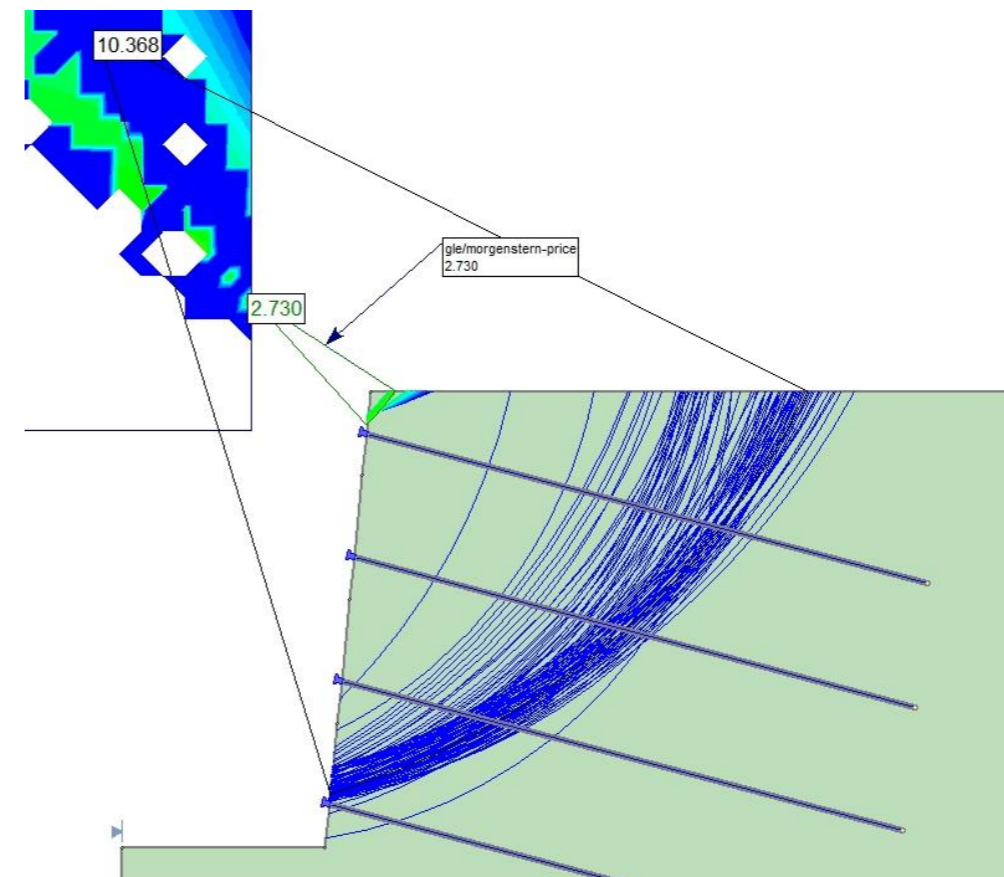
NAIL 2



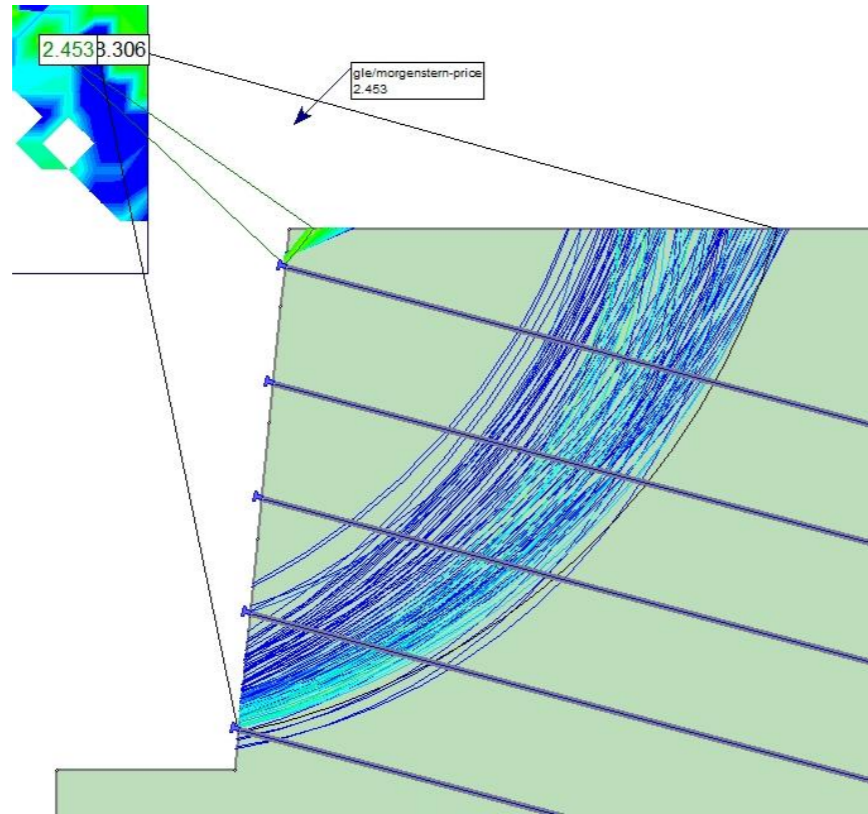
NAIL 3



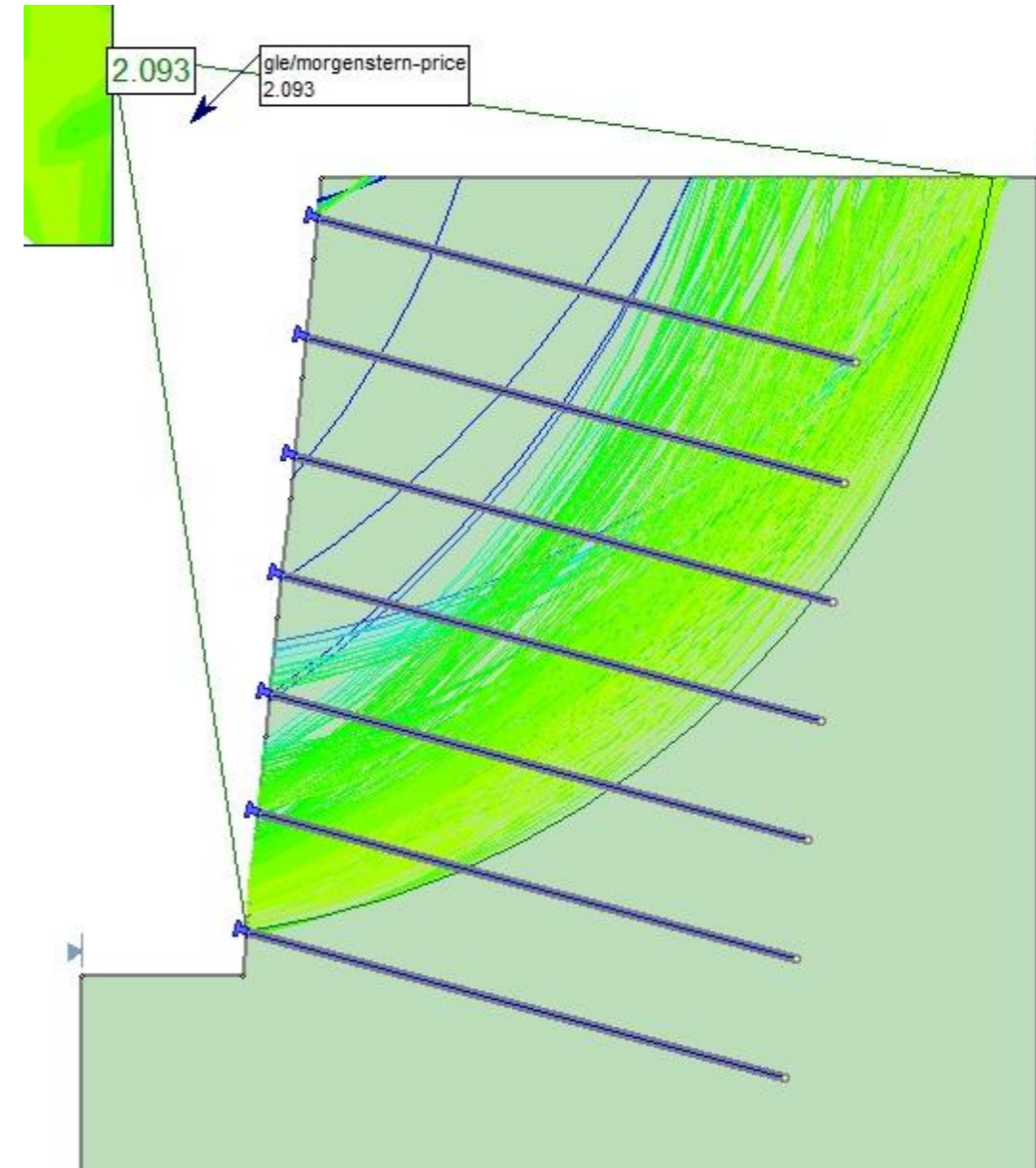
NAIL 4



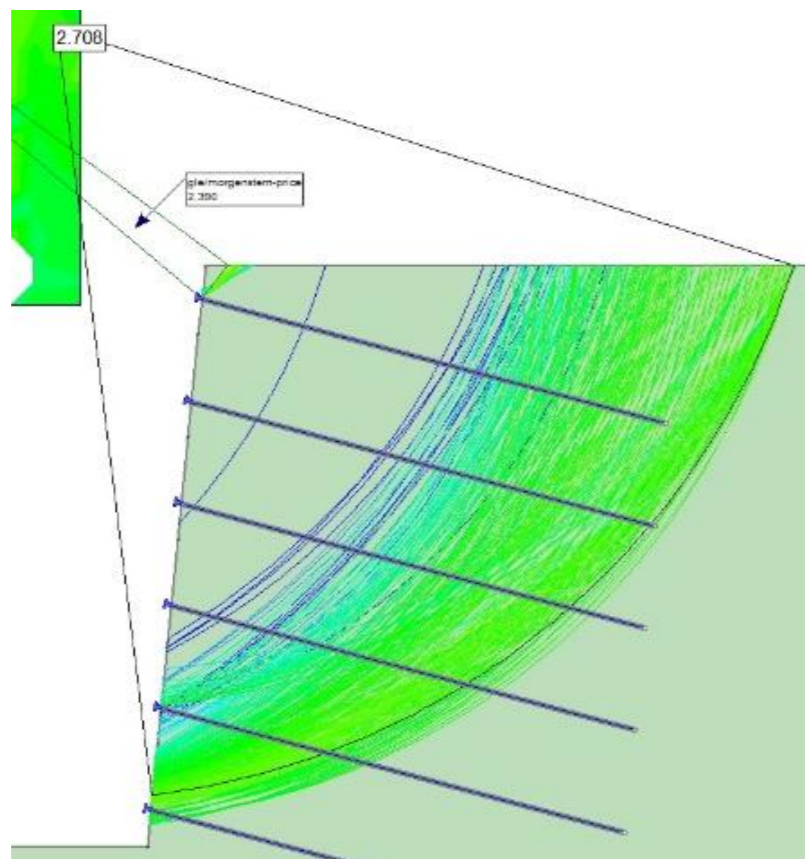
NAIL 5



NAIL 7

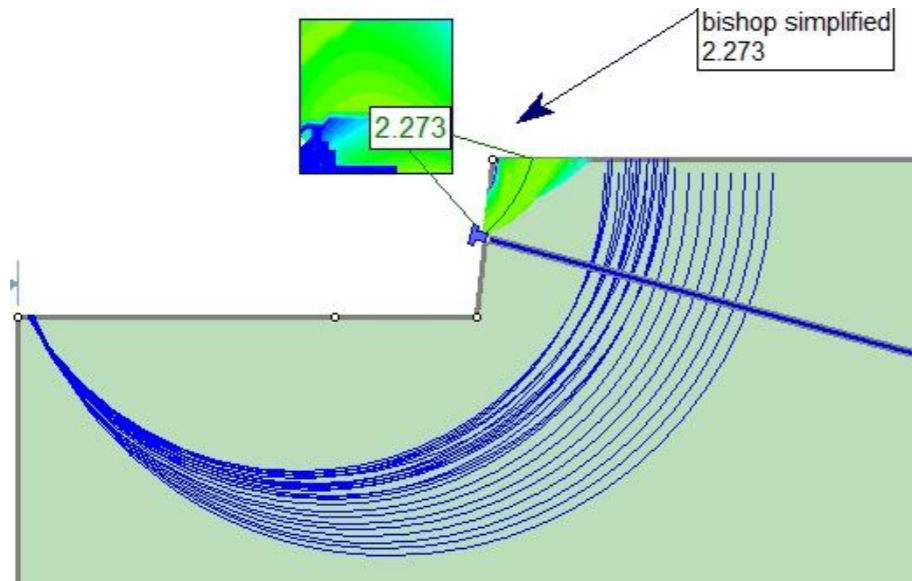


NAIL 6

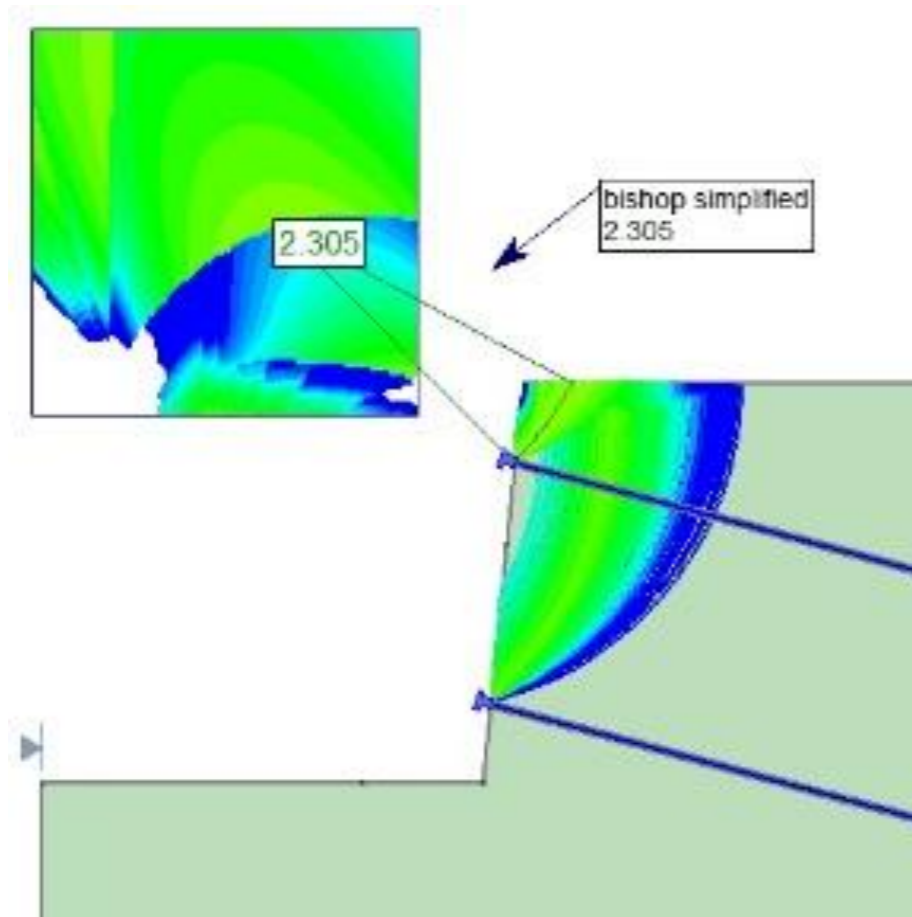


B2.2.2.1 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 32 \text{ mm}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

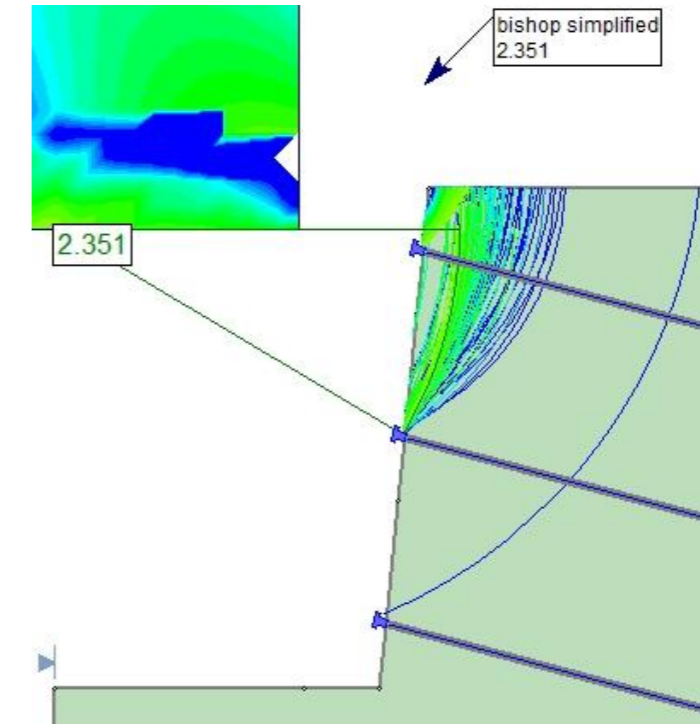
NAIL 1



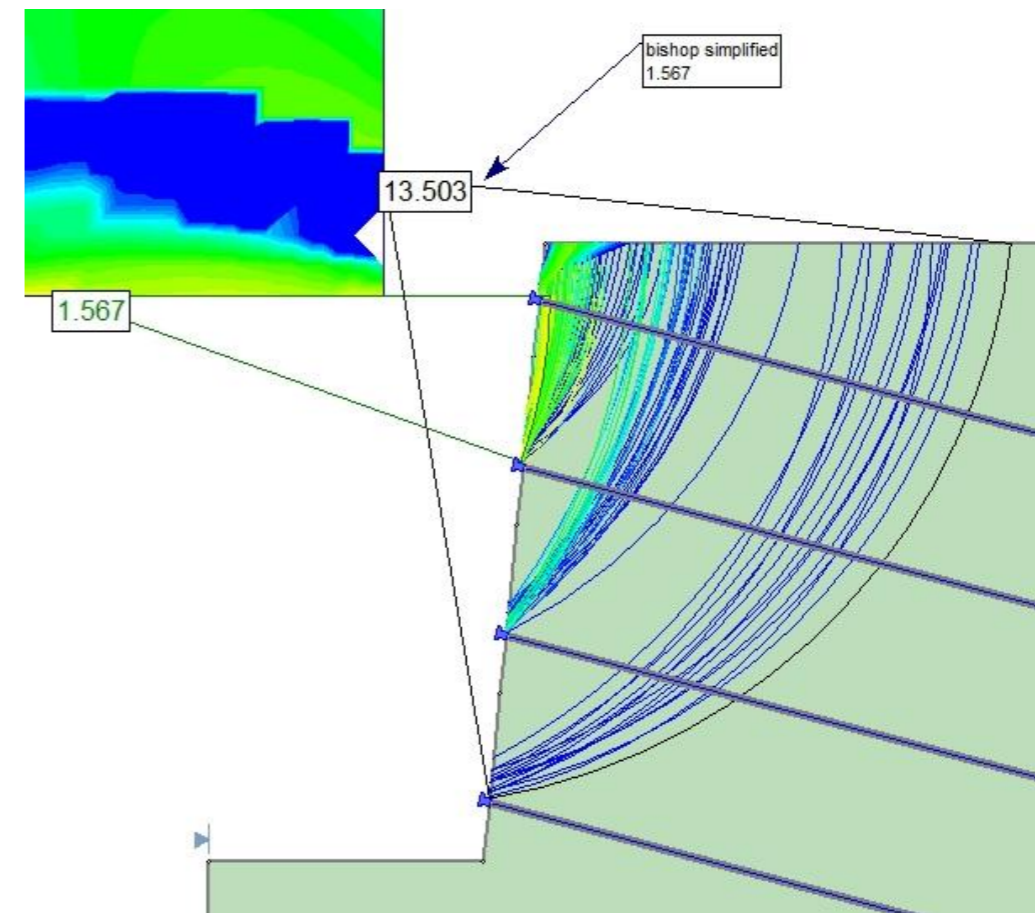
NAIL 2



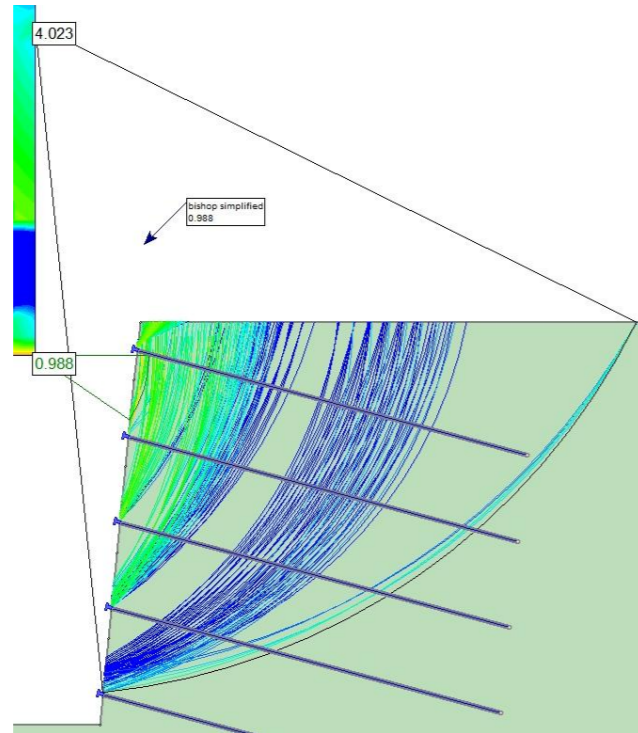
NAIL 3



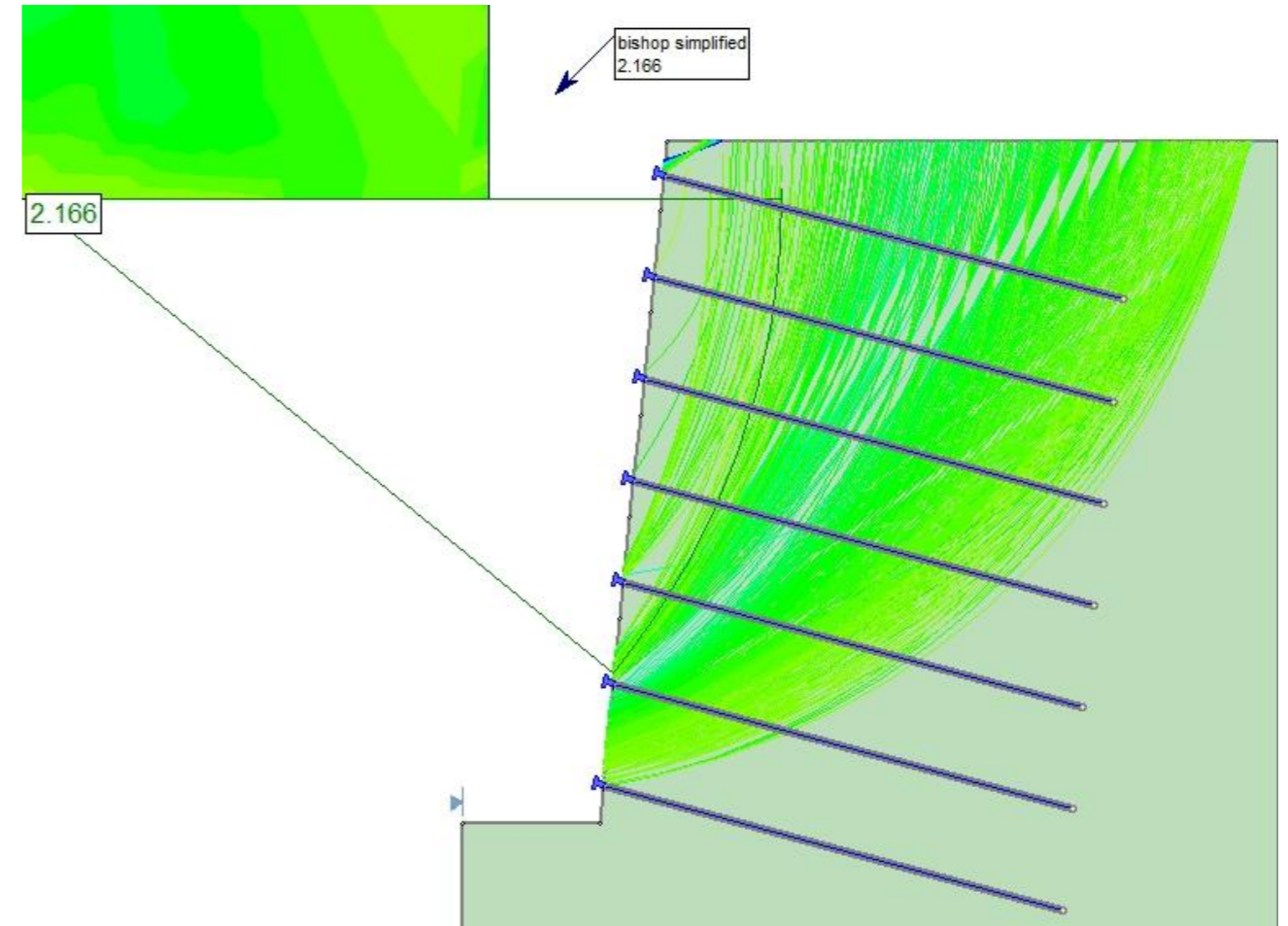
NAIL 4



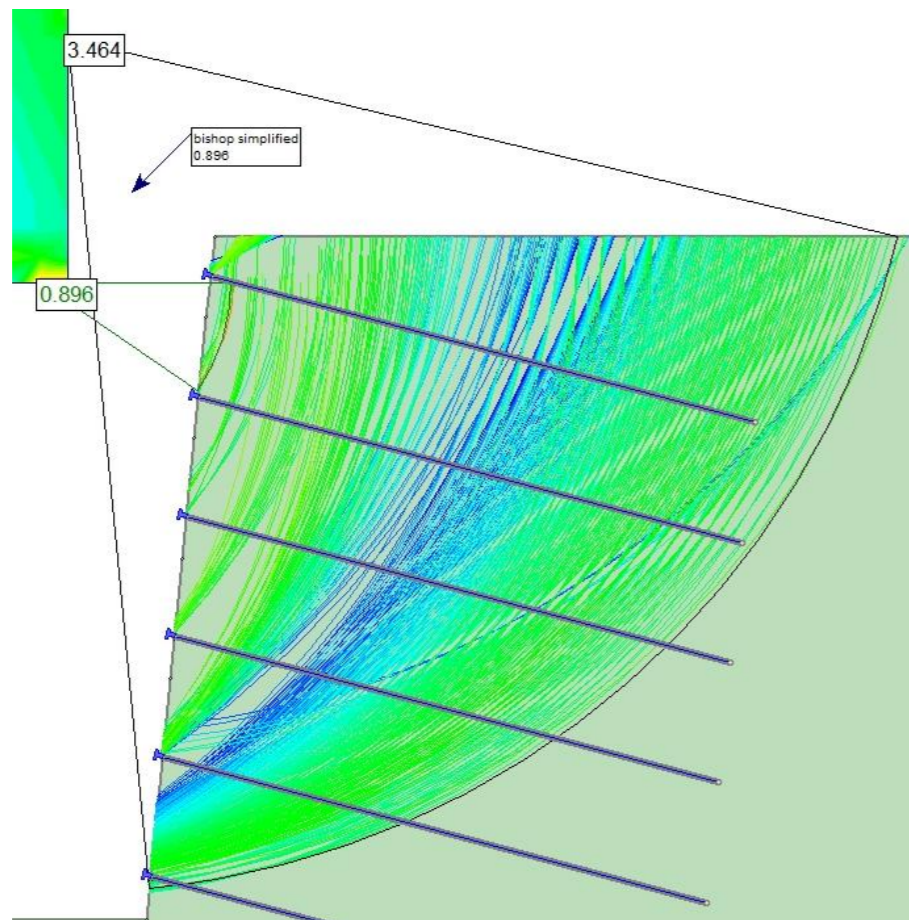
NAIL 5



NAIL 7

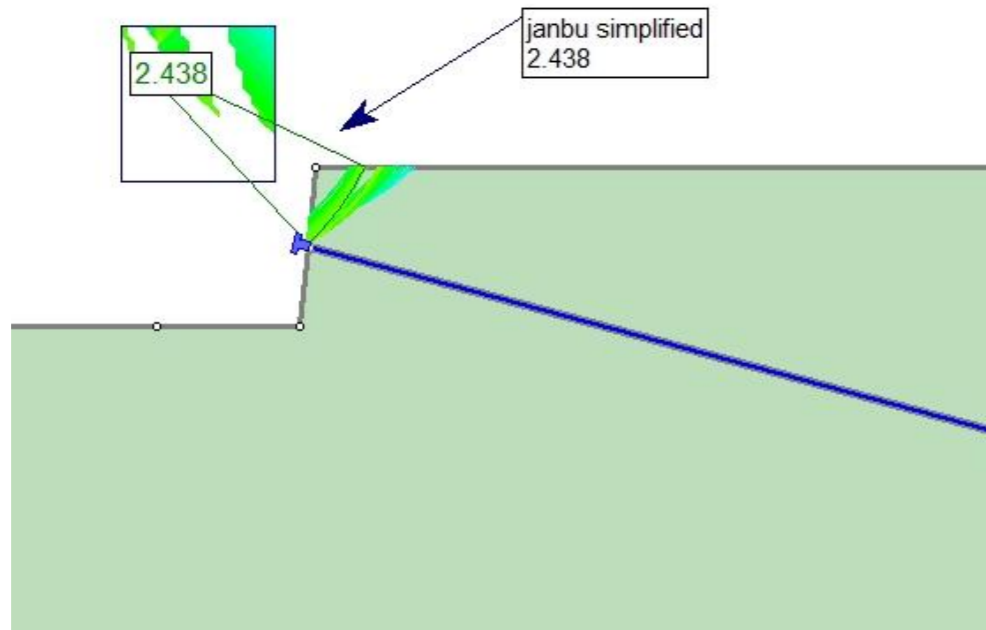


NAIL 6

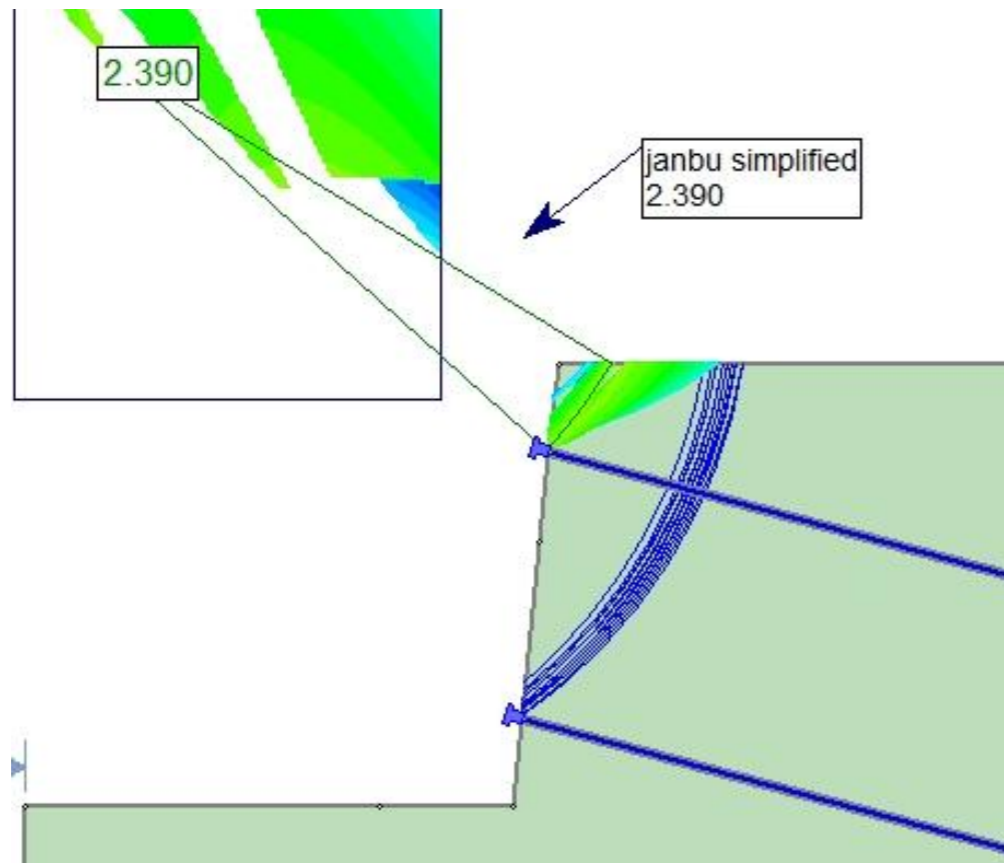


B2.2.2.2 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 32 \text{ mm}$  – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

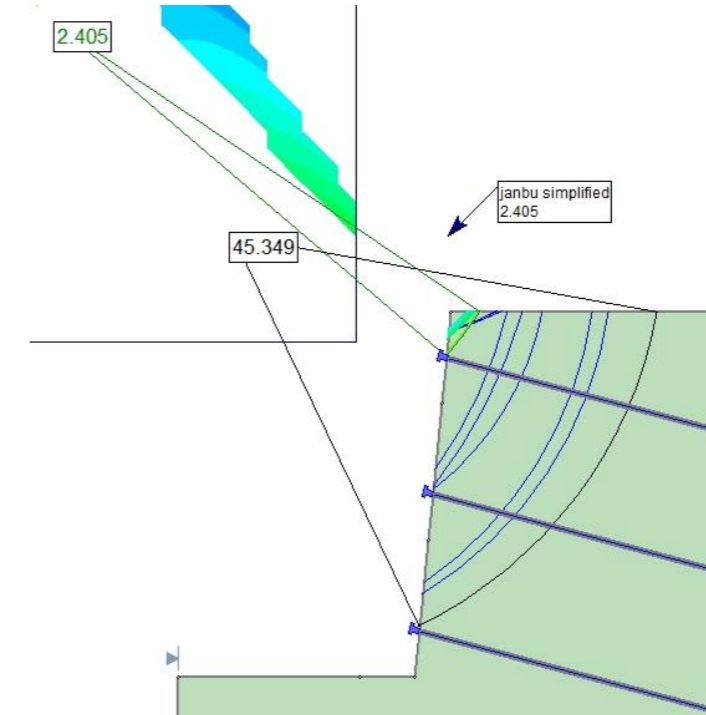
NAIL 1



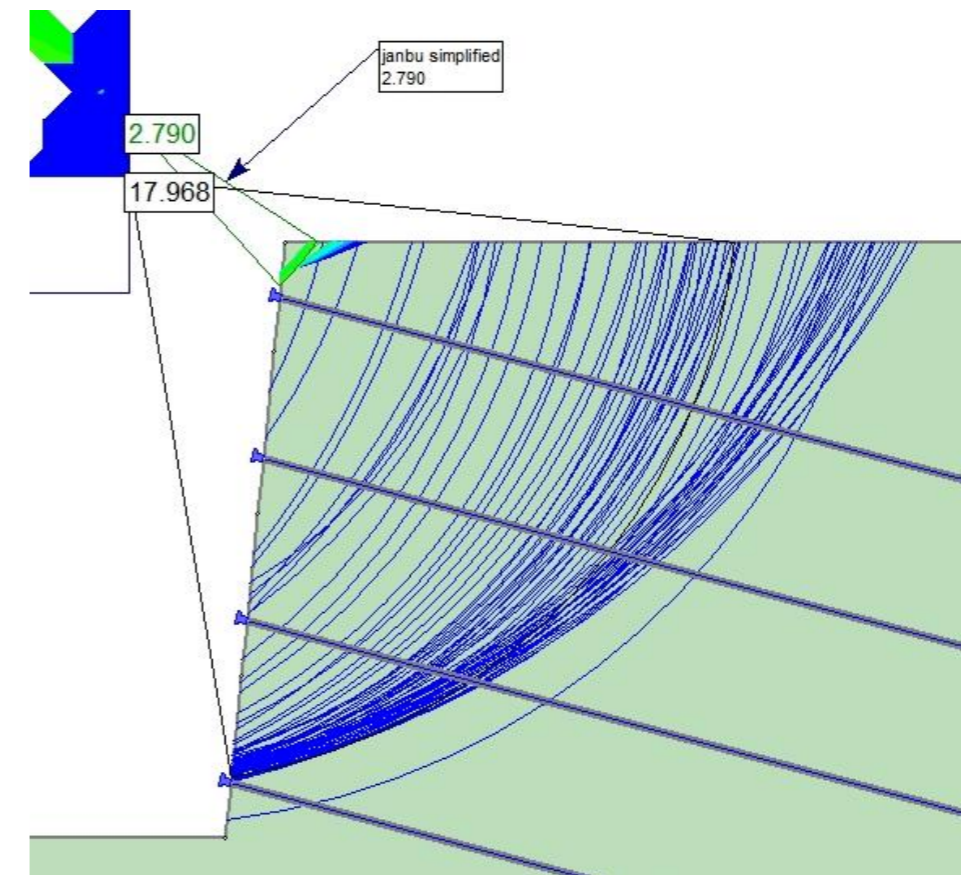
NAIL 2



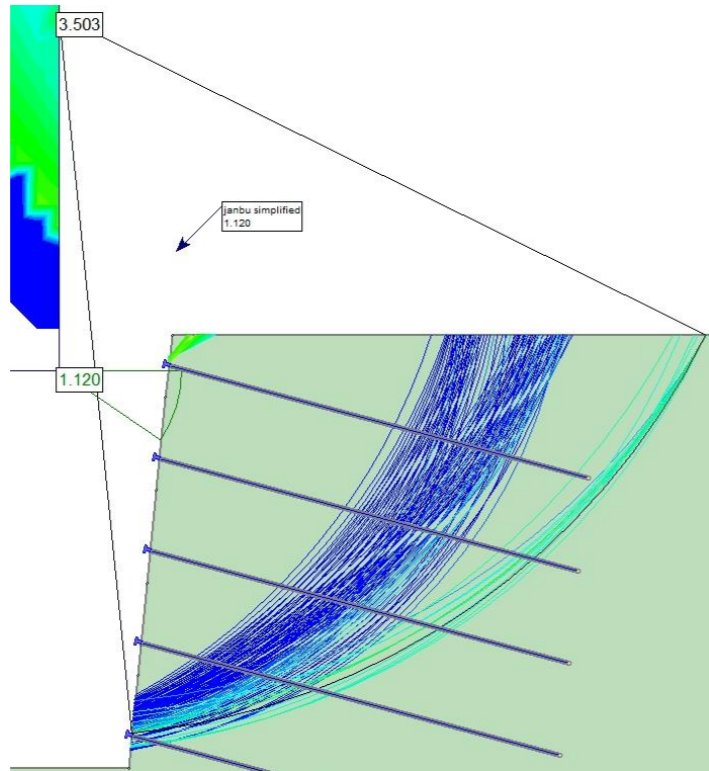
NAIL 3



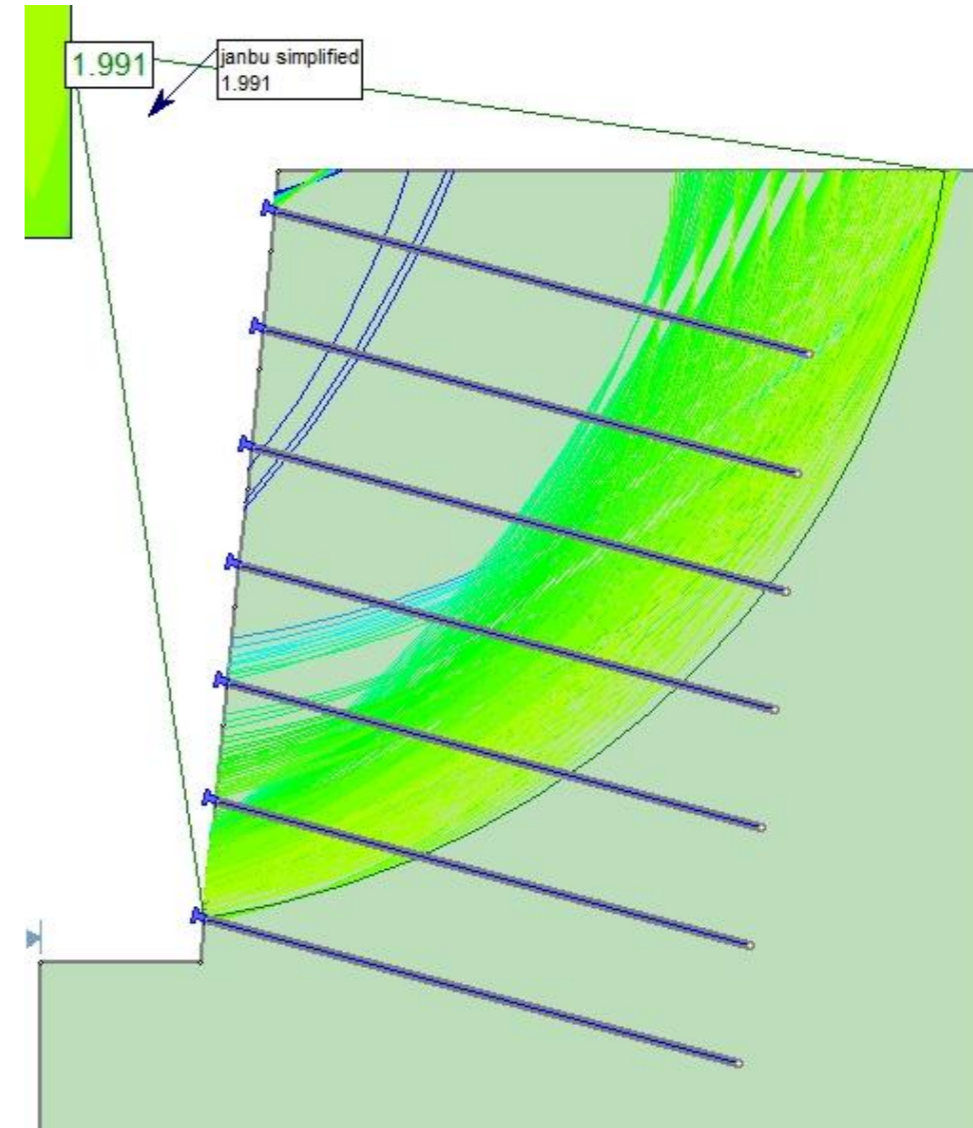
NAIL 4



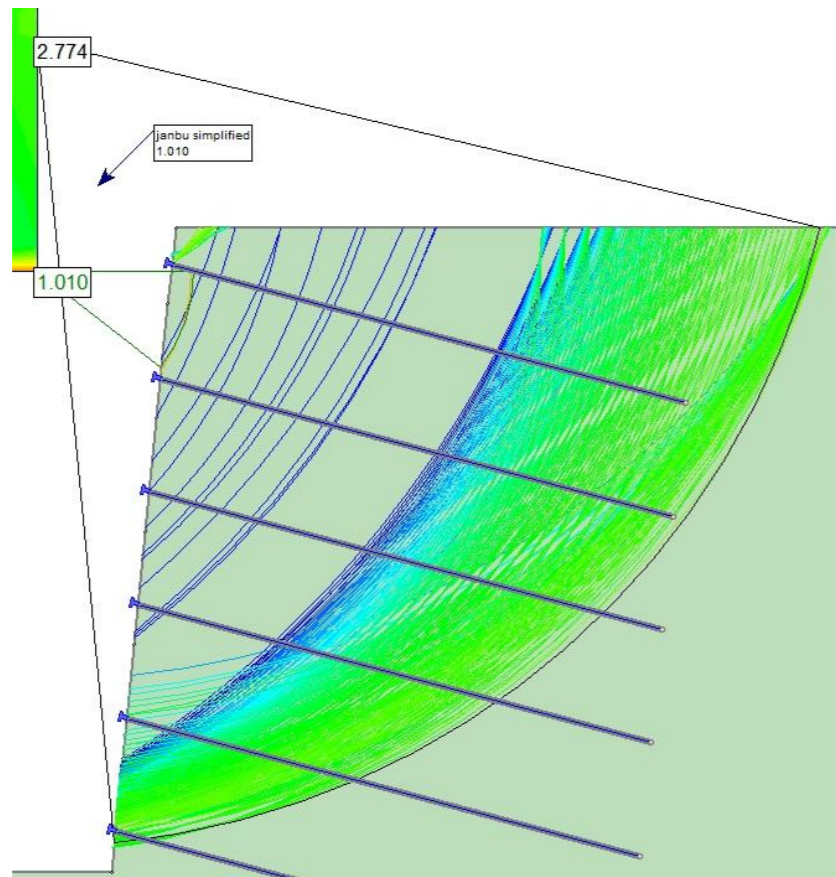
NAIL 5



NAIL 7

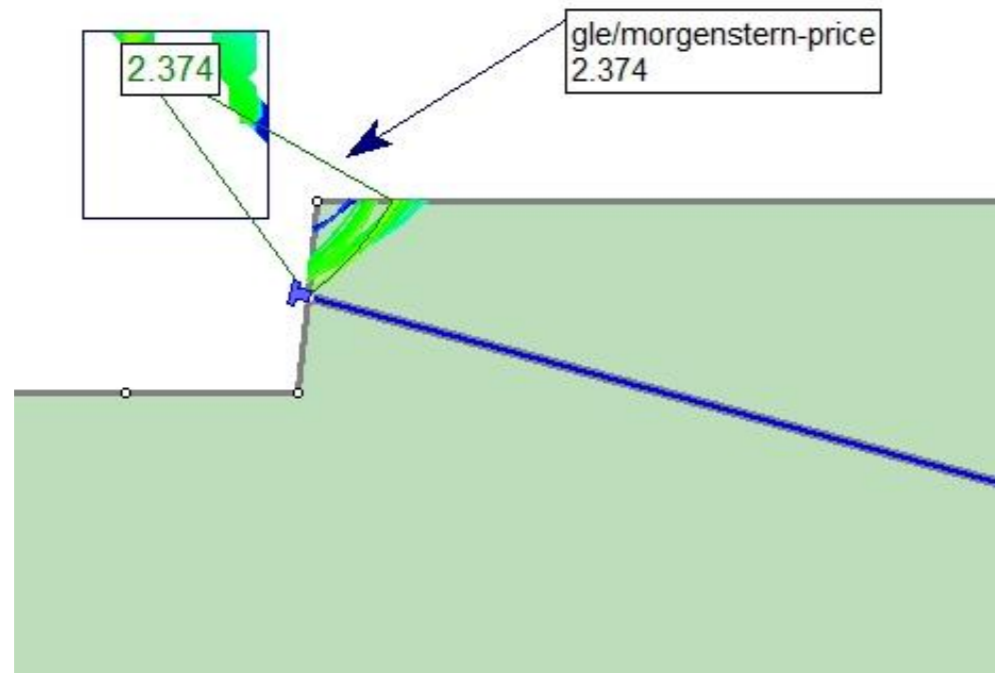


NAIL 6

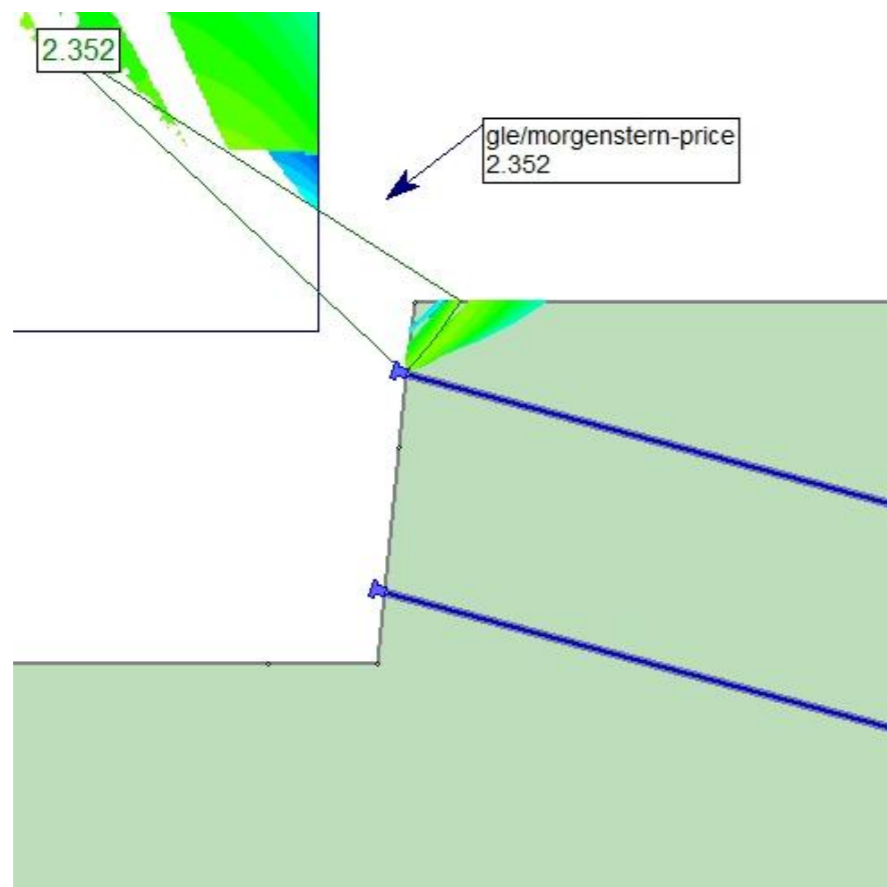


B2.2.2.3 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 32 \text{ mm}$  – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

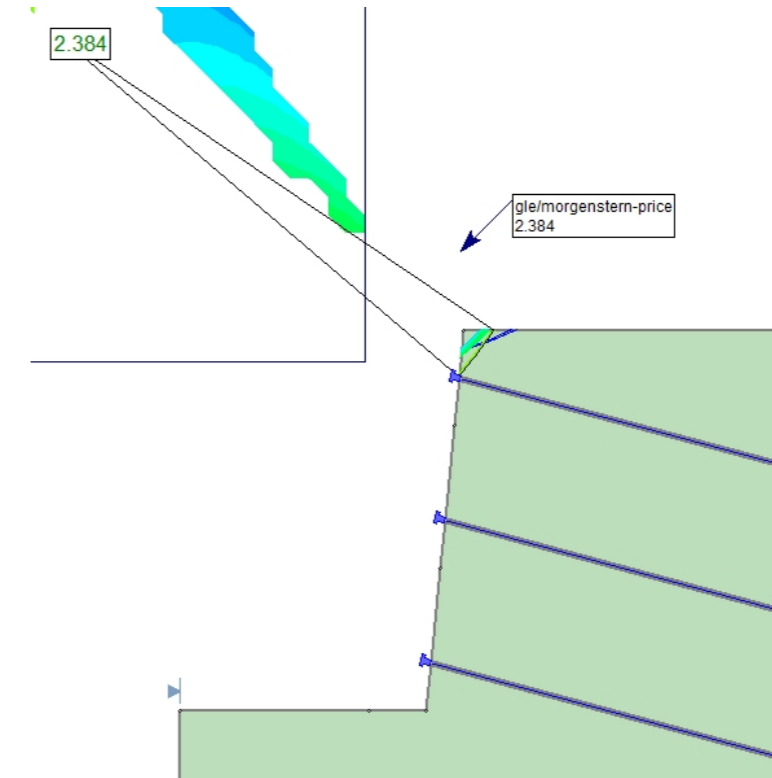
NAIL 1



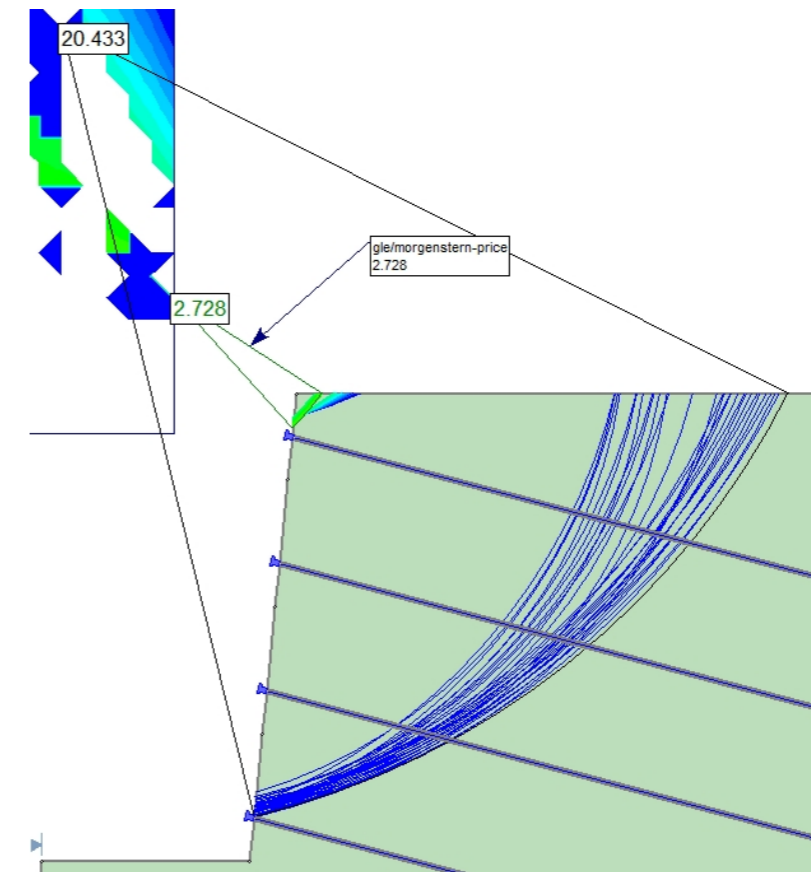
NAIL 2



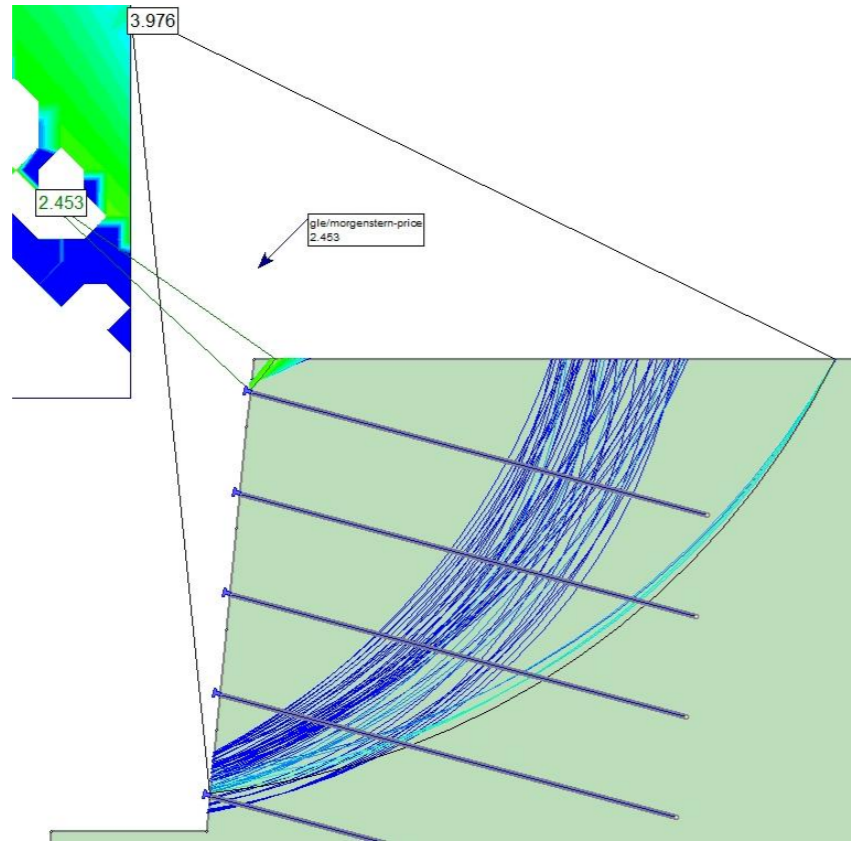
NAIL 3



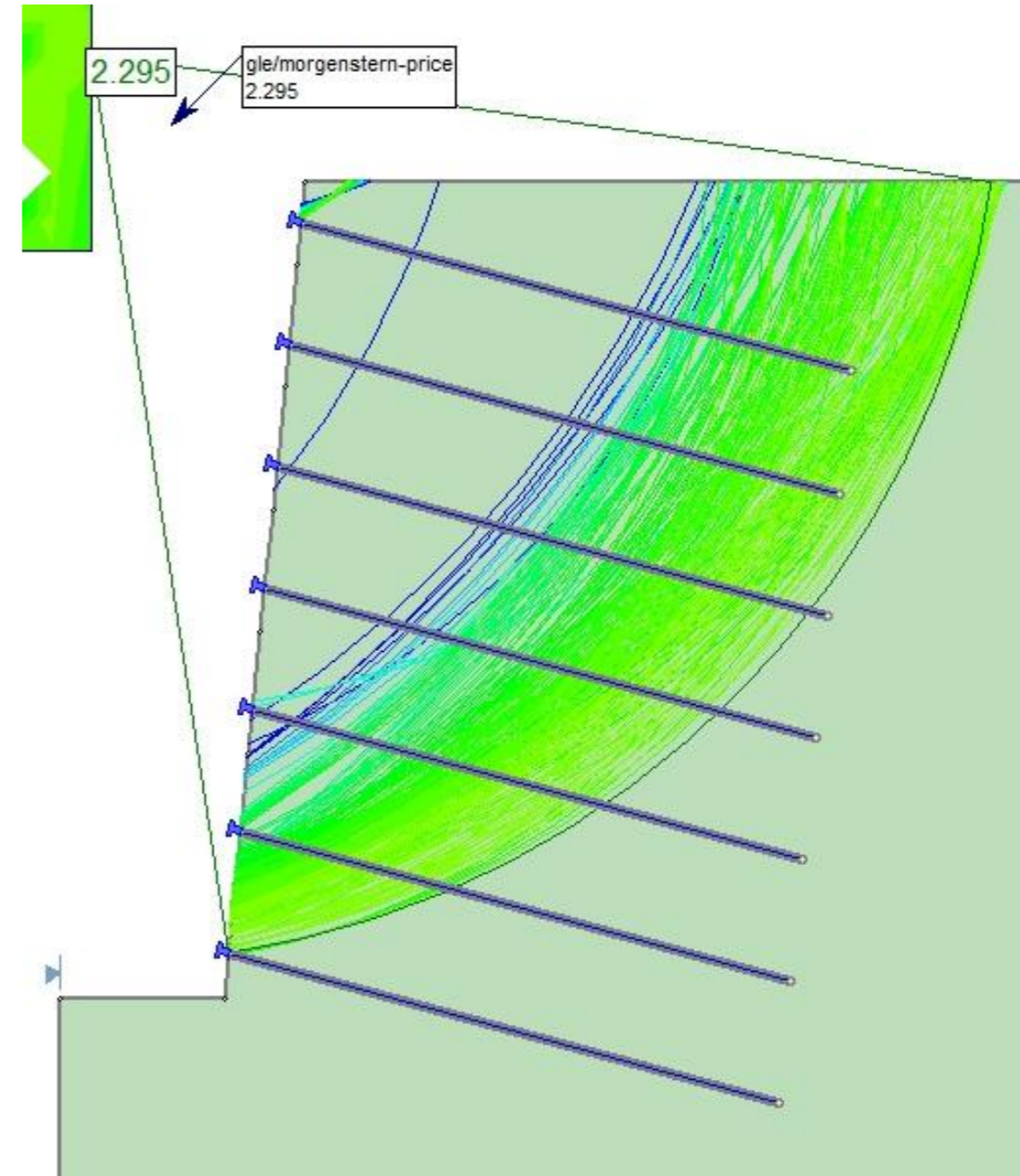
NAIL 4



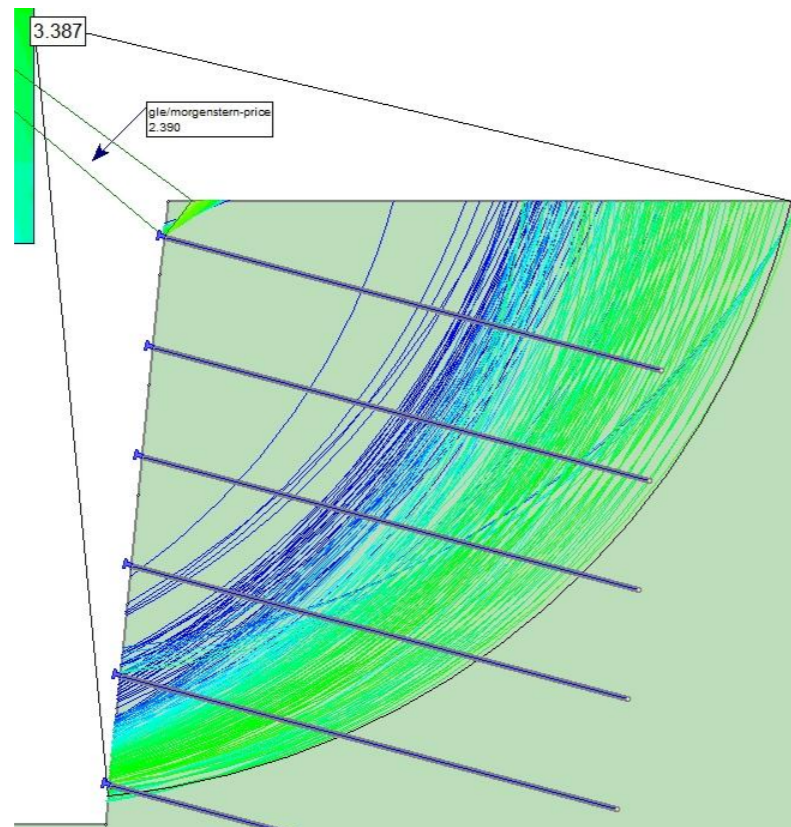
NAIL 5



NAIL 7

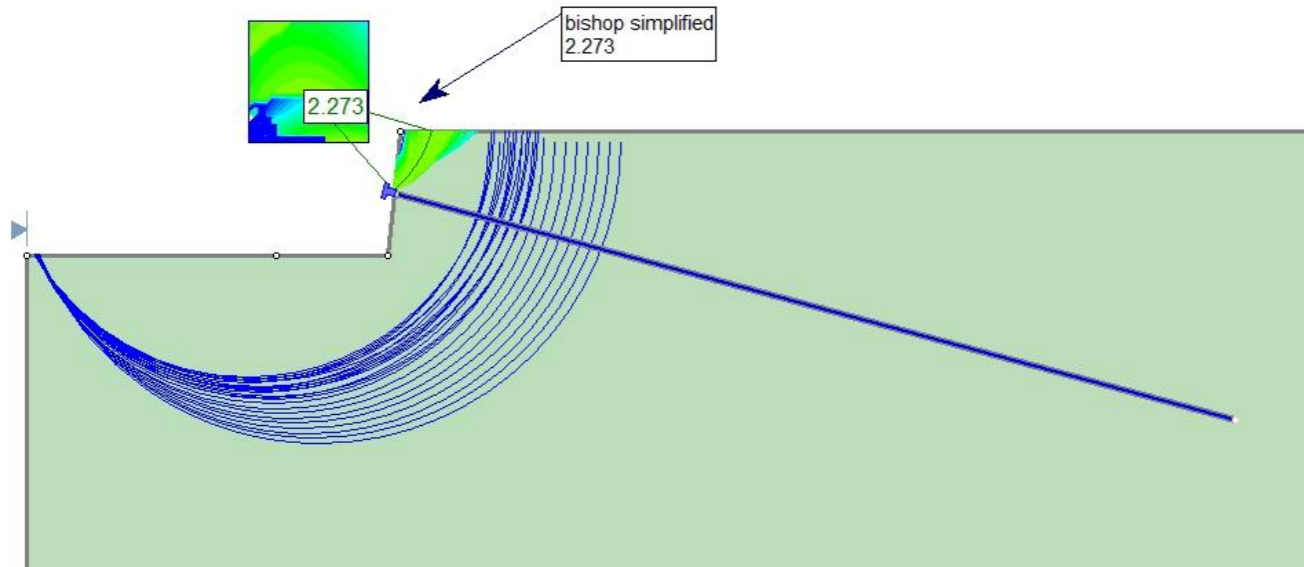


NAIL 6

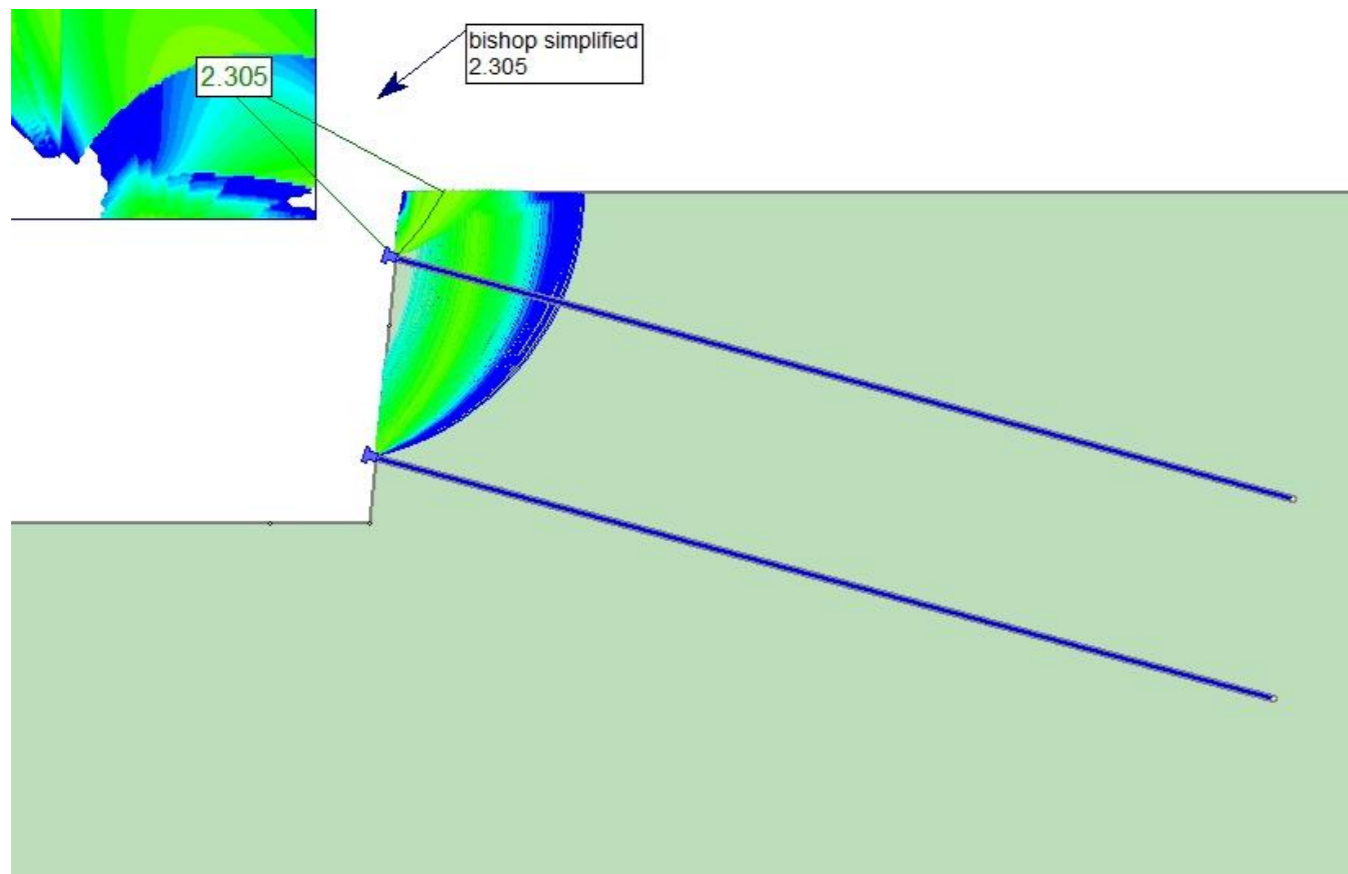


B2.2.3.1 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 40$  mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

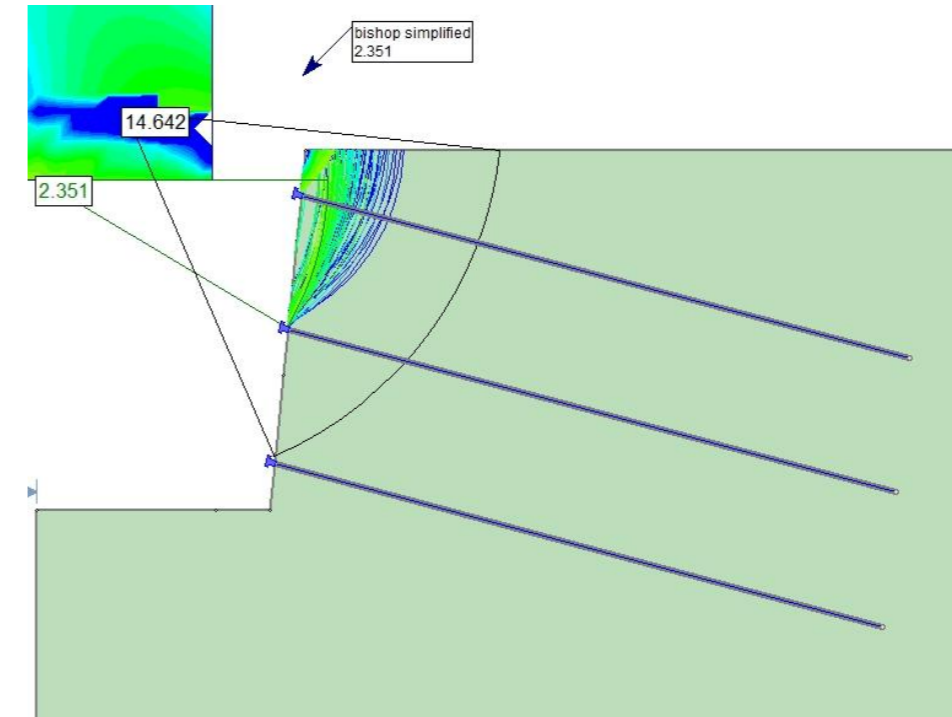
NAIL 1



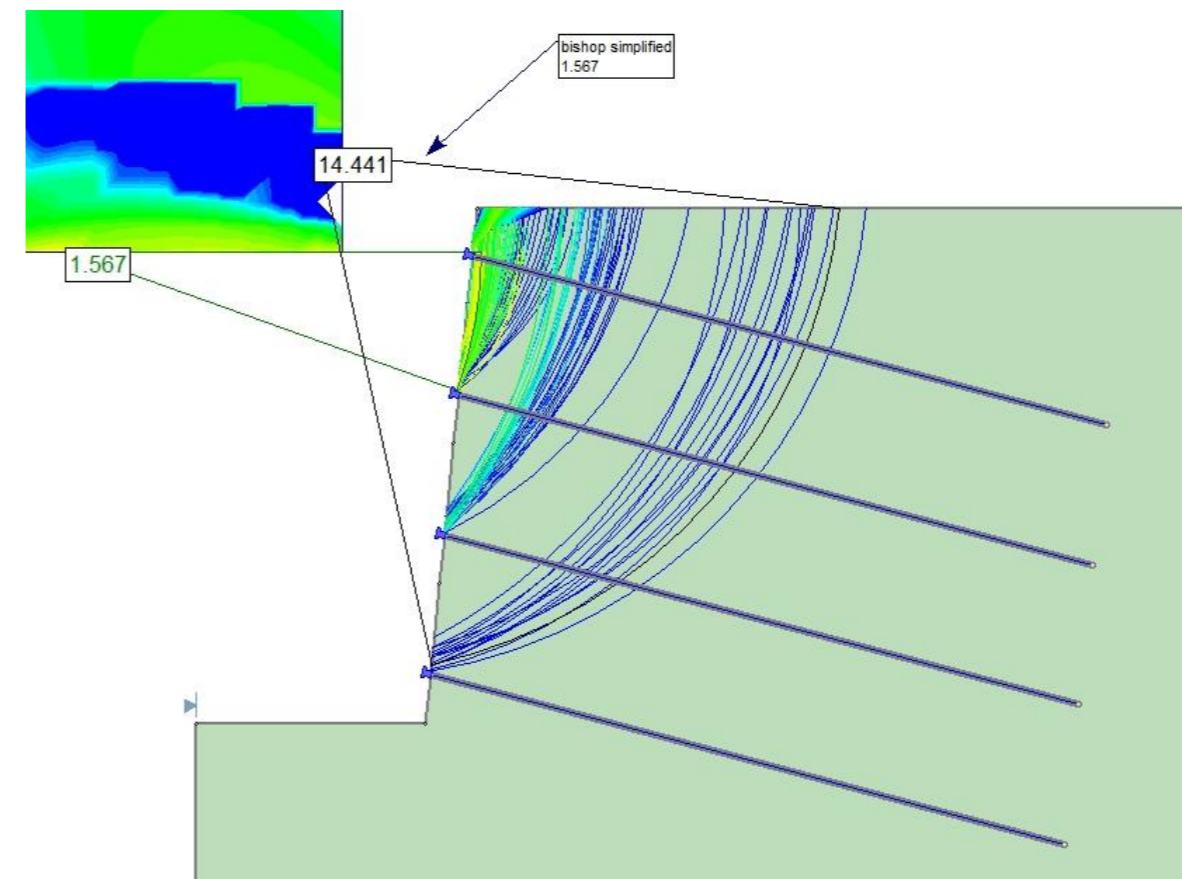
NAIL 2



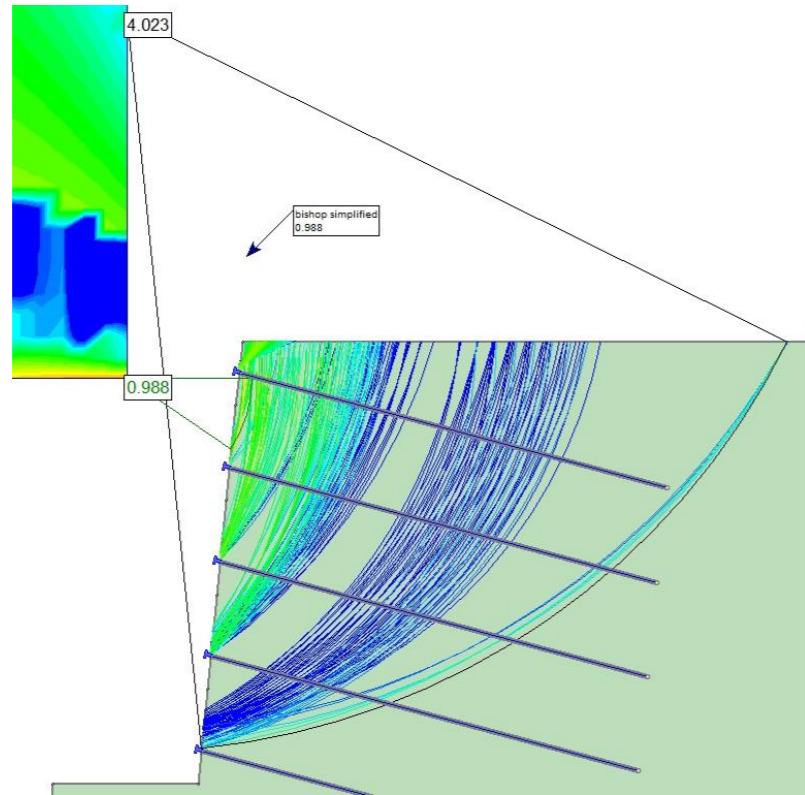
NAIL 3



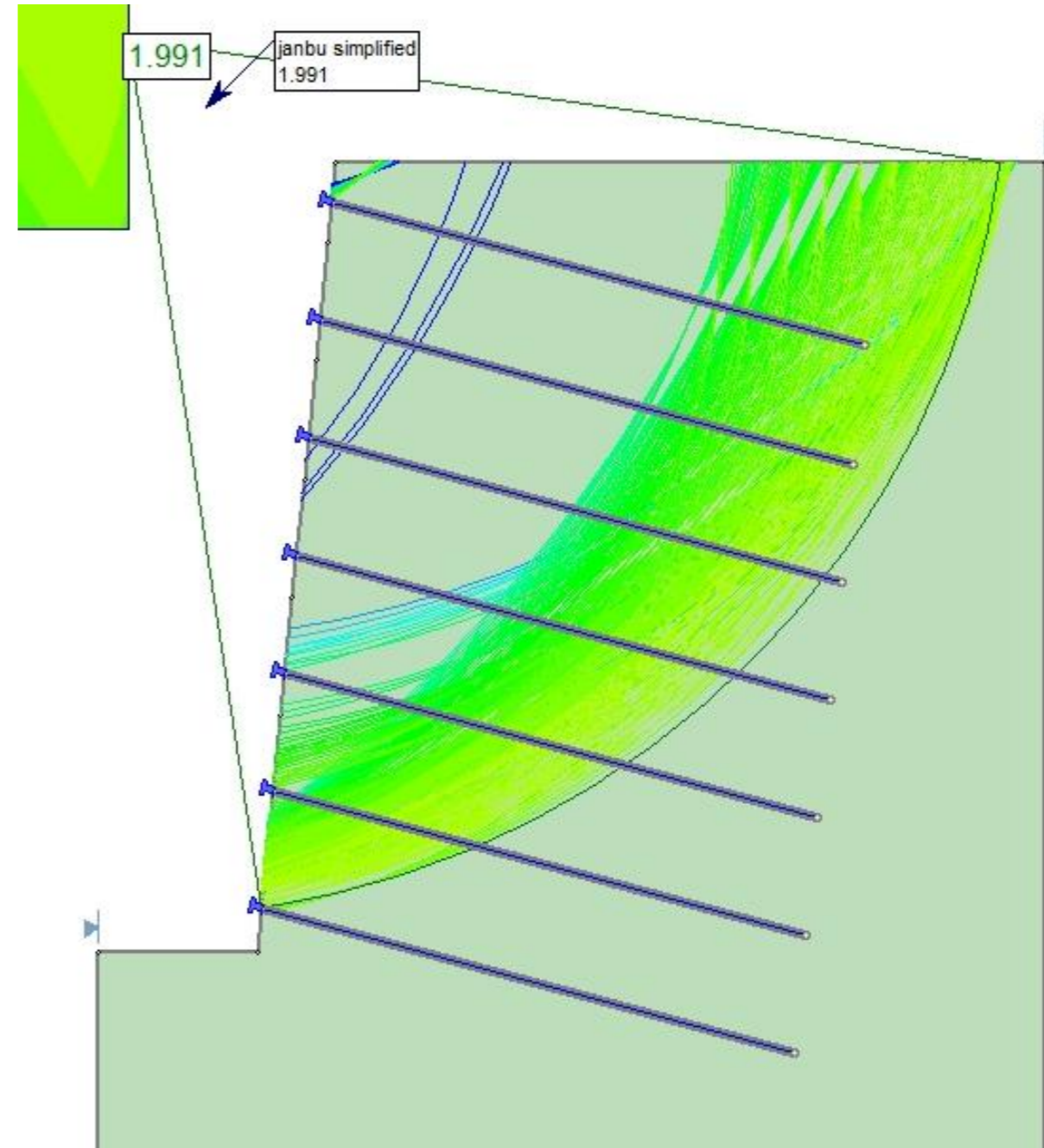
NAIL 4



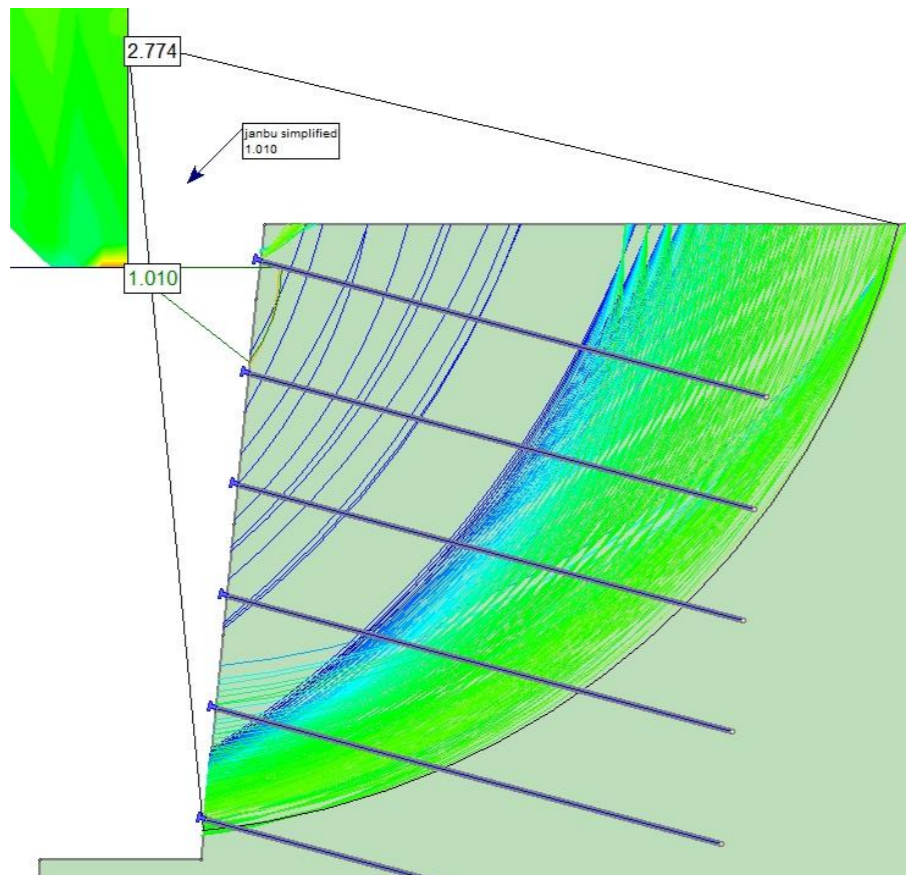
NAIL 5



NAIL 7

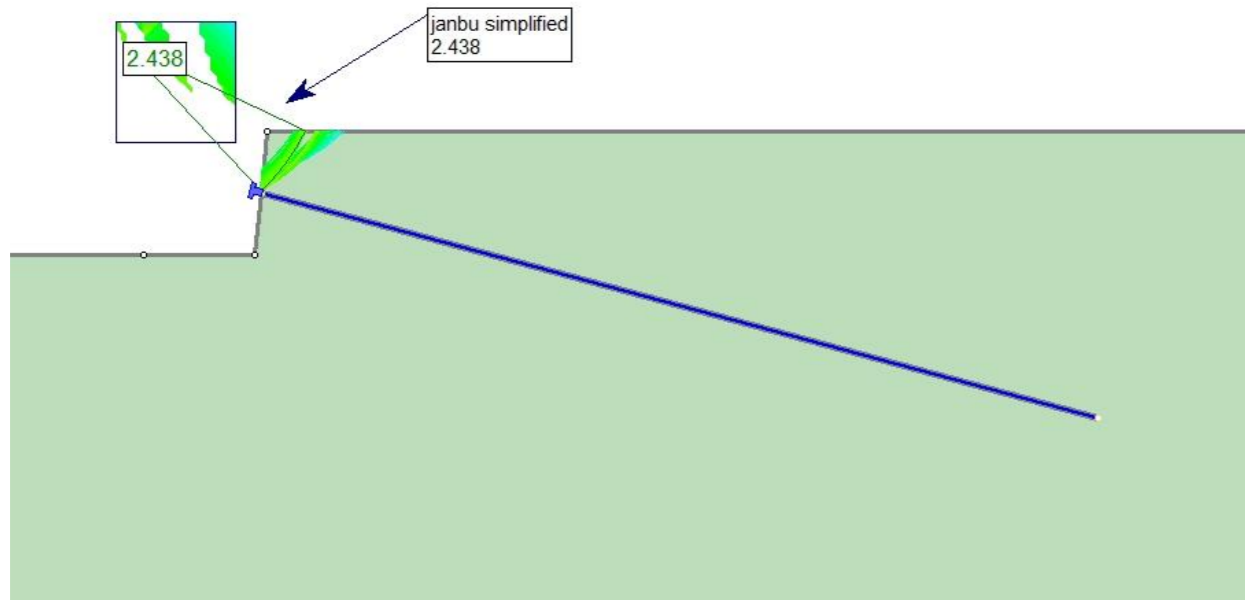


NAIL 6

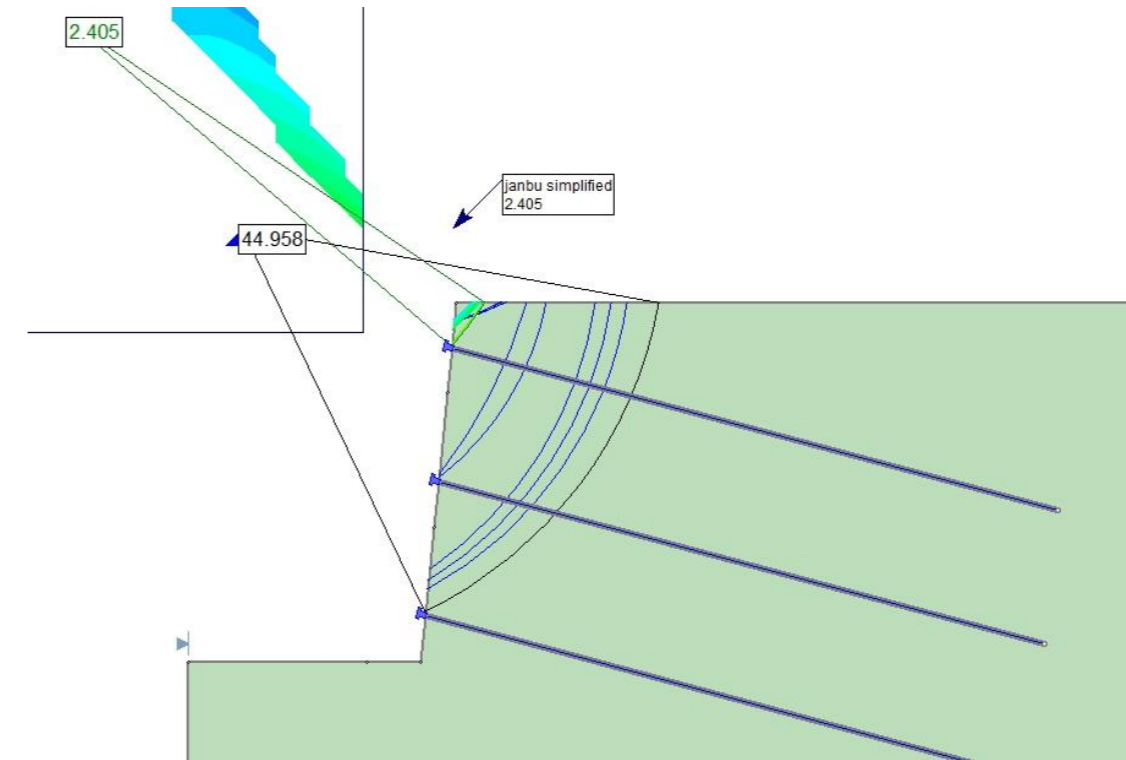


B2.2.3.2 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 40$  mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

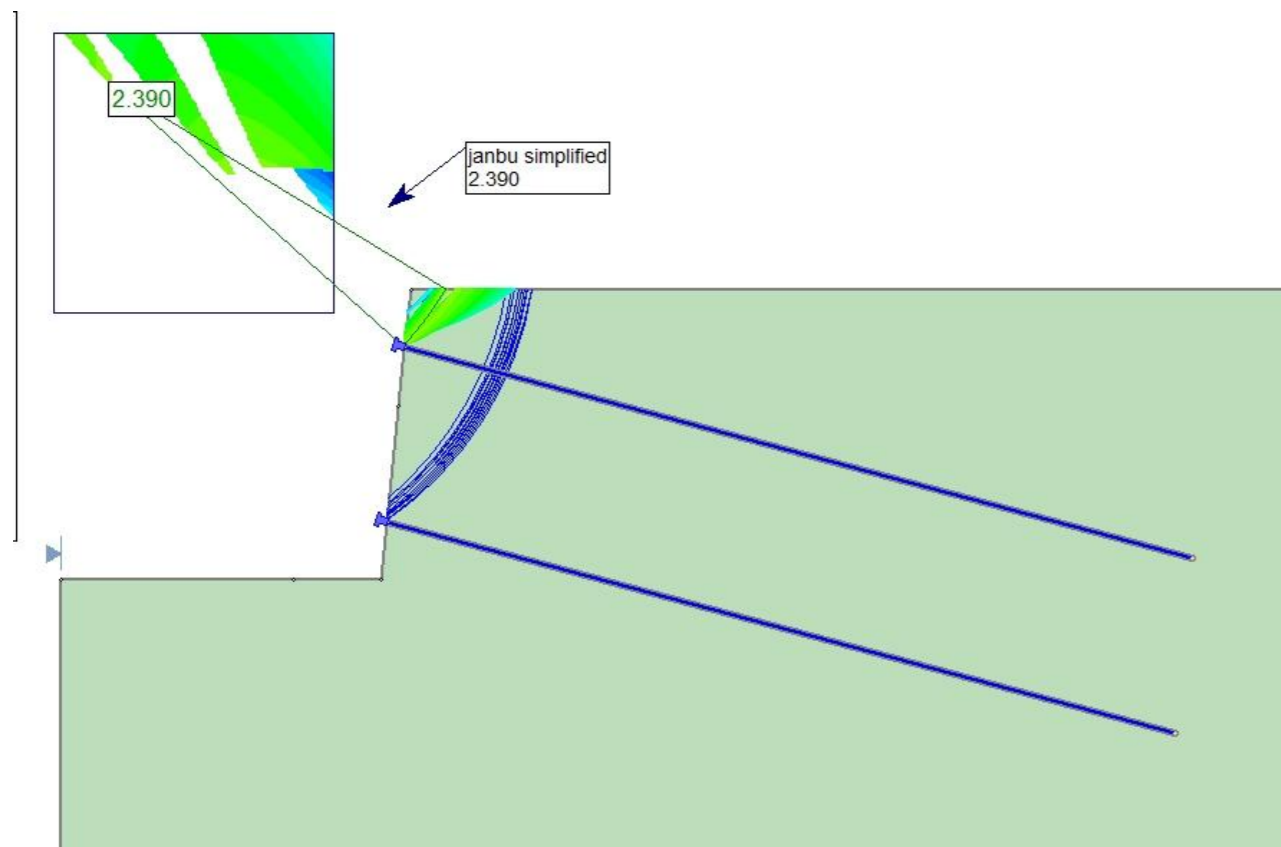
NAIL 1



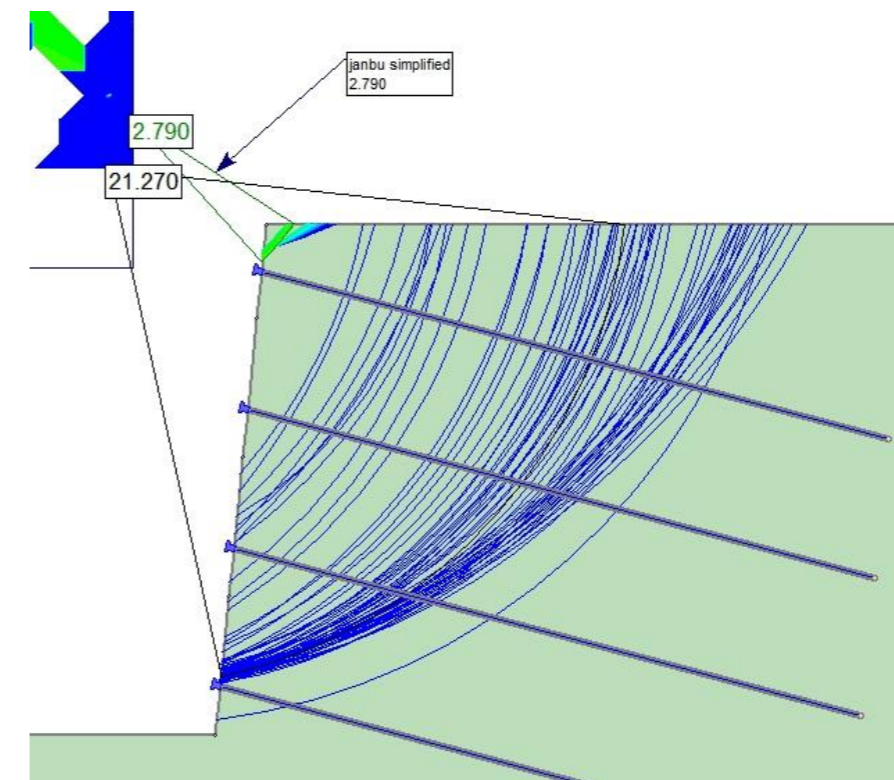
NAIL 3



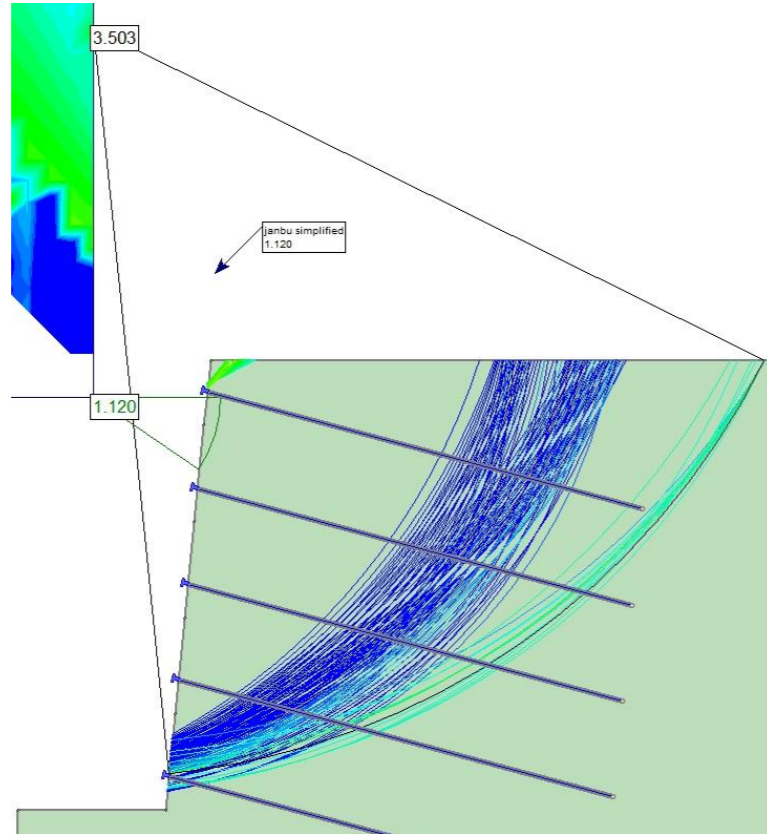
NAIL 2



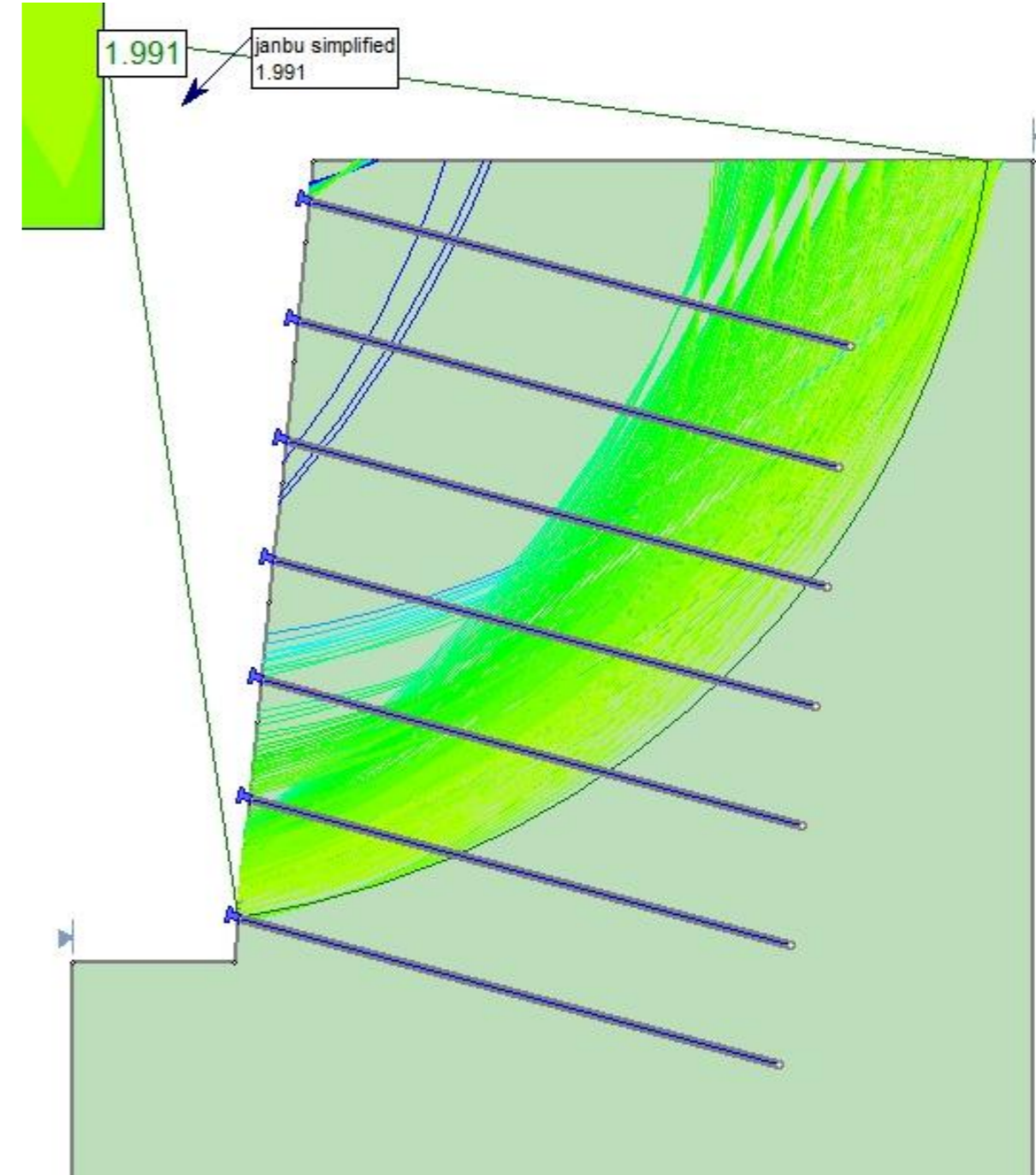
NAIL 4



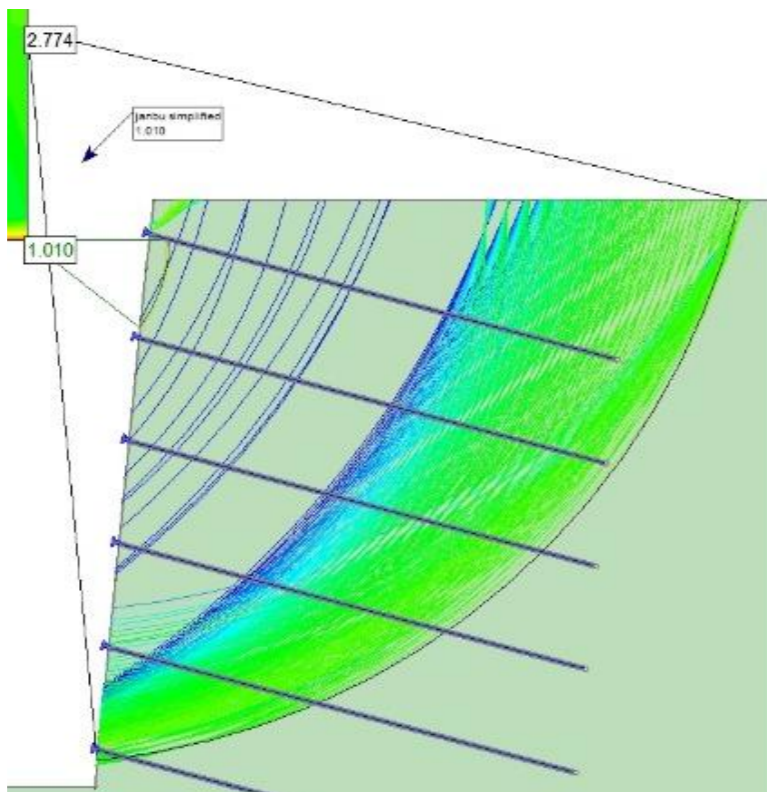
NAIL 5



NAIL 7

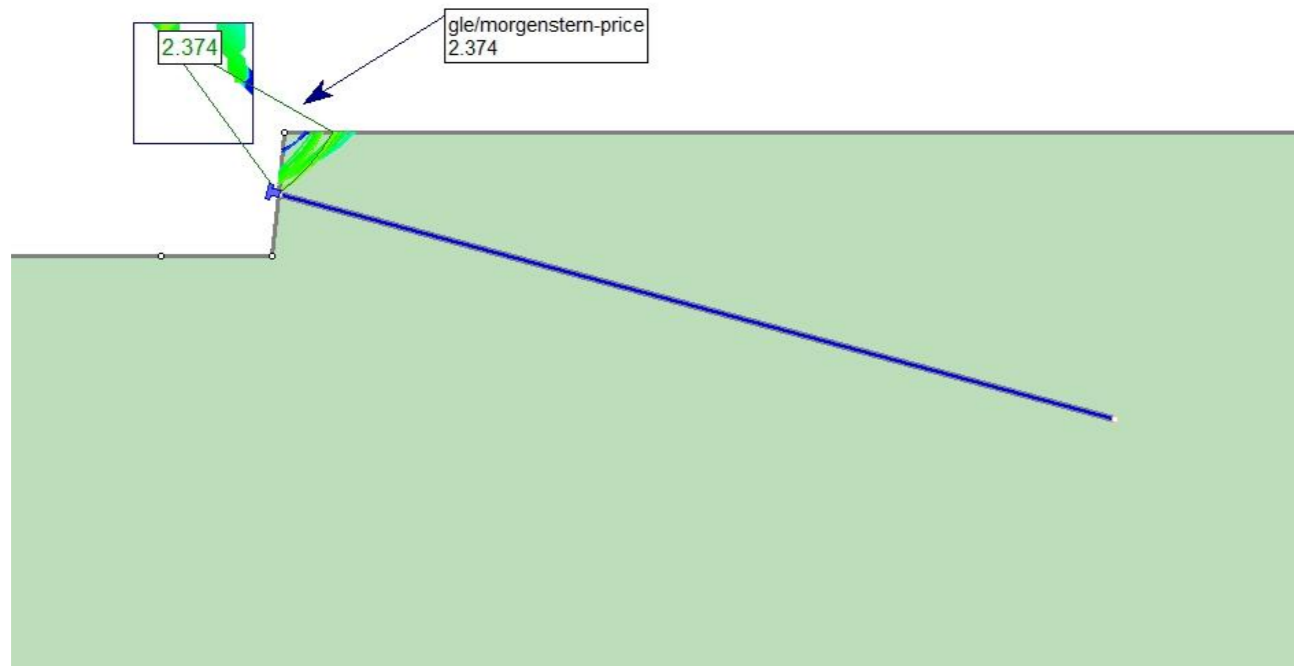


NAIL 6

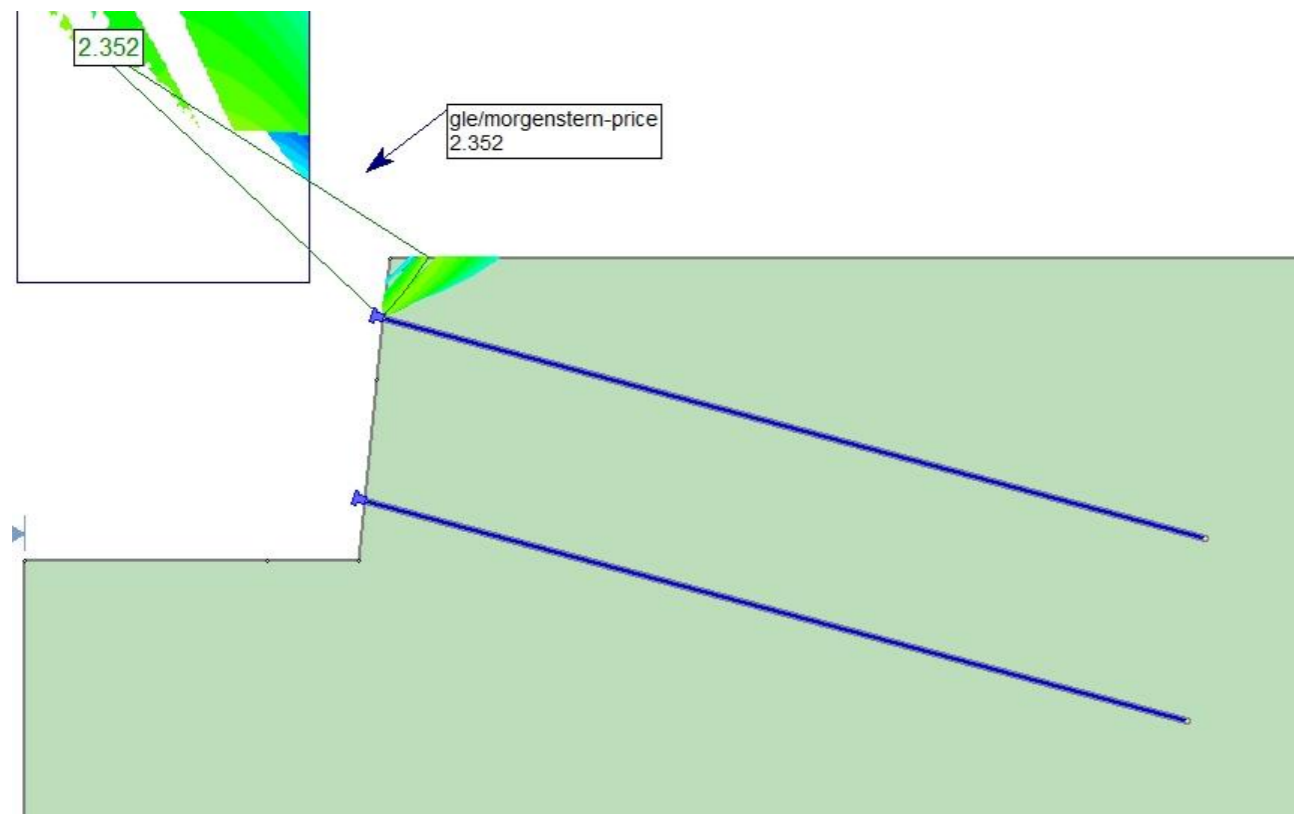


B2.2.3.3 CASO 2 – TERRENO 2 –  $D_b = 40 \text{ mm}$  – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

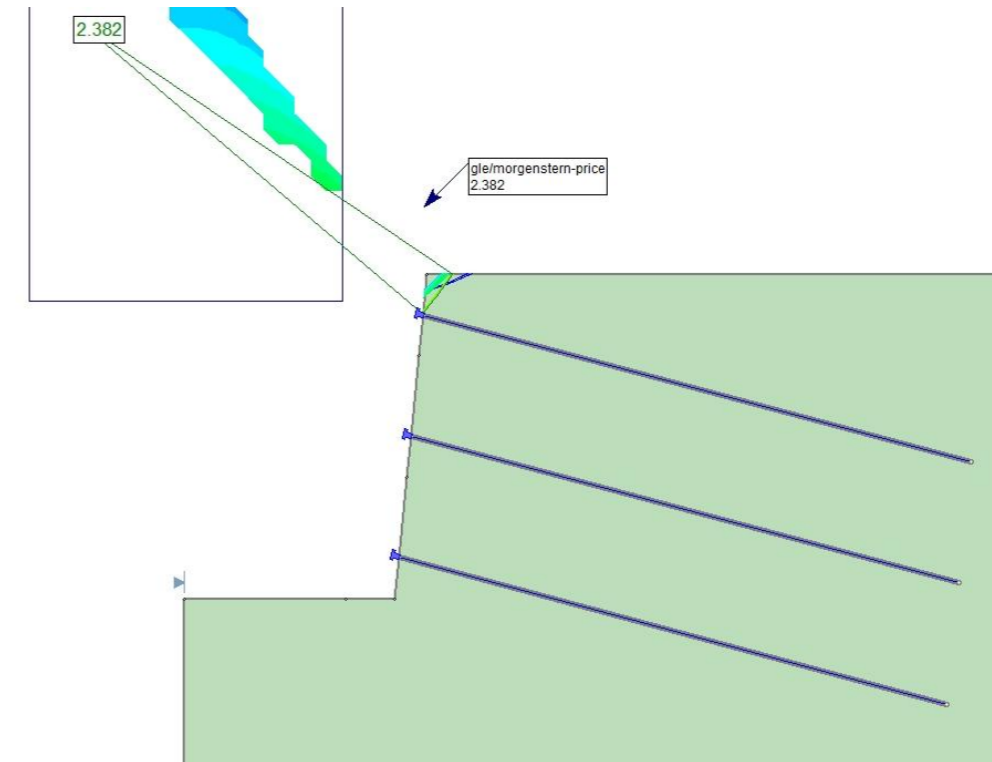
NAIL 1



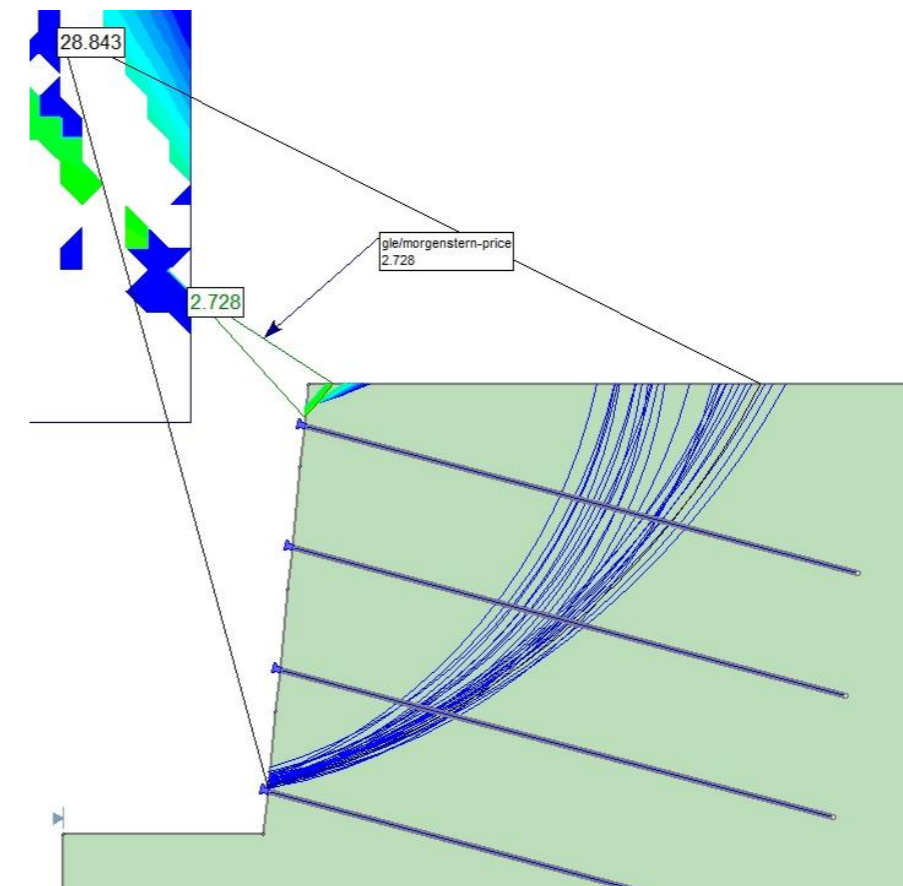
NAIL 2



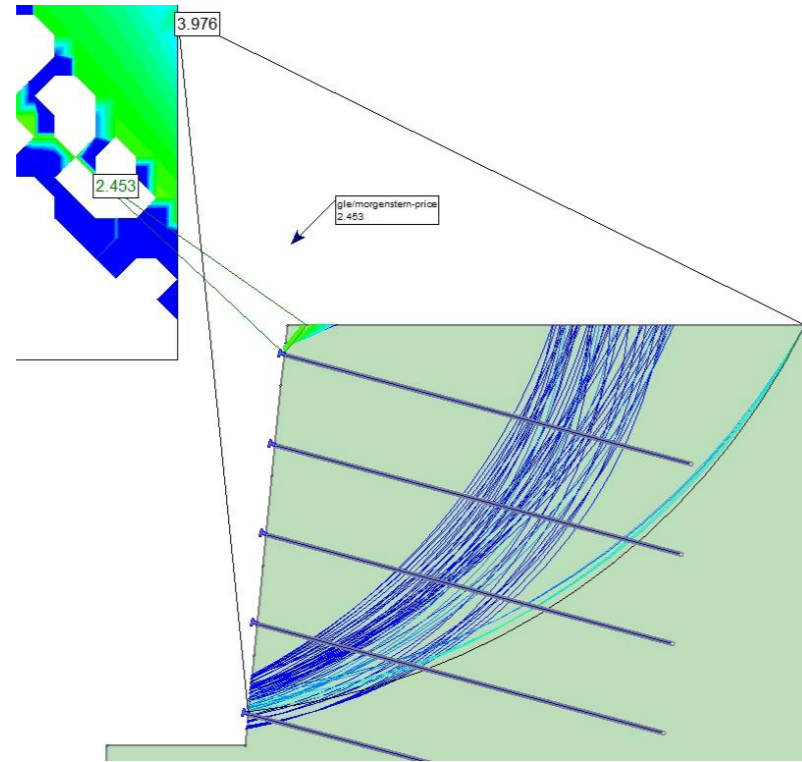
NAIL 3



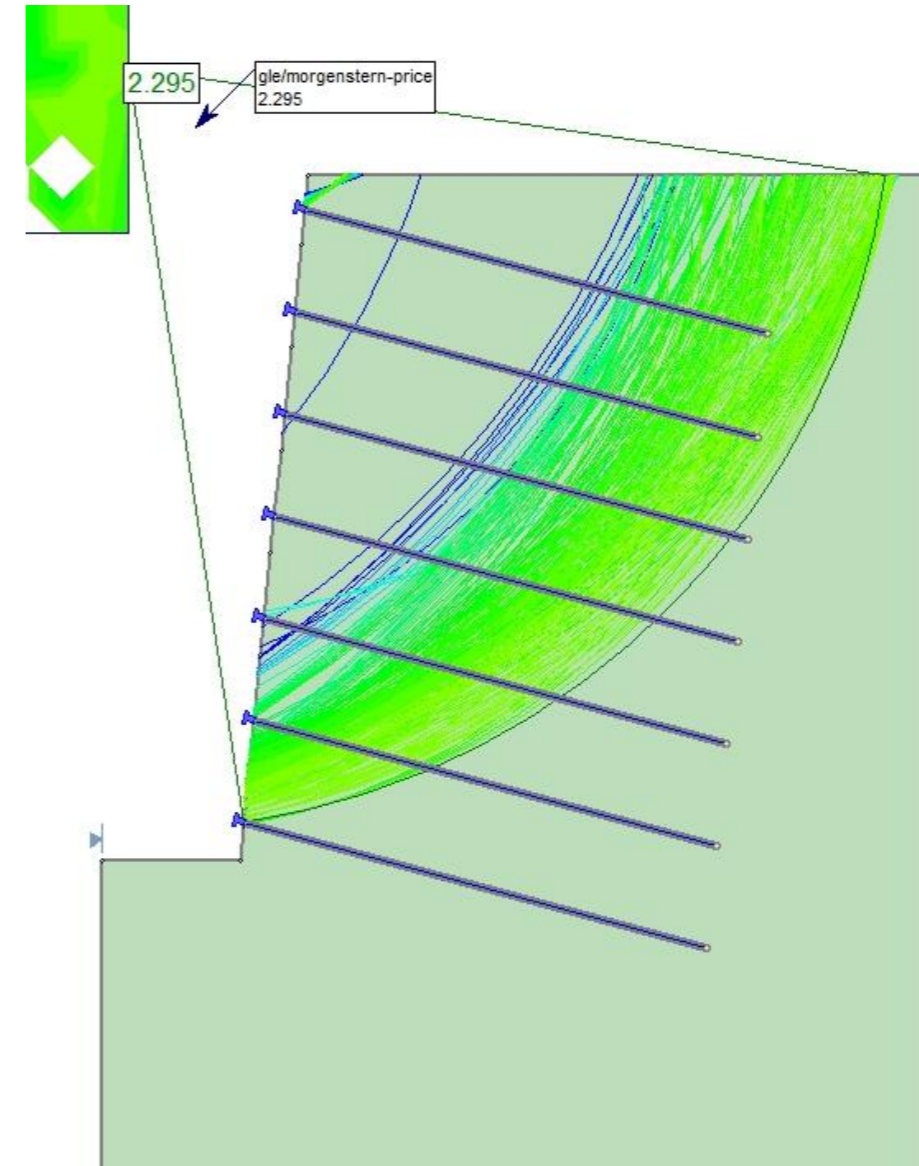
NAIL 4



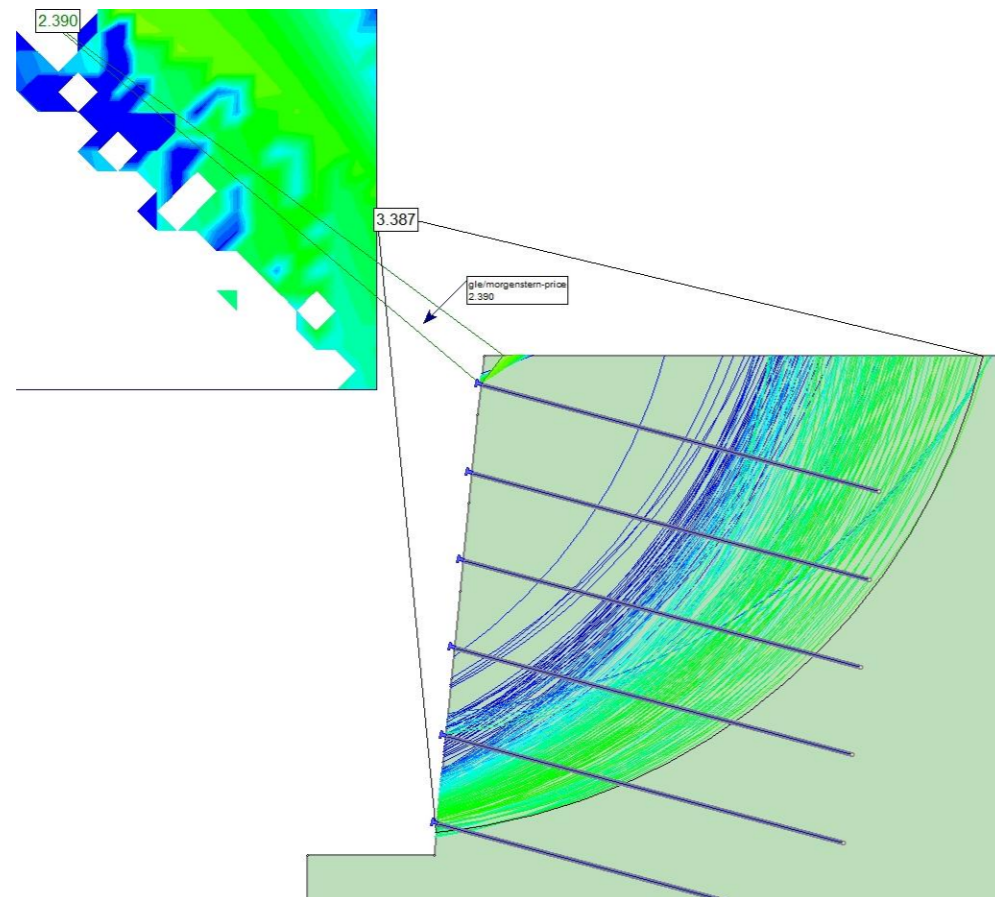
NAIL 5



NAIL 7



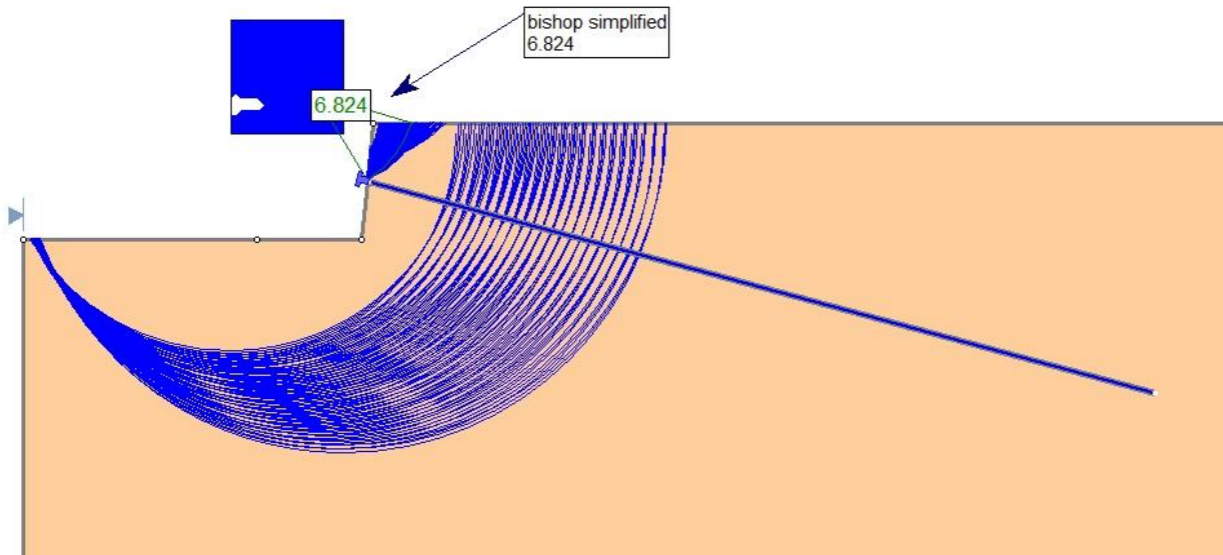
NAIL 6



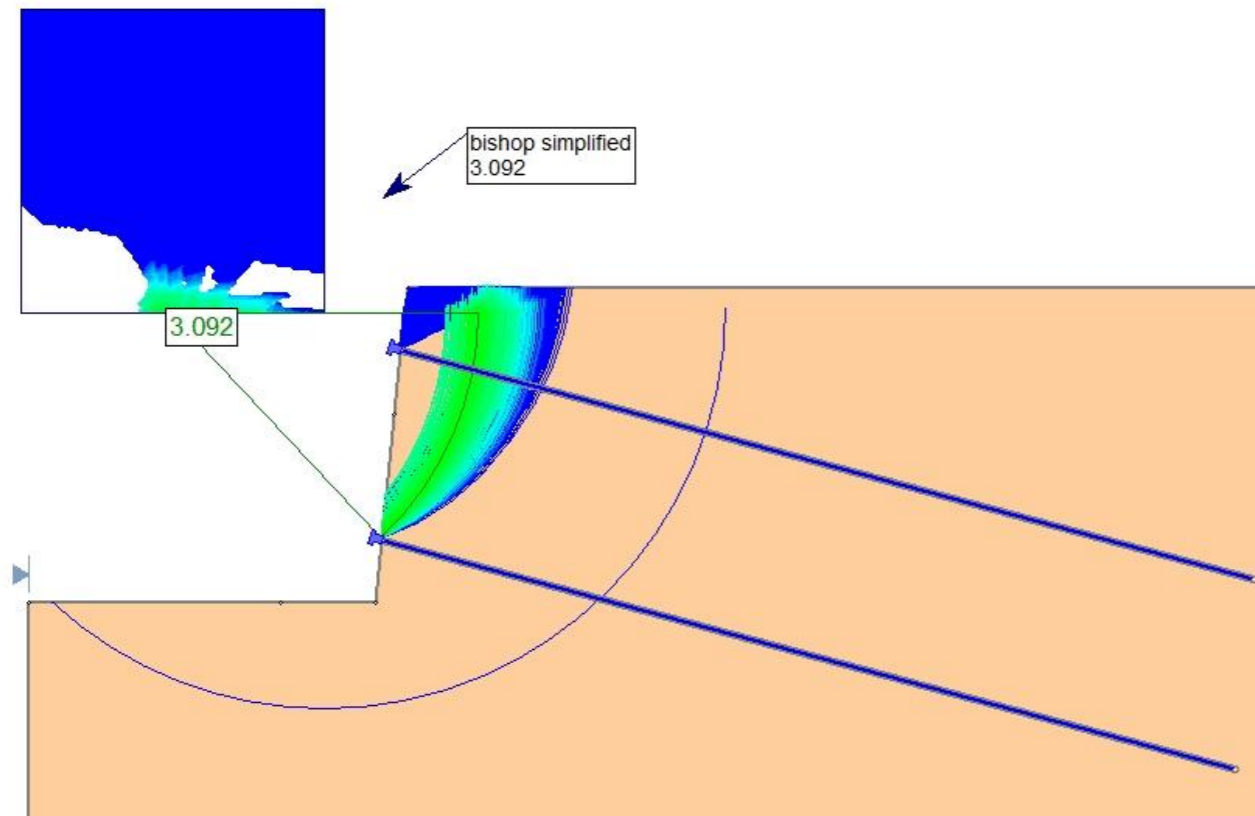
B2.3 CASO 2 – TERRENO 3

B2.3.1.1 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

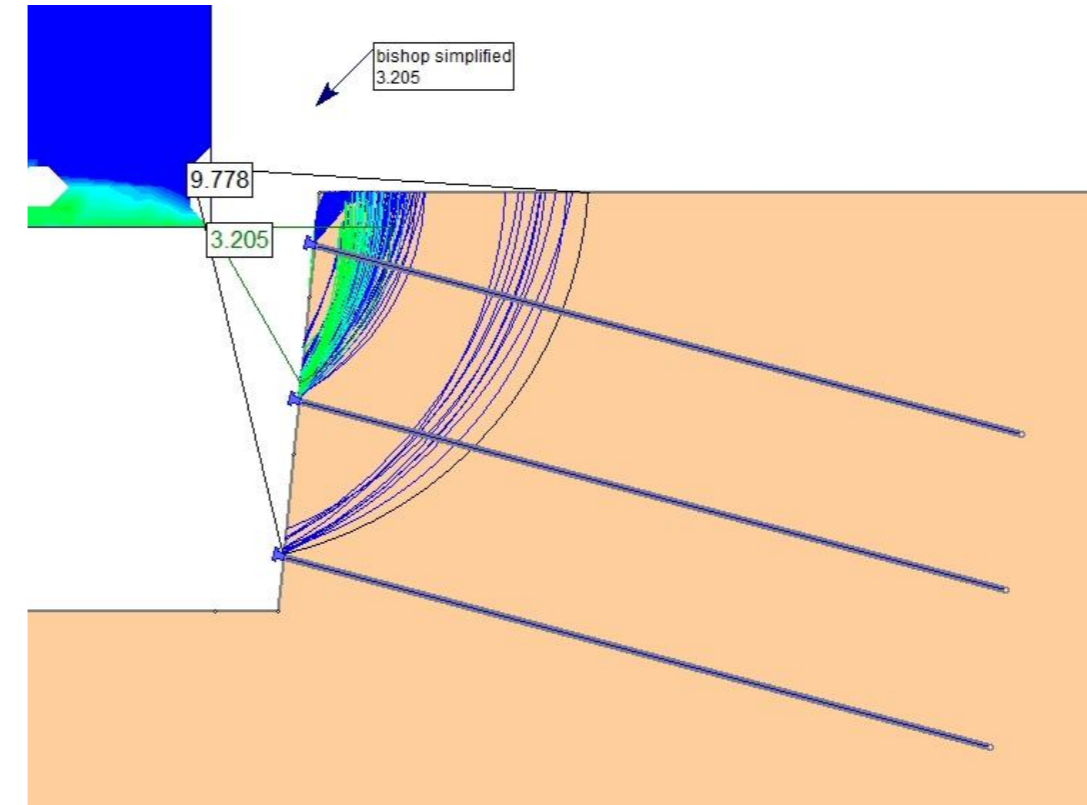
NAIL 1



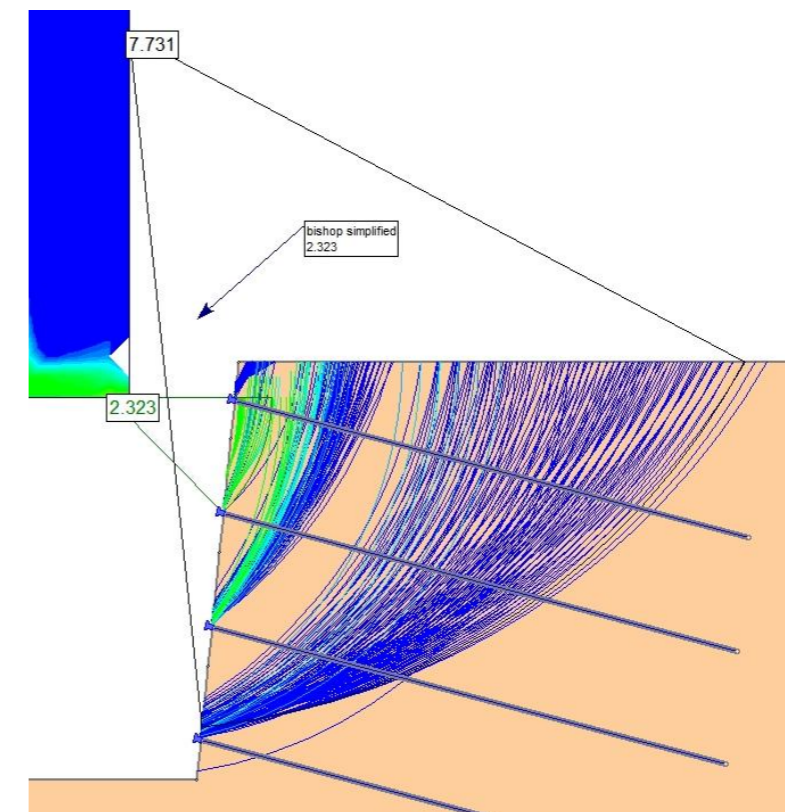
NAIL 2



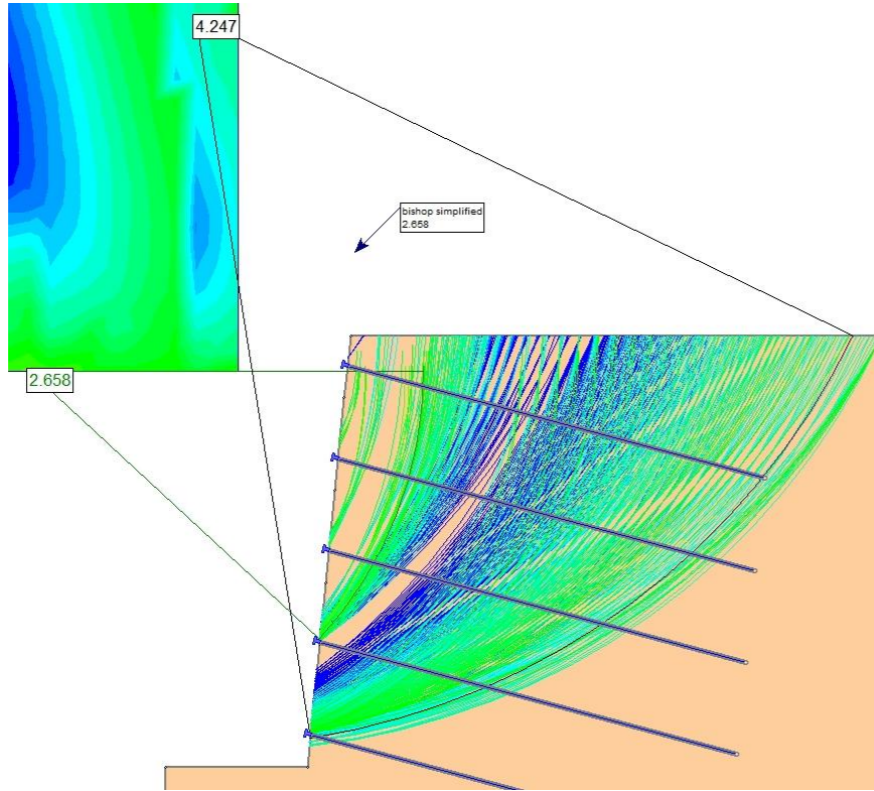
NAIL 3



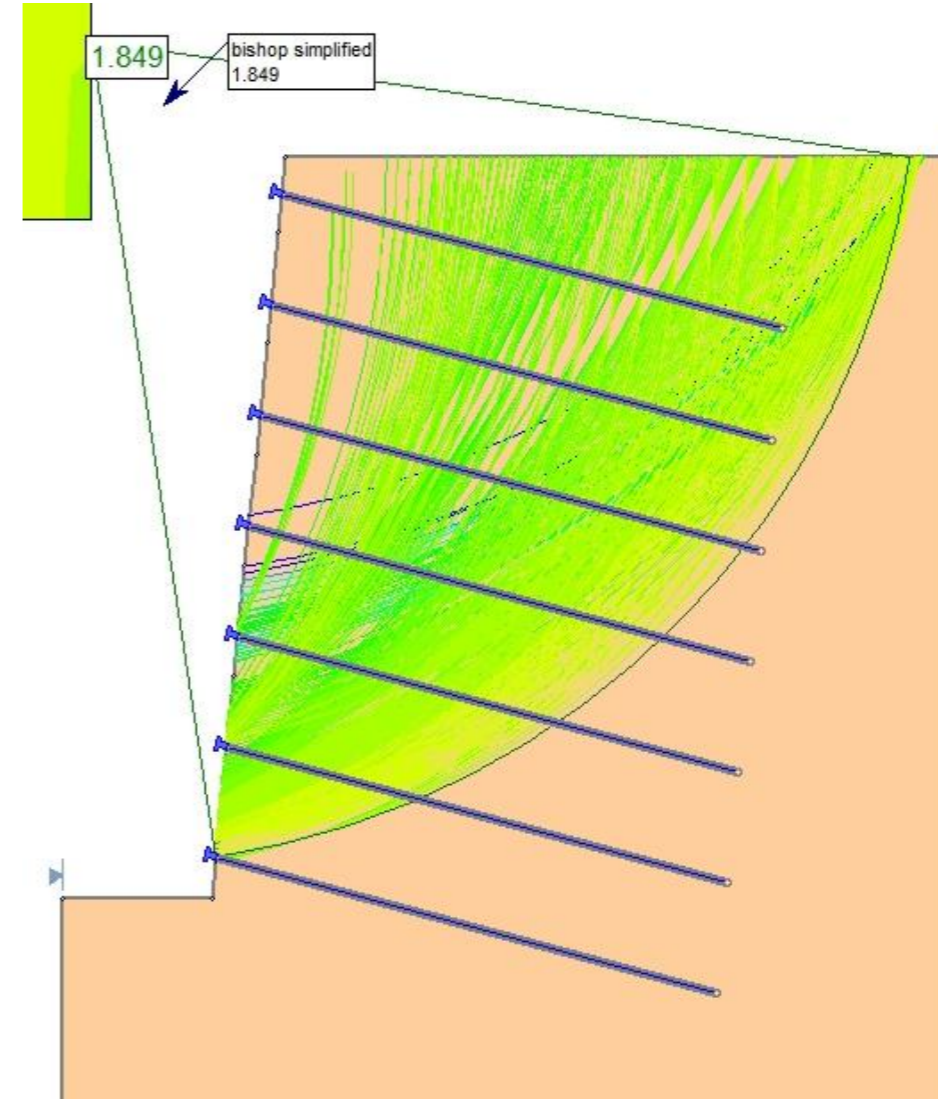
NAIL 4



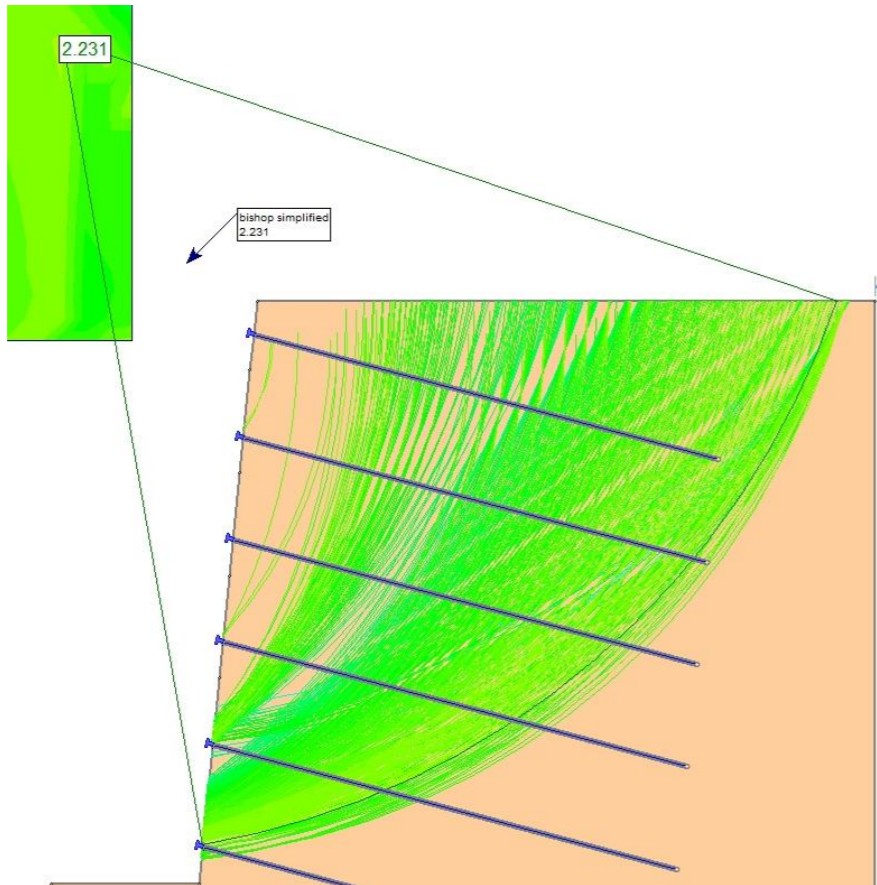
NAIL 5



NAIL 7

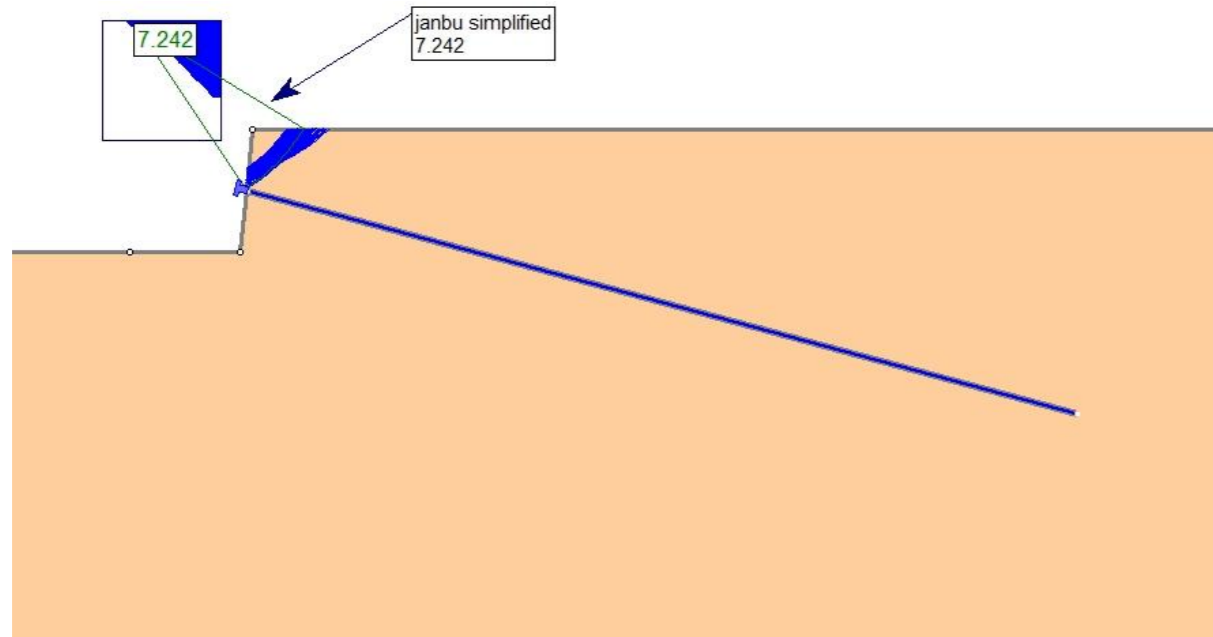


NAIL 6

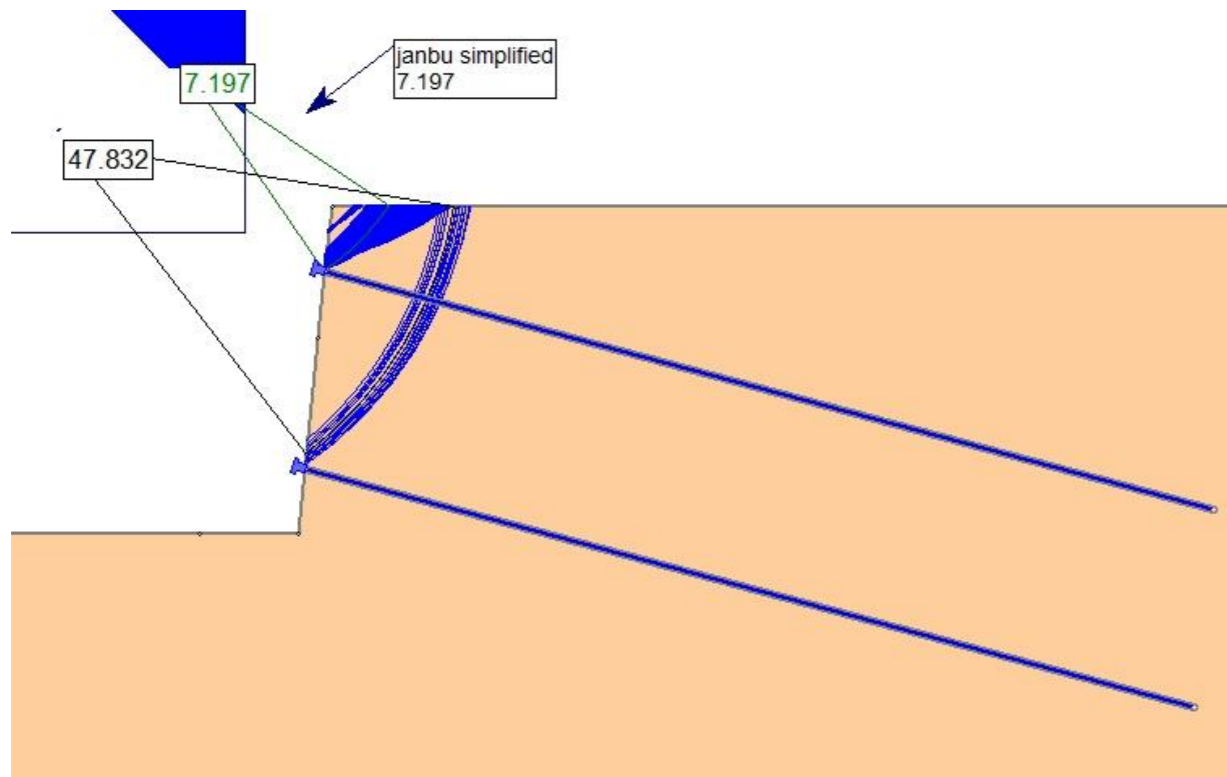


B2.3.1.2 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

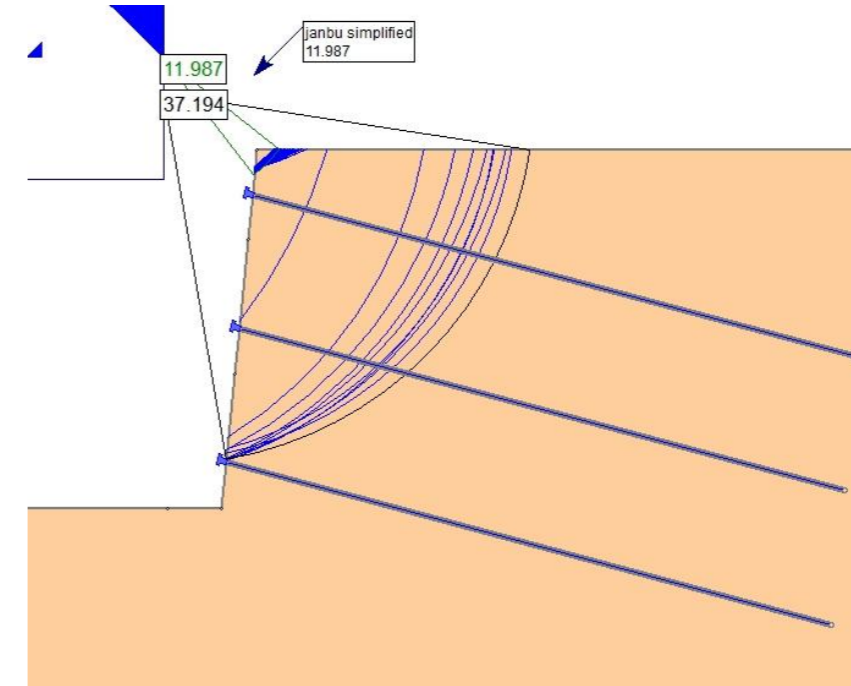
NAIL 1



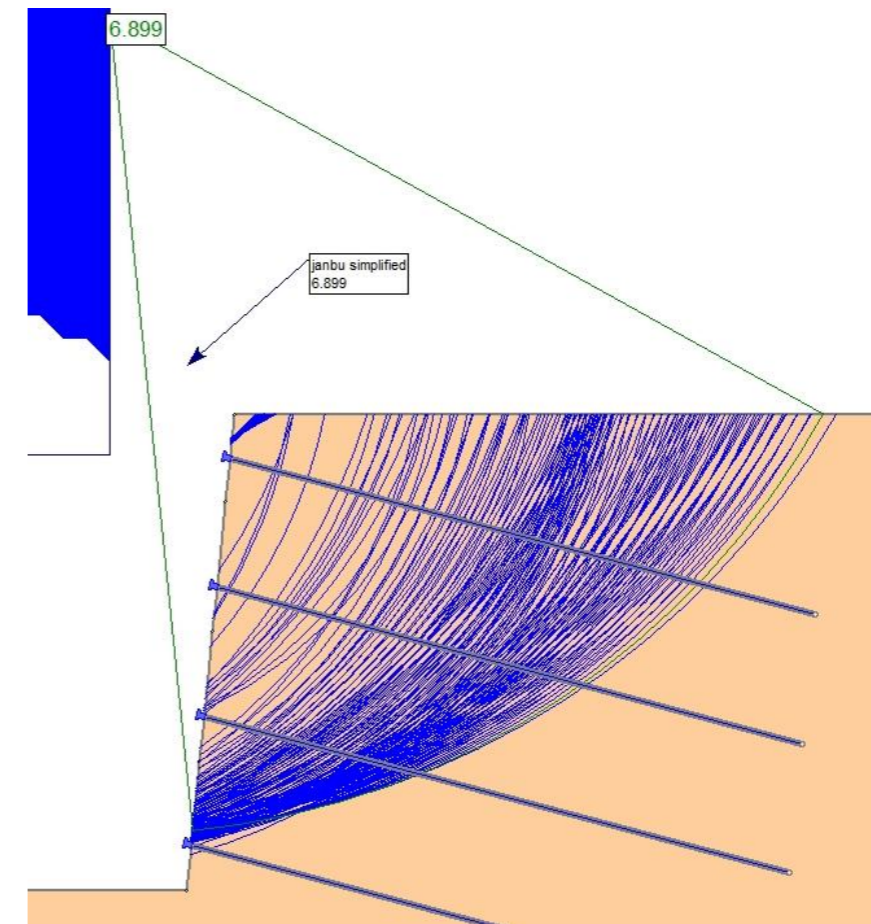
NAIL 2



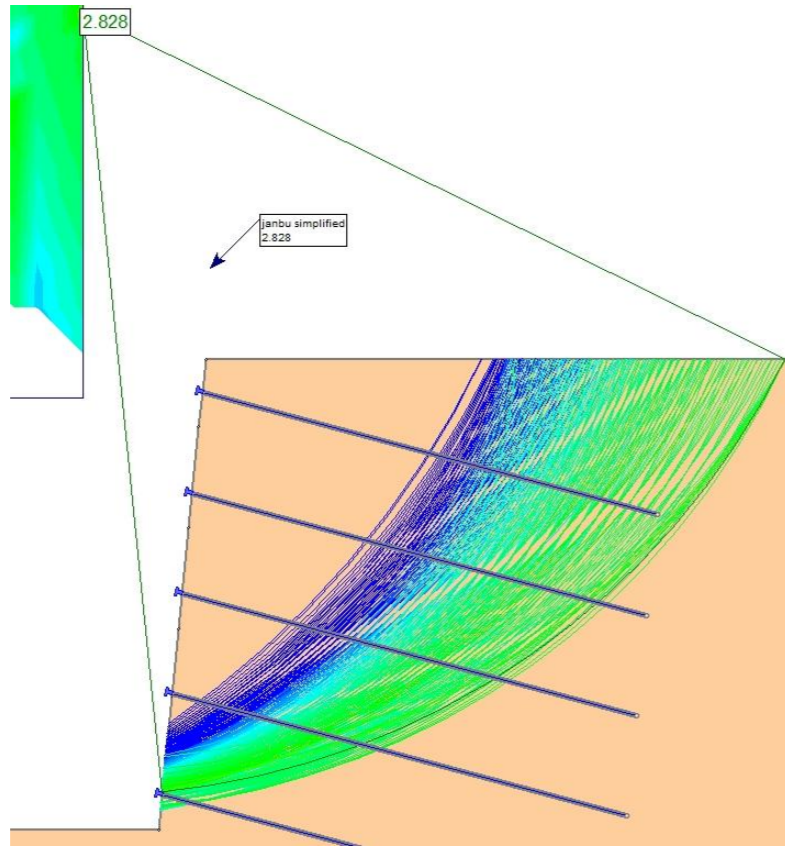
NAIL 3



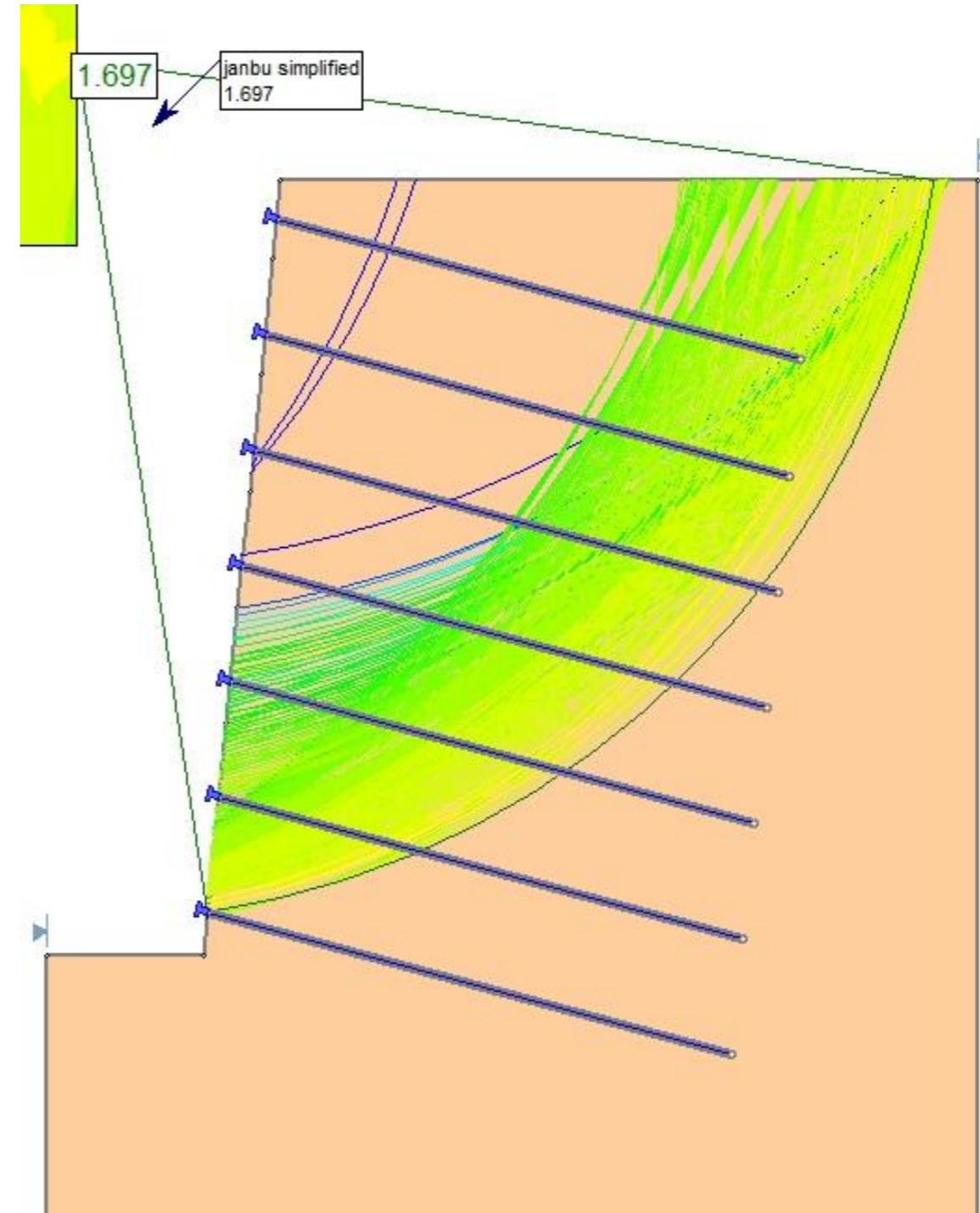
NAIL 4



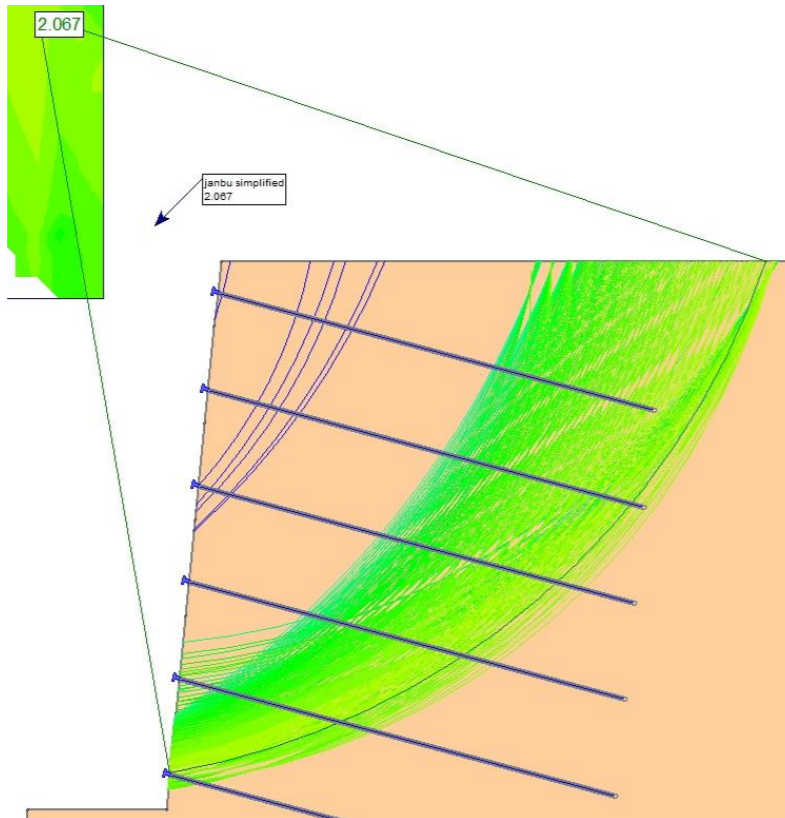
NAIL 5



NAIL 7

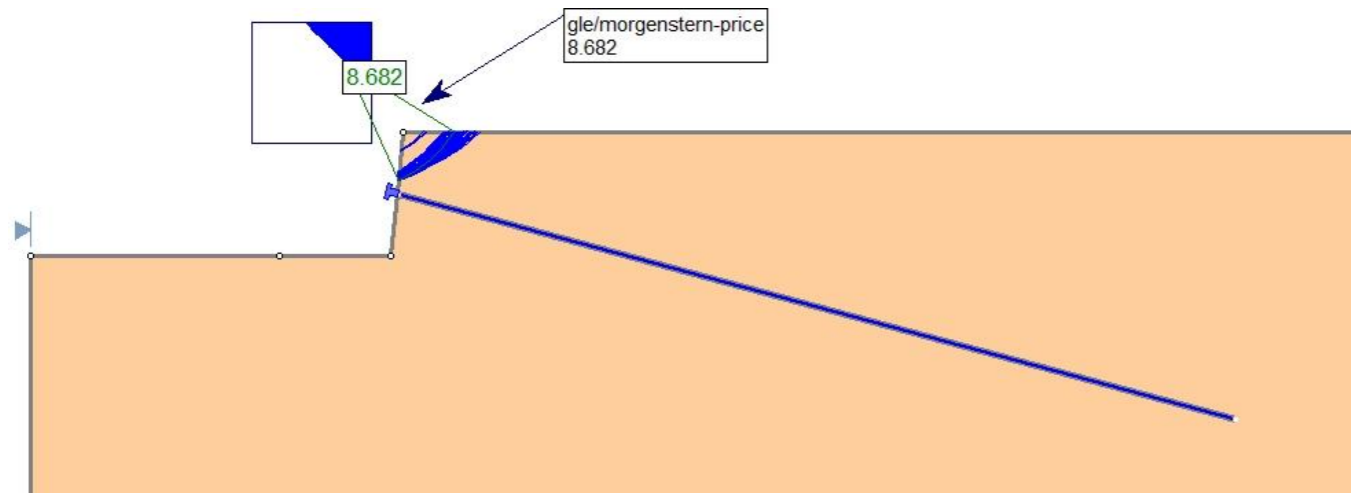


NAIL 6

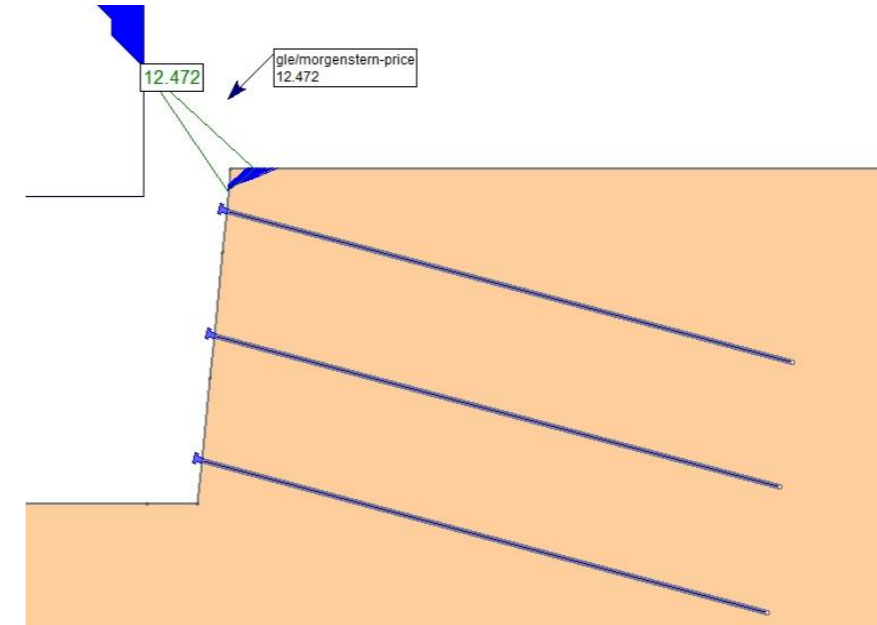


B2.3.1.3 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 25 \text{ mm}$  – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

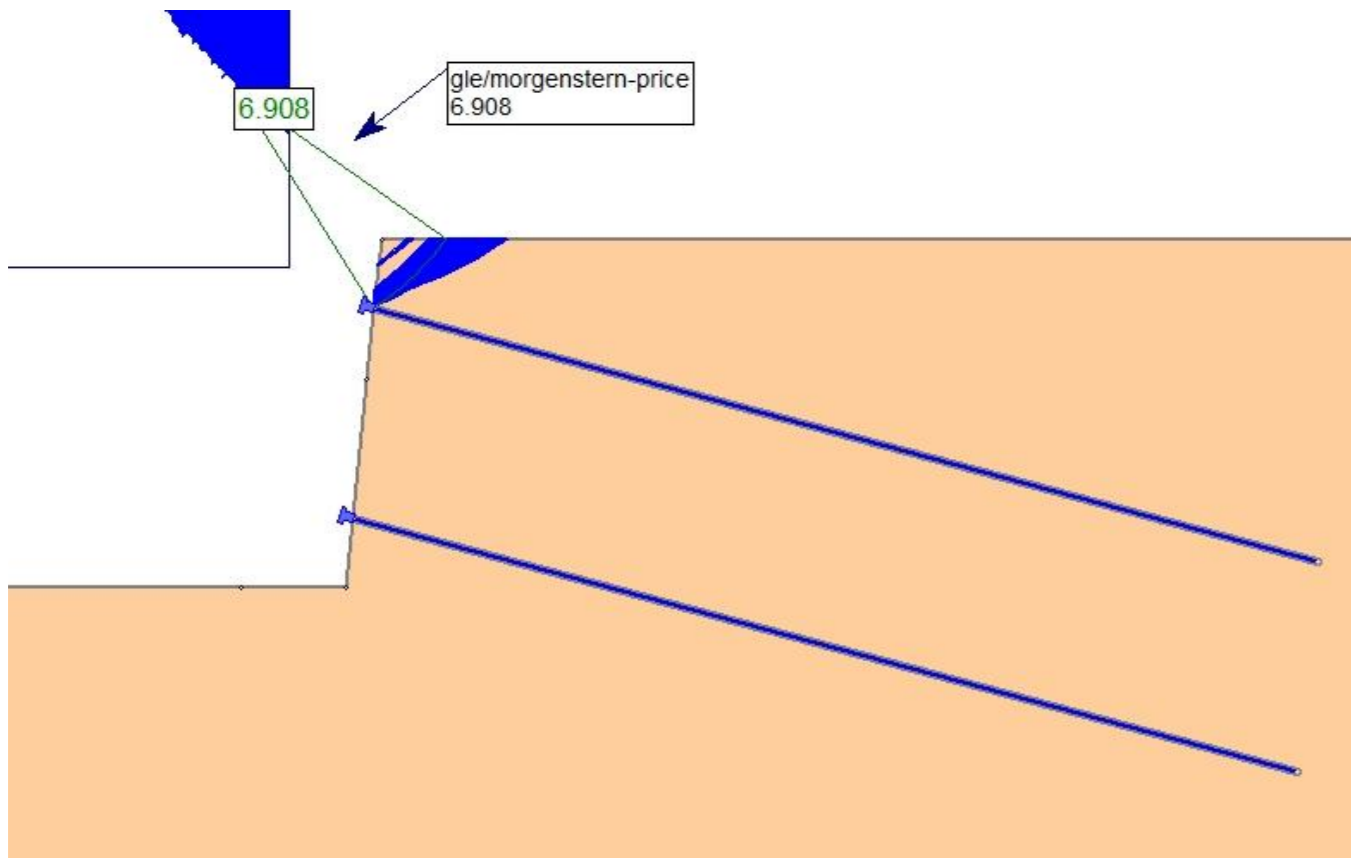
NAIL 1



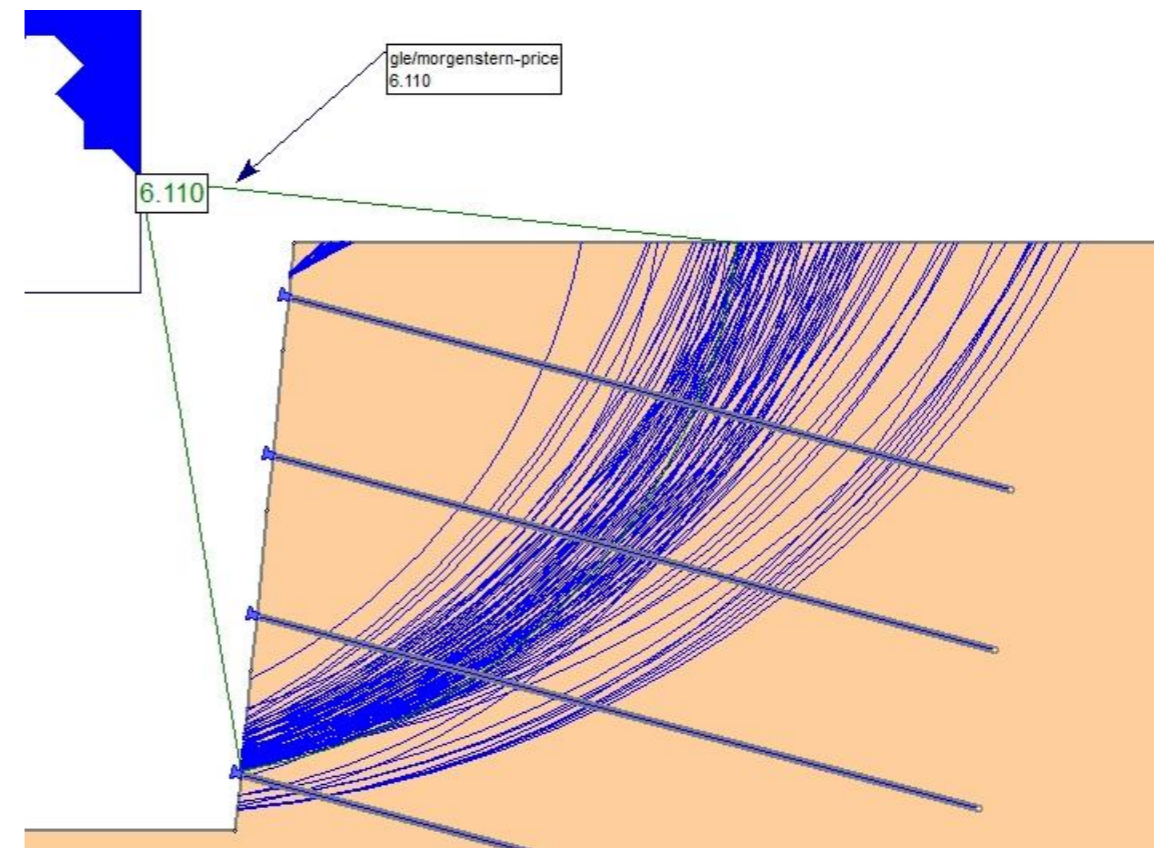
NAIL 3



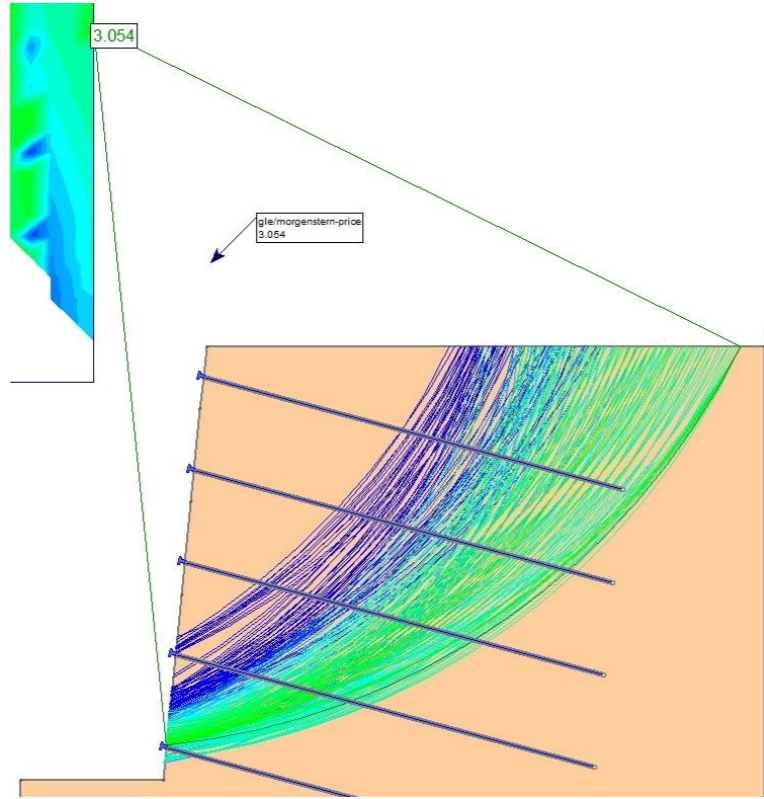
NAIL 2



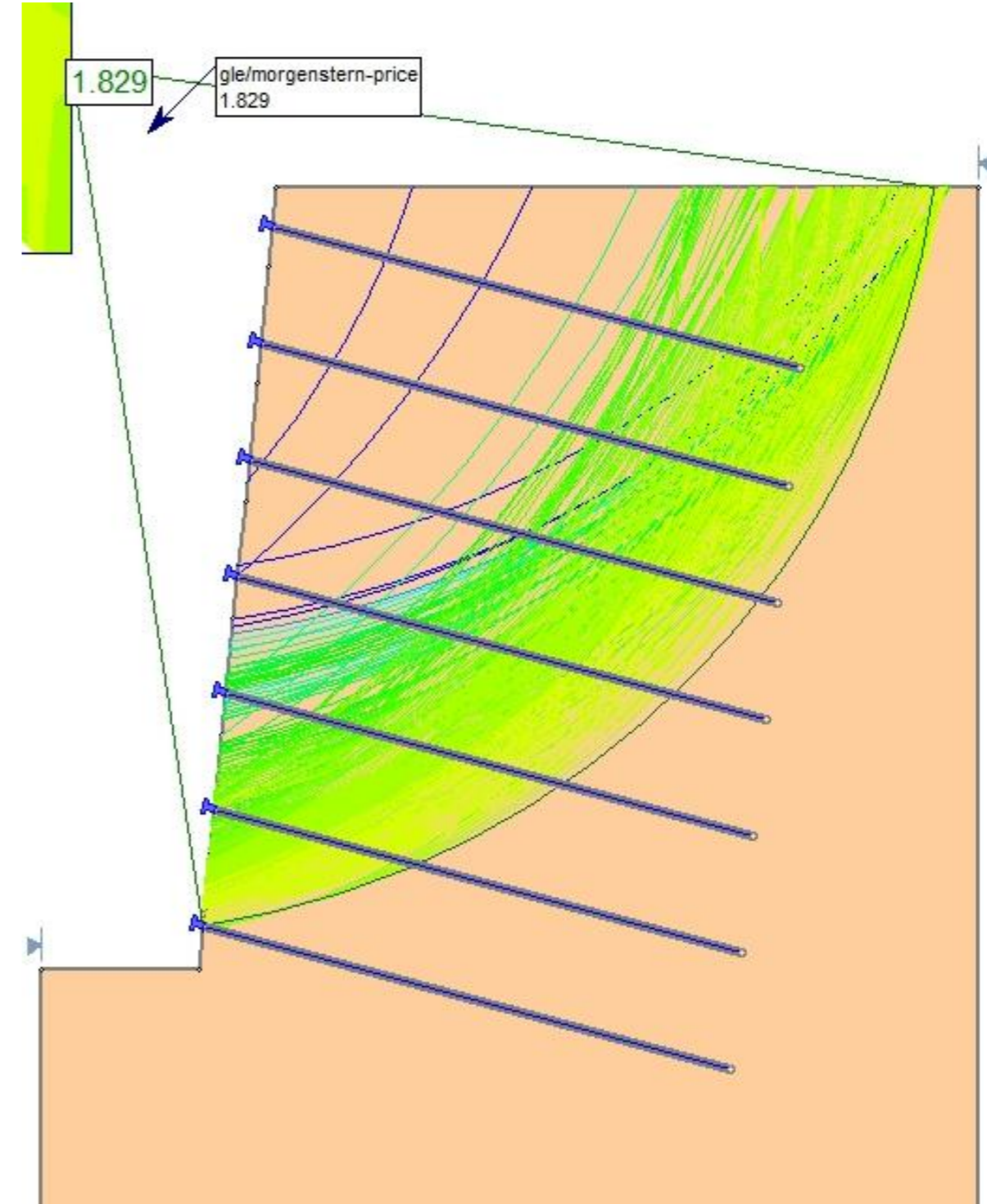
NAIL 4



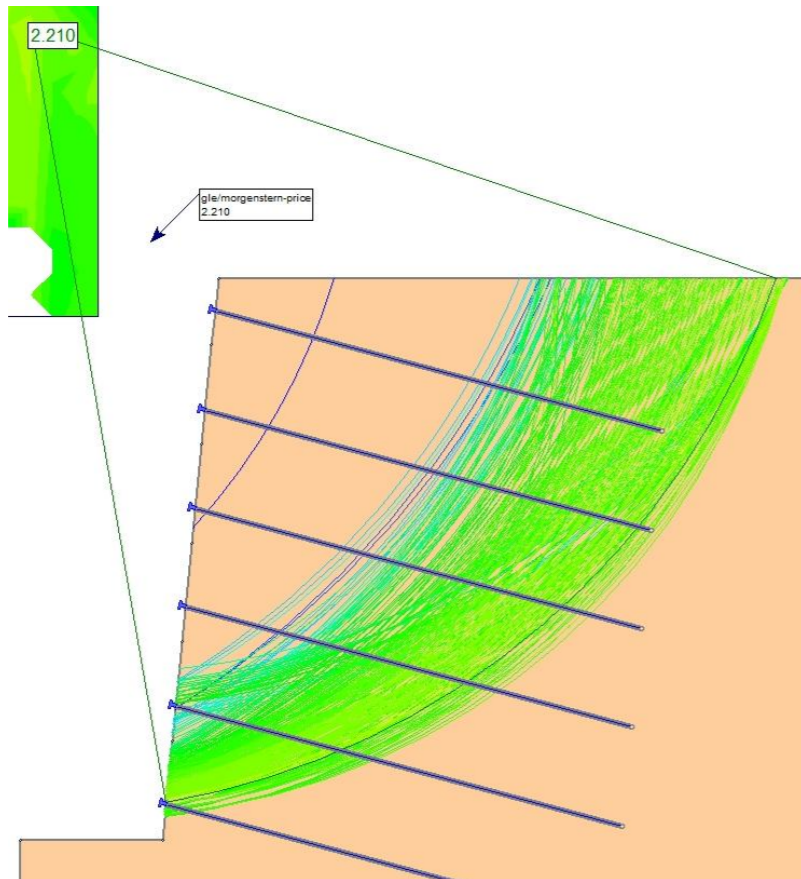
NAIL 5



NAIL 7

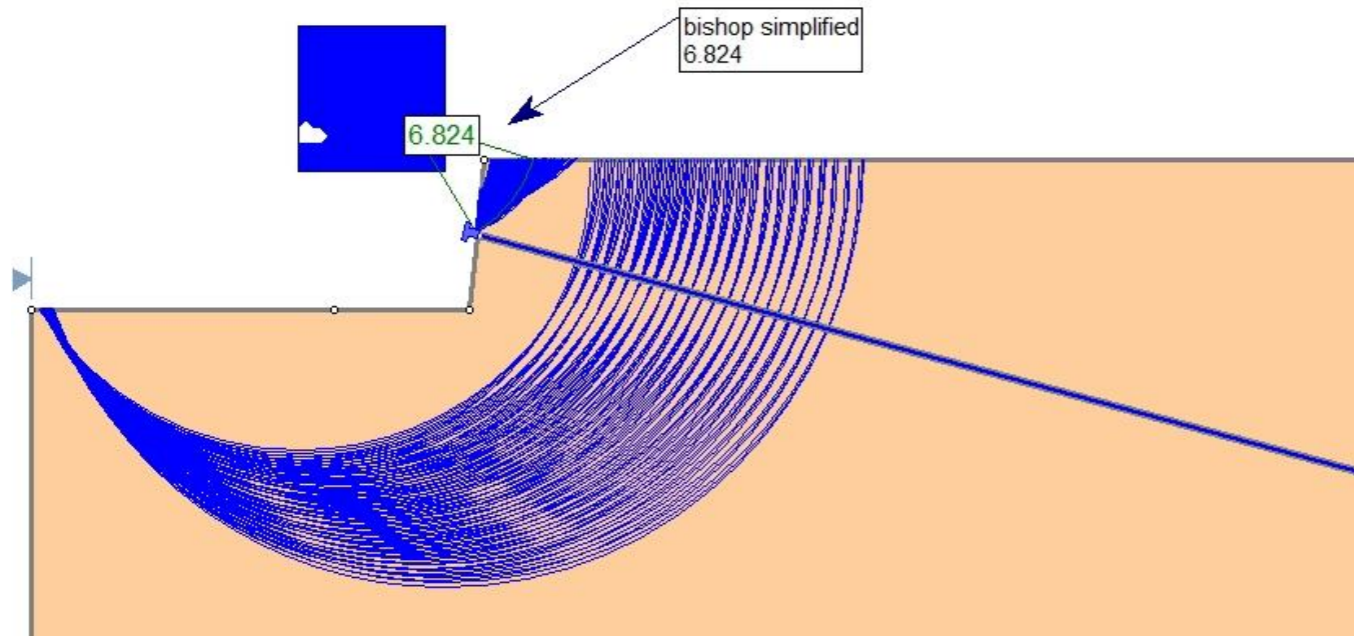


NAIL 6

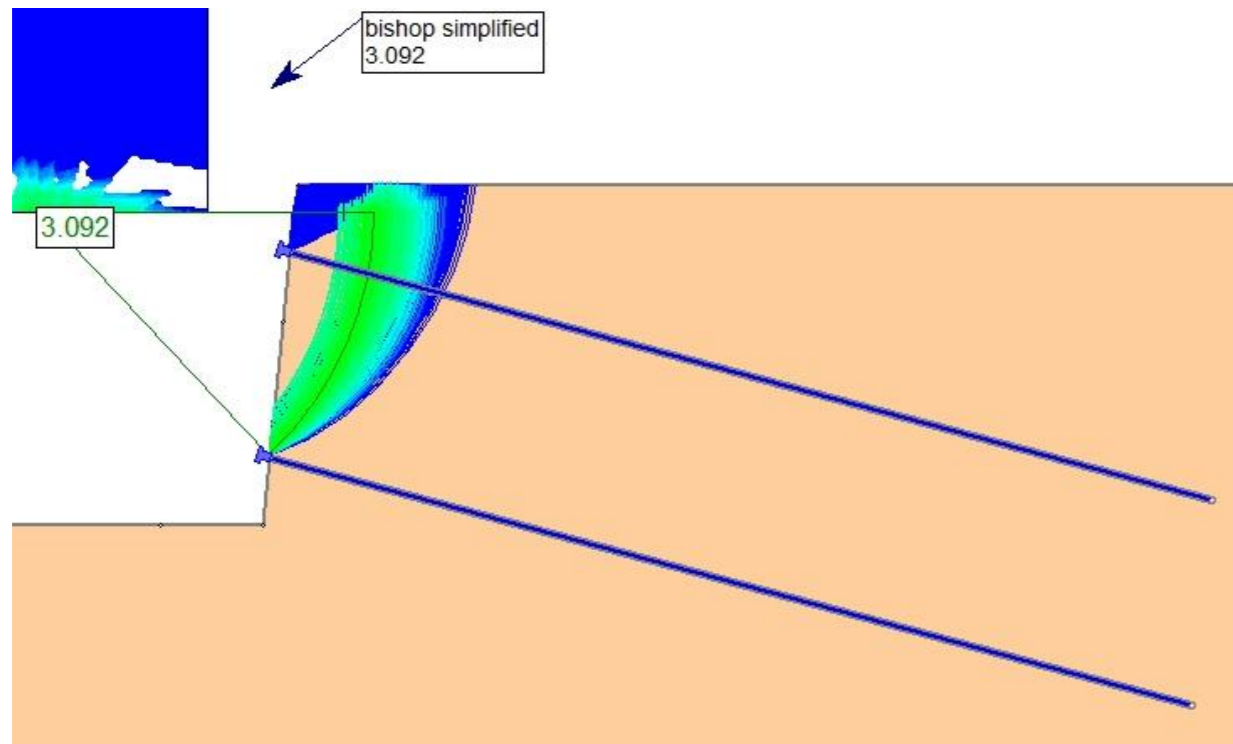


B2.3.2.1 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 32$  mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

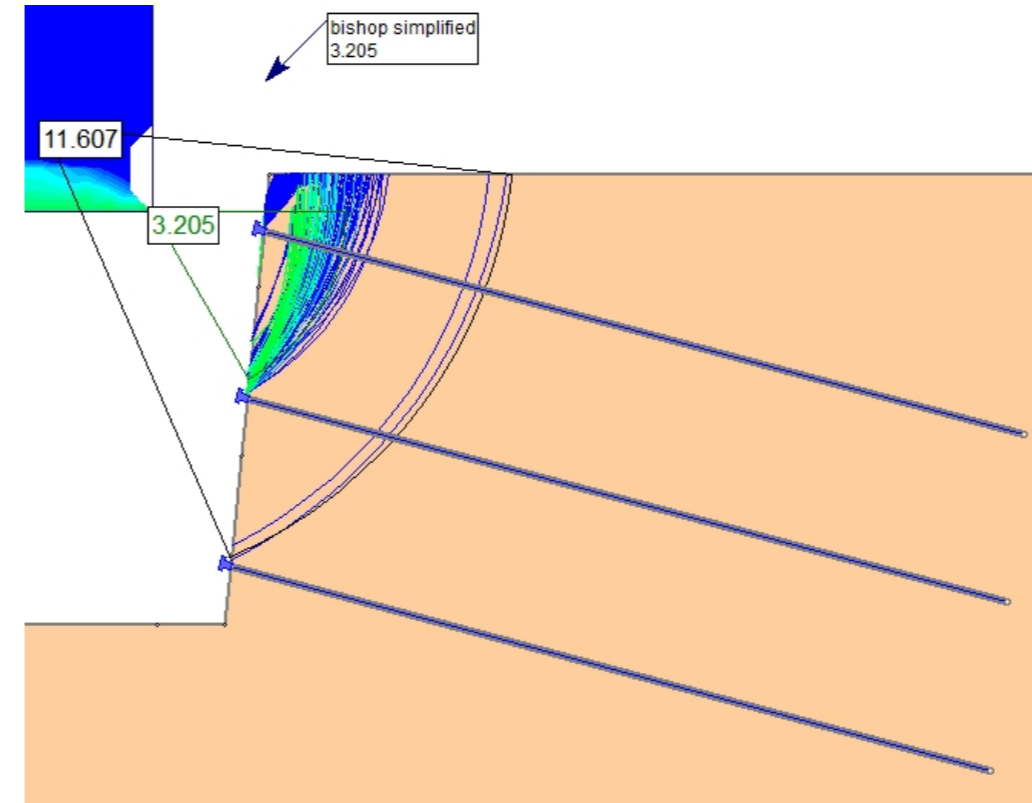
NAIL 1



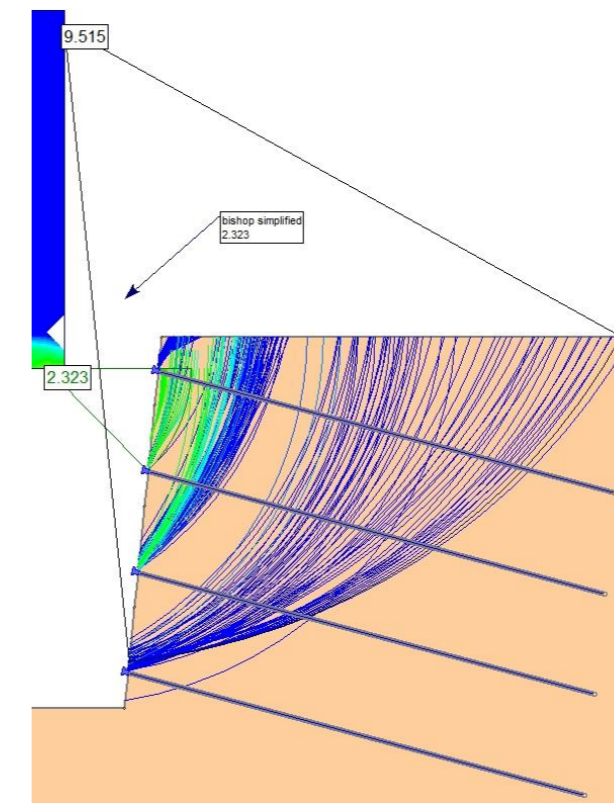
NAIL 2



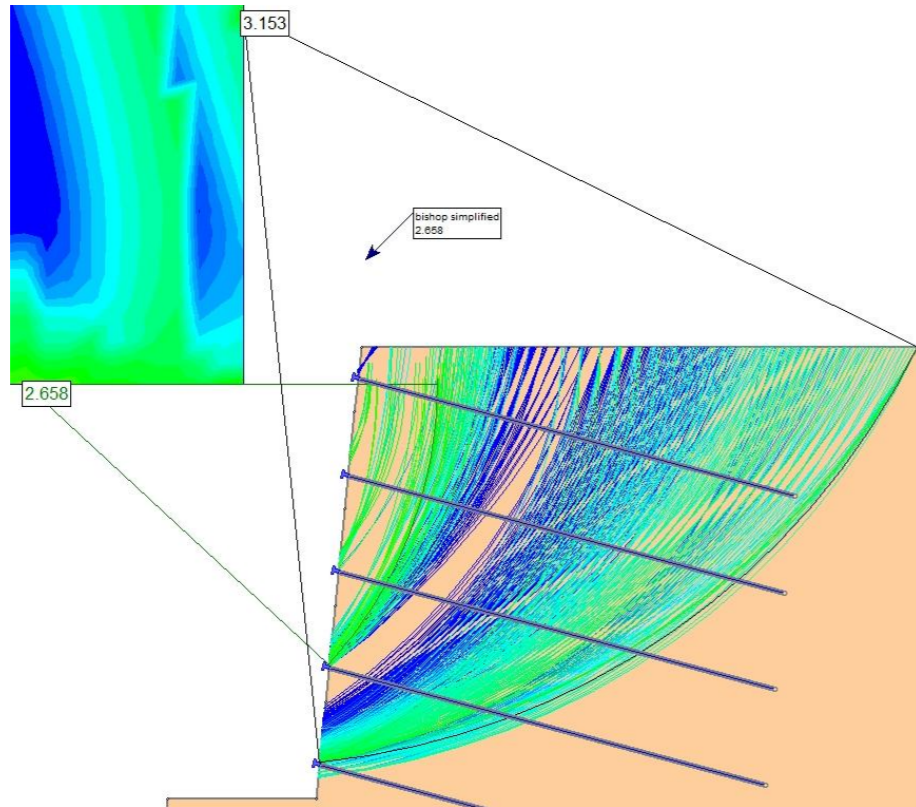
NAIL 3



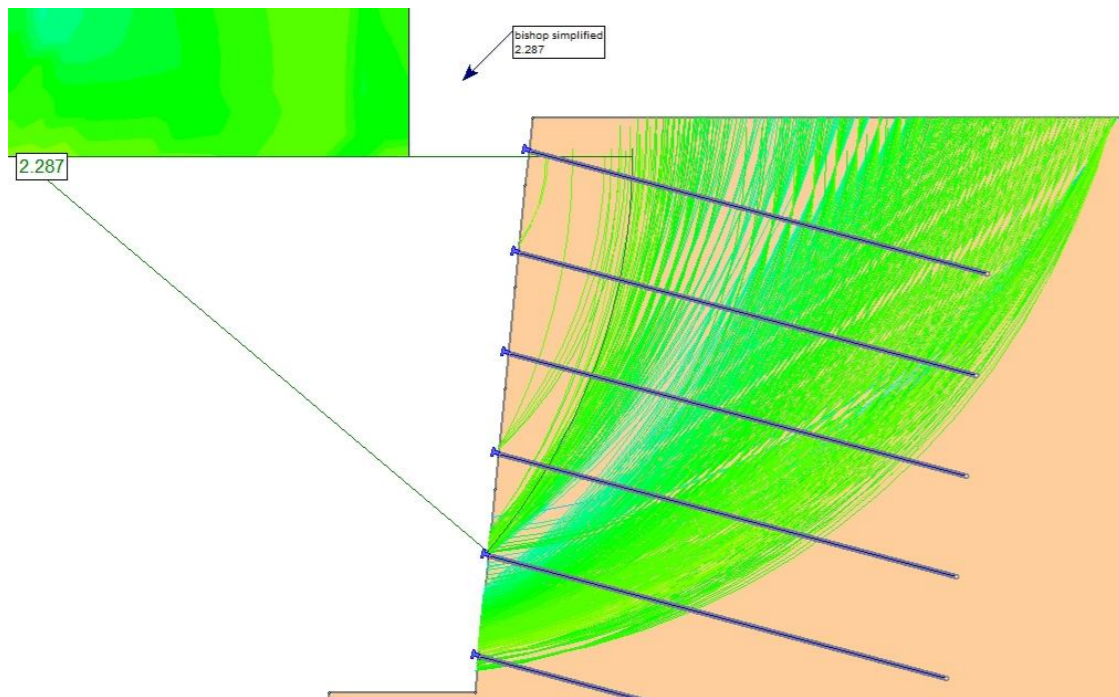
NAIL 4



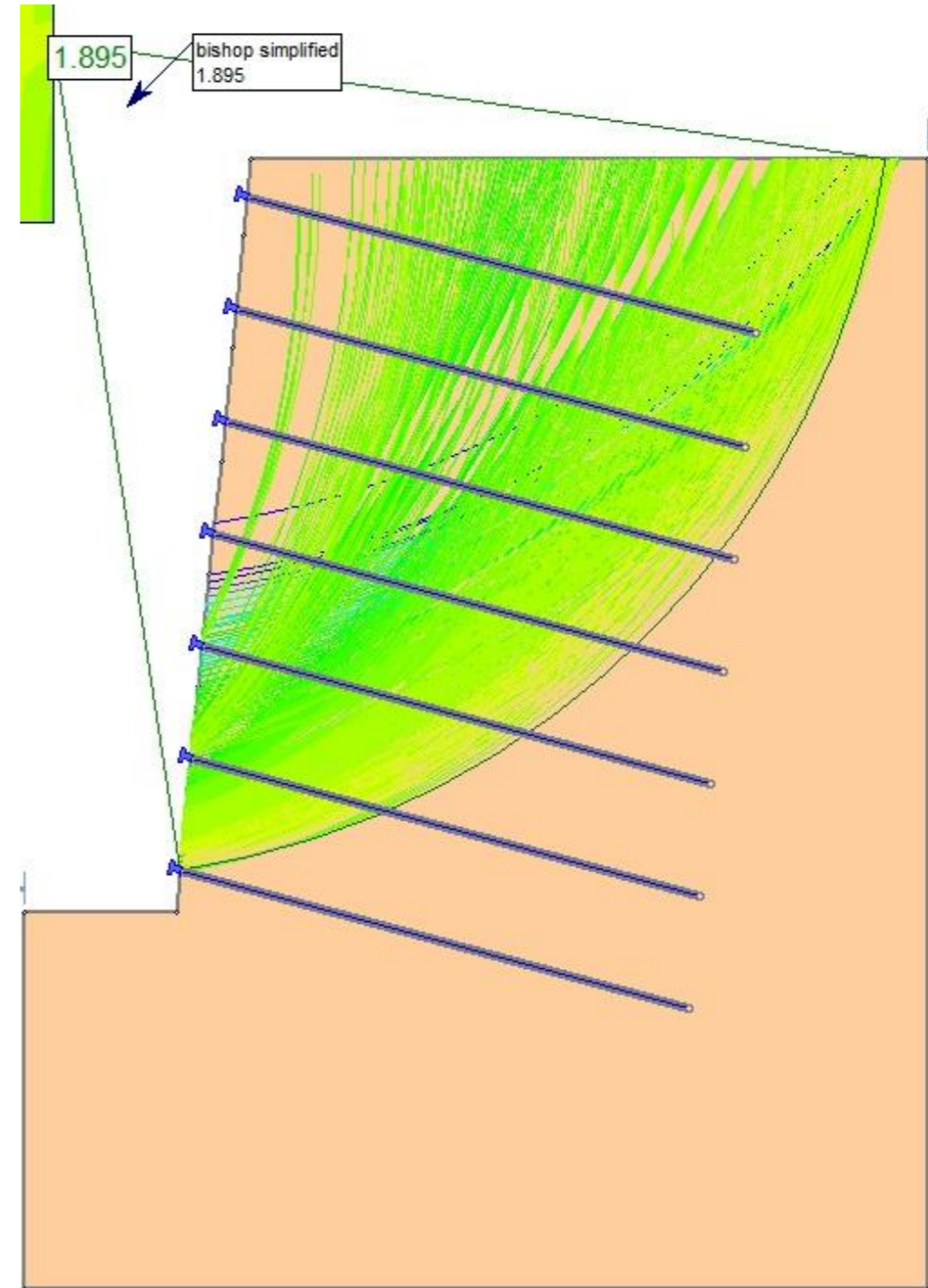
NAIL 5



NAIL 6

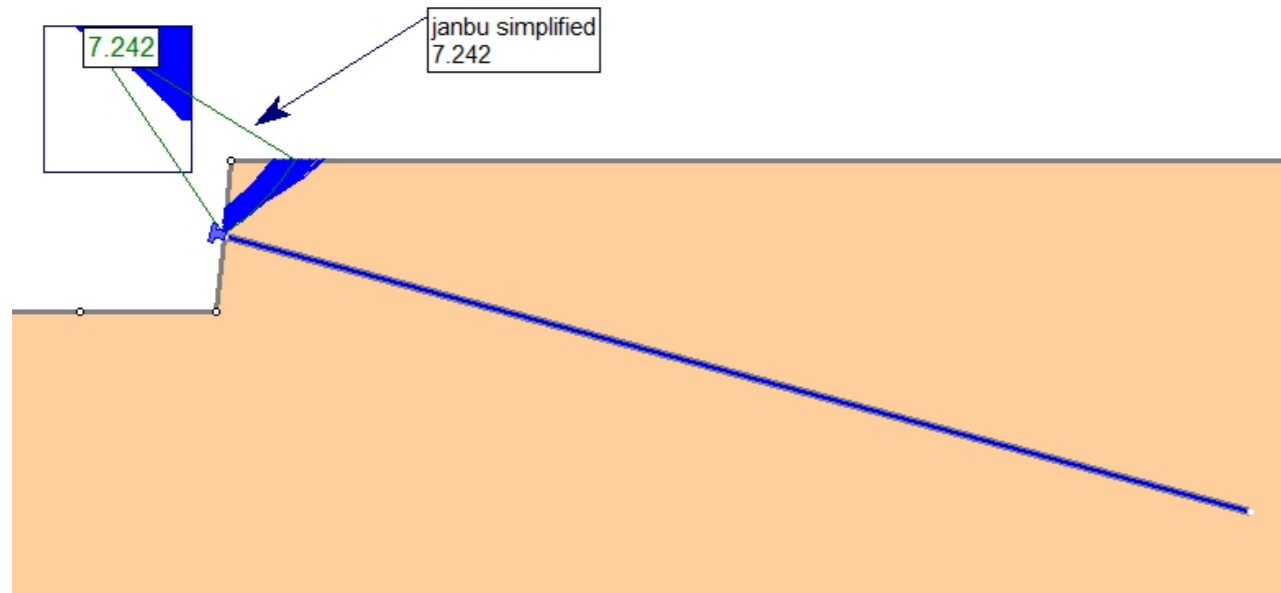


NAIL 7

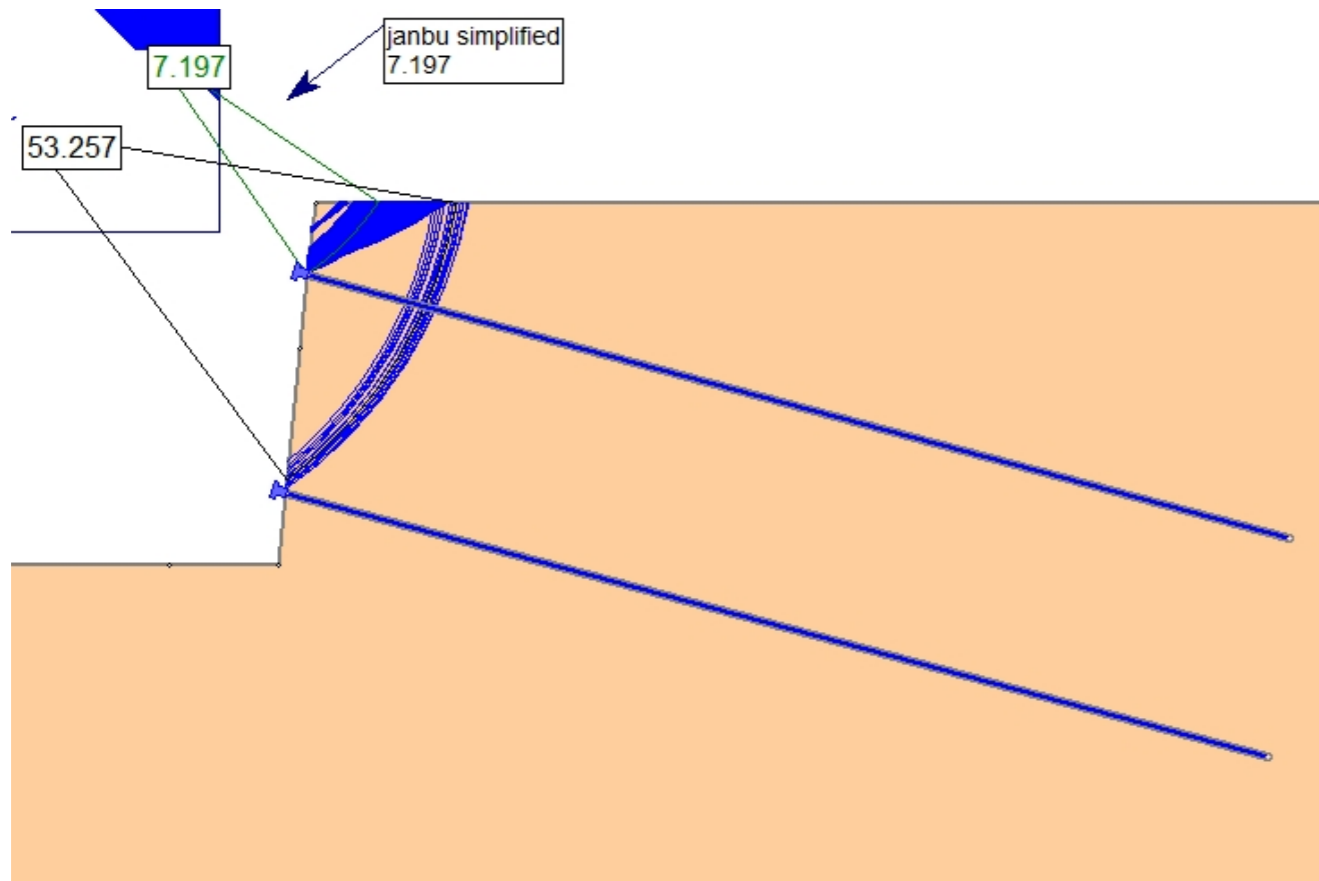


B2.3.2.2 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 32$  mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

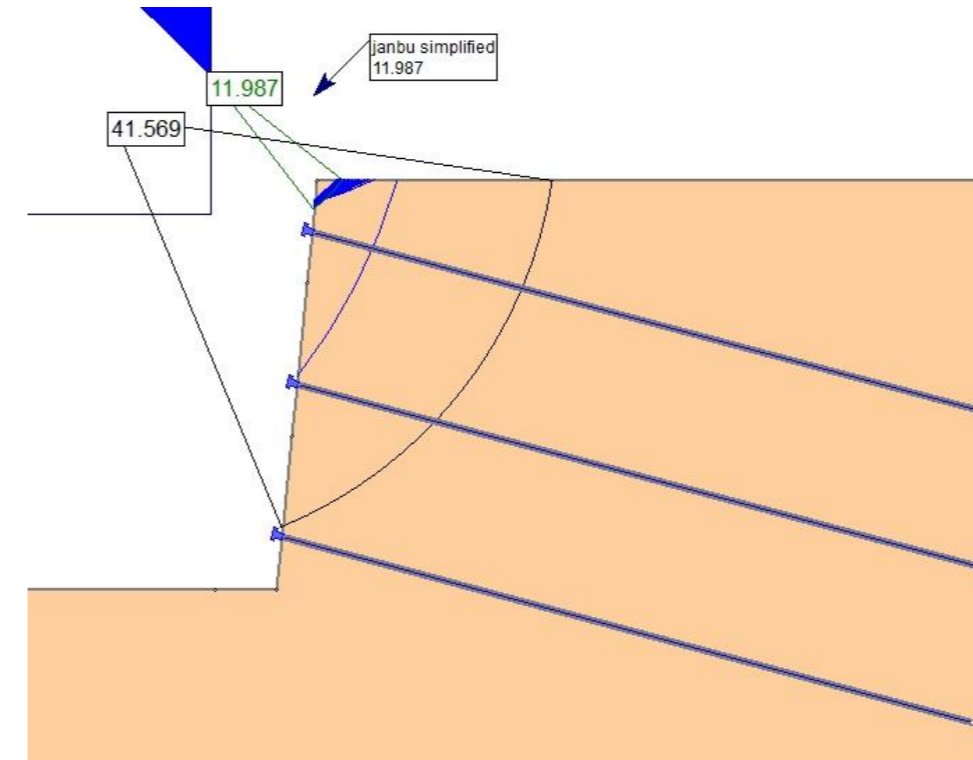
NAIL 1



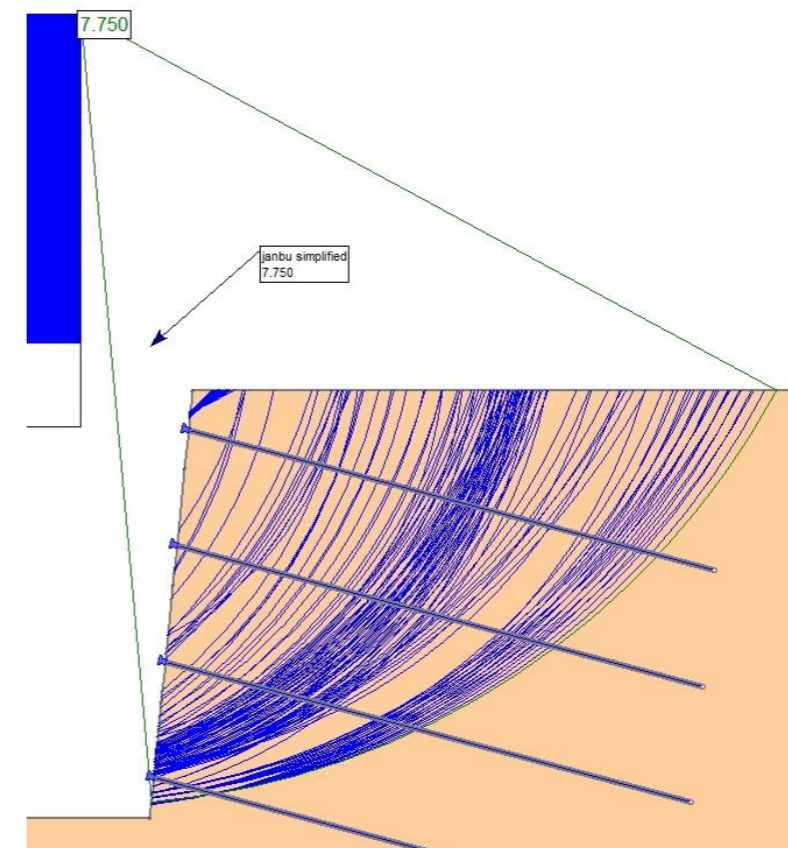
NAIL 2



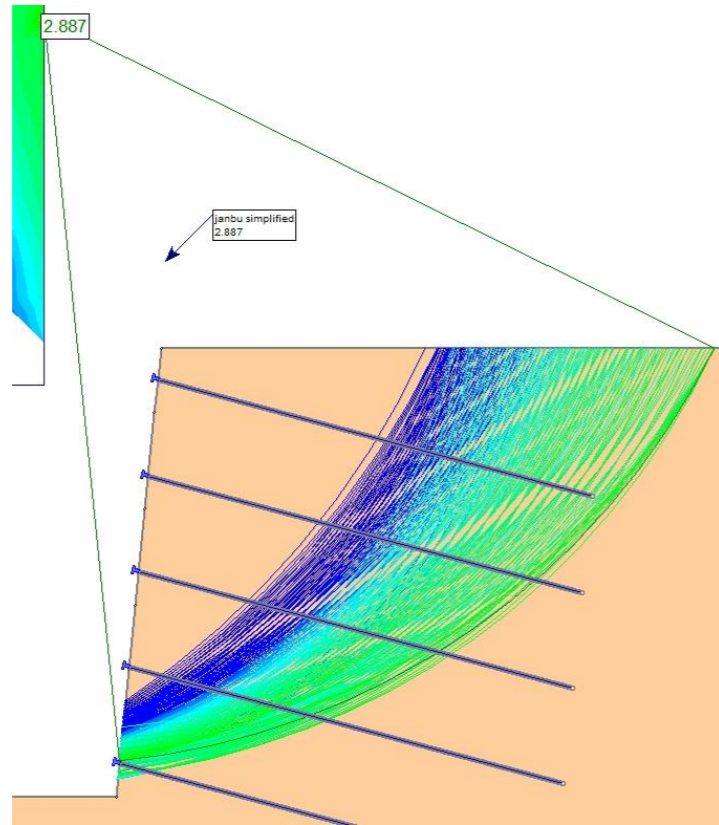
NAIL 3



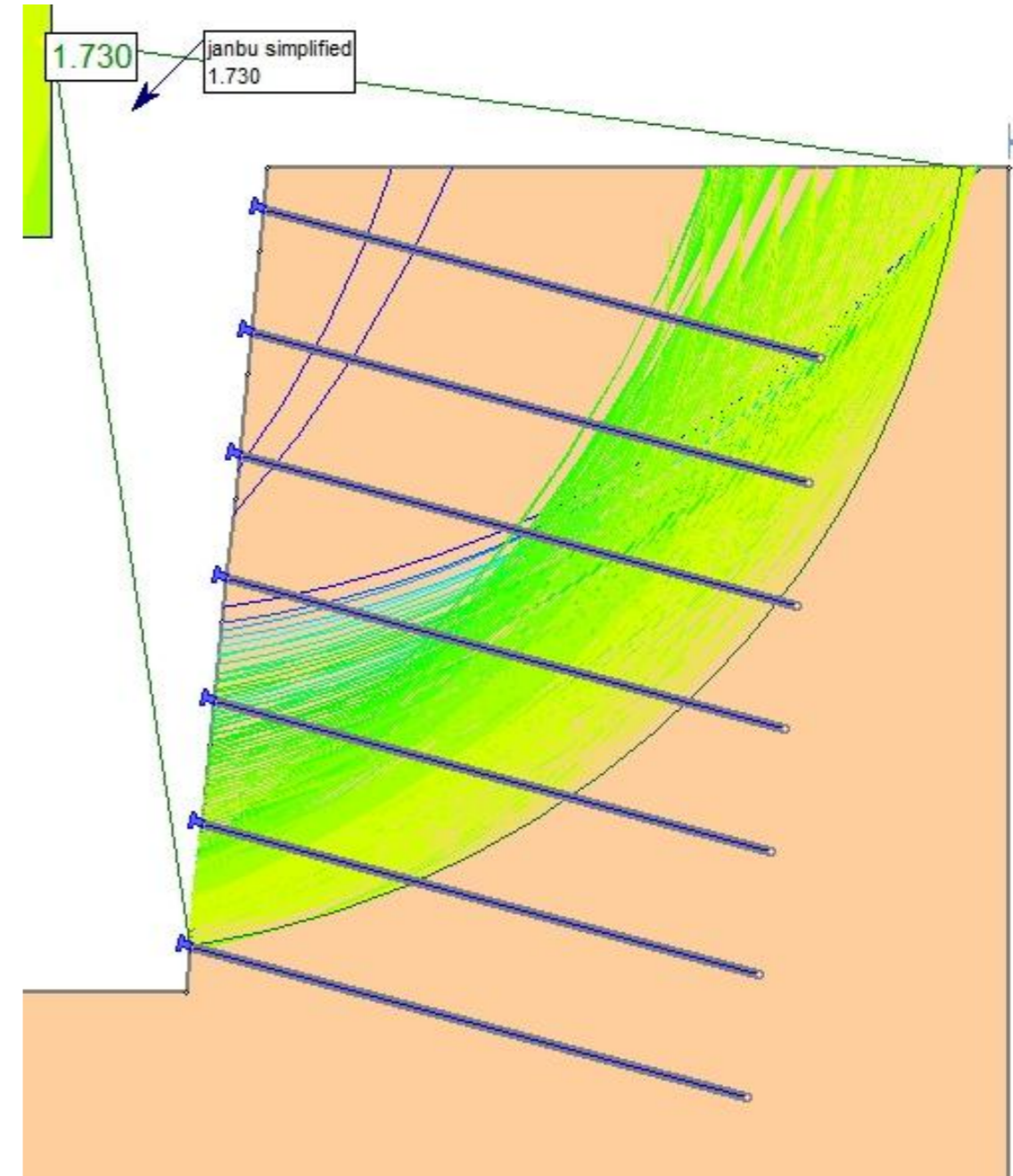
NAIL 4



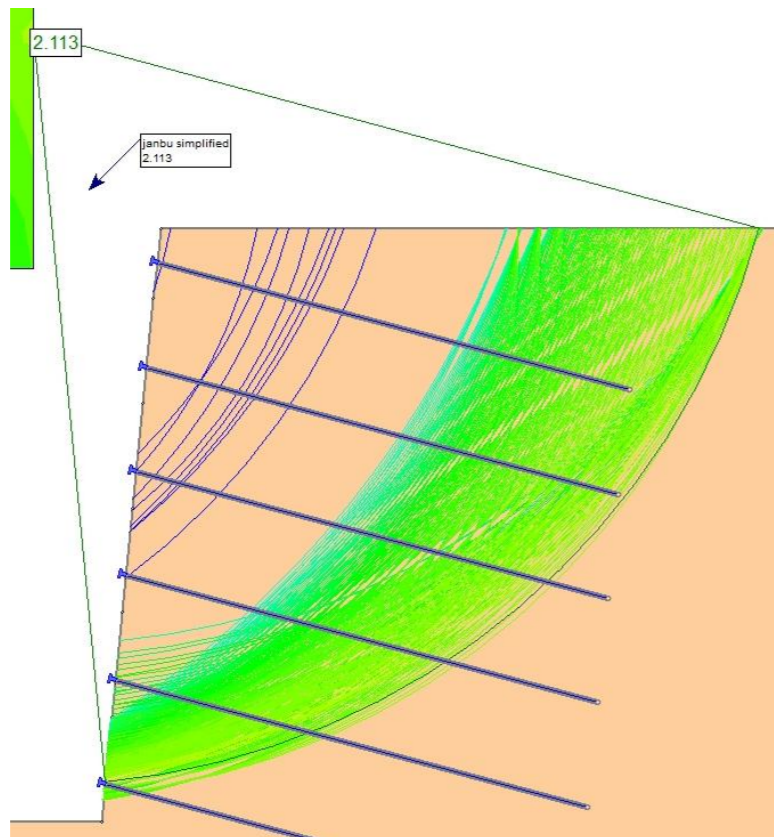
NAIL 5



NAIL 7

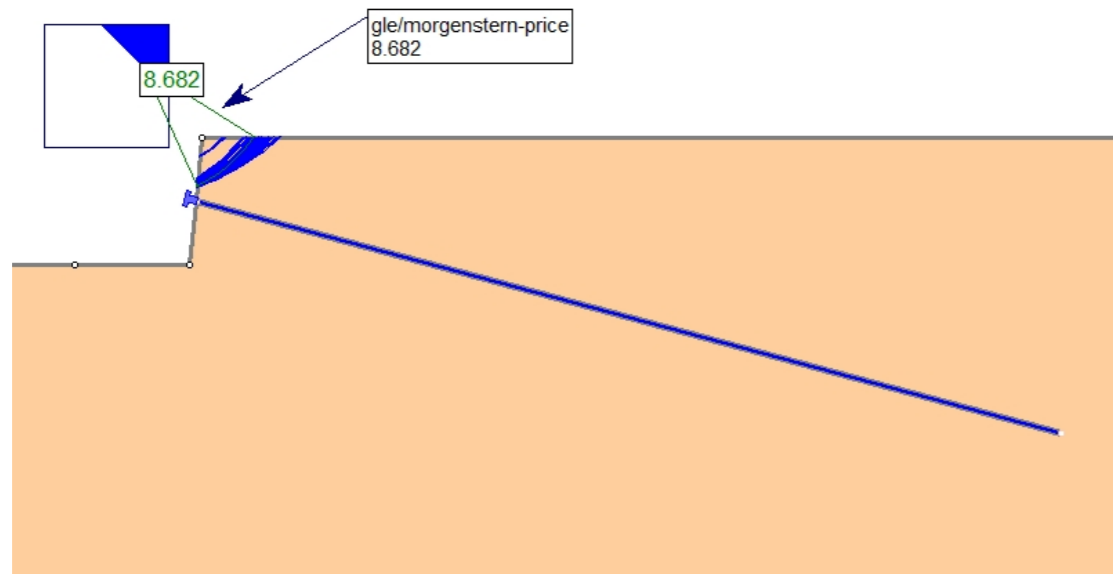


NAIL 6

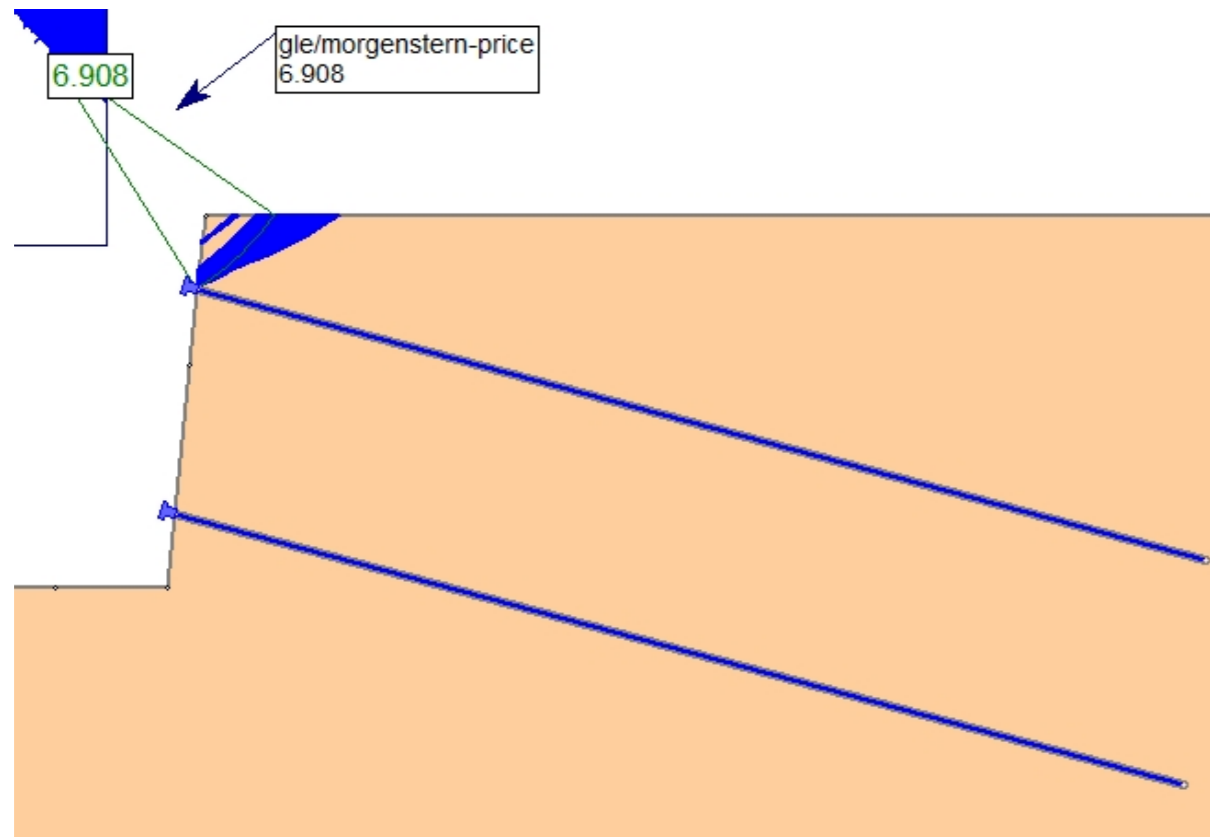


B2.3.2.3 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 32$  mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

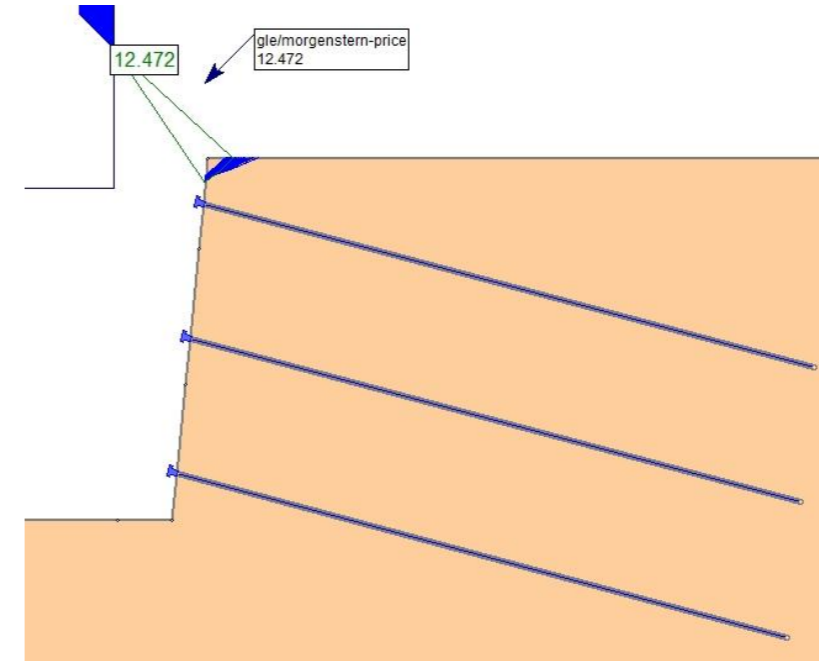
NAIL 1



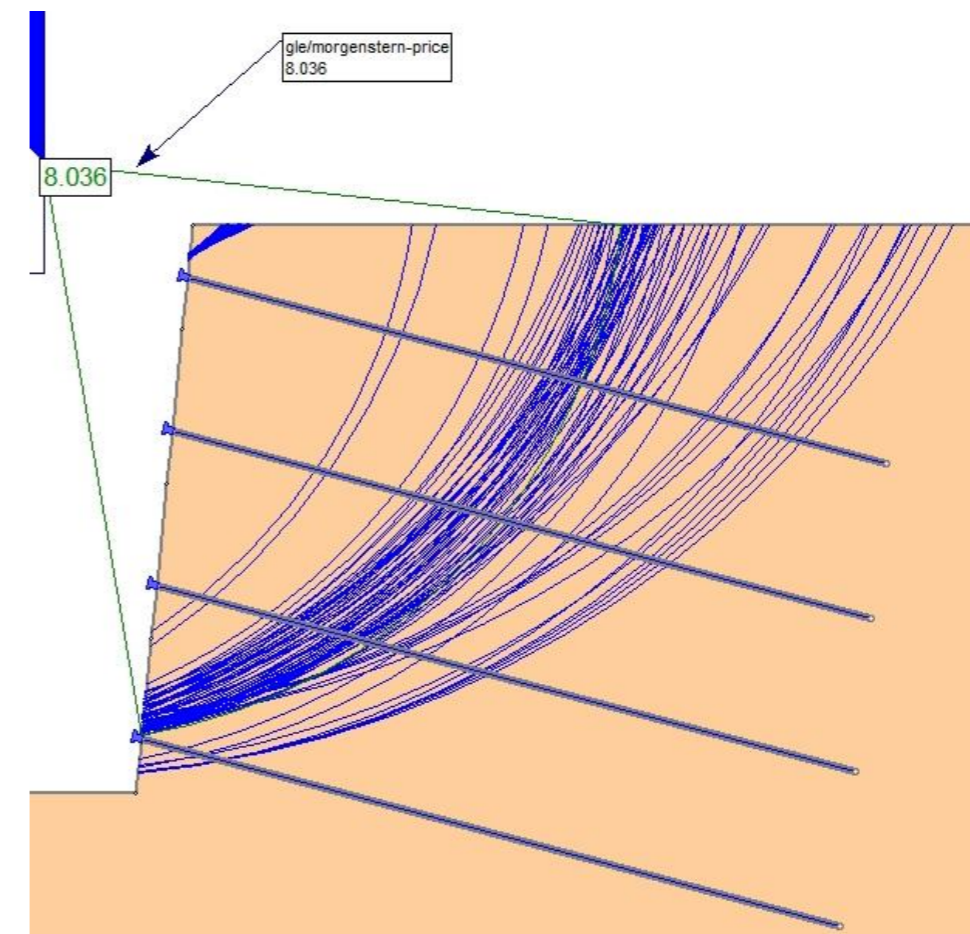
NAIL 2



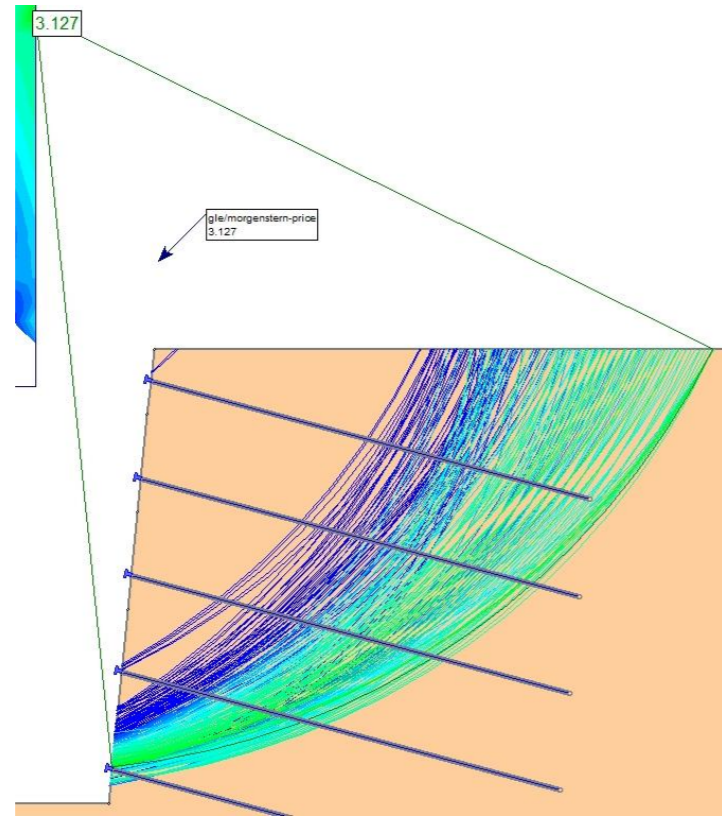
NAIL 3



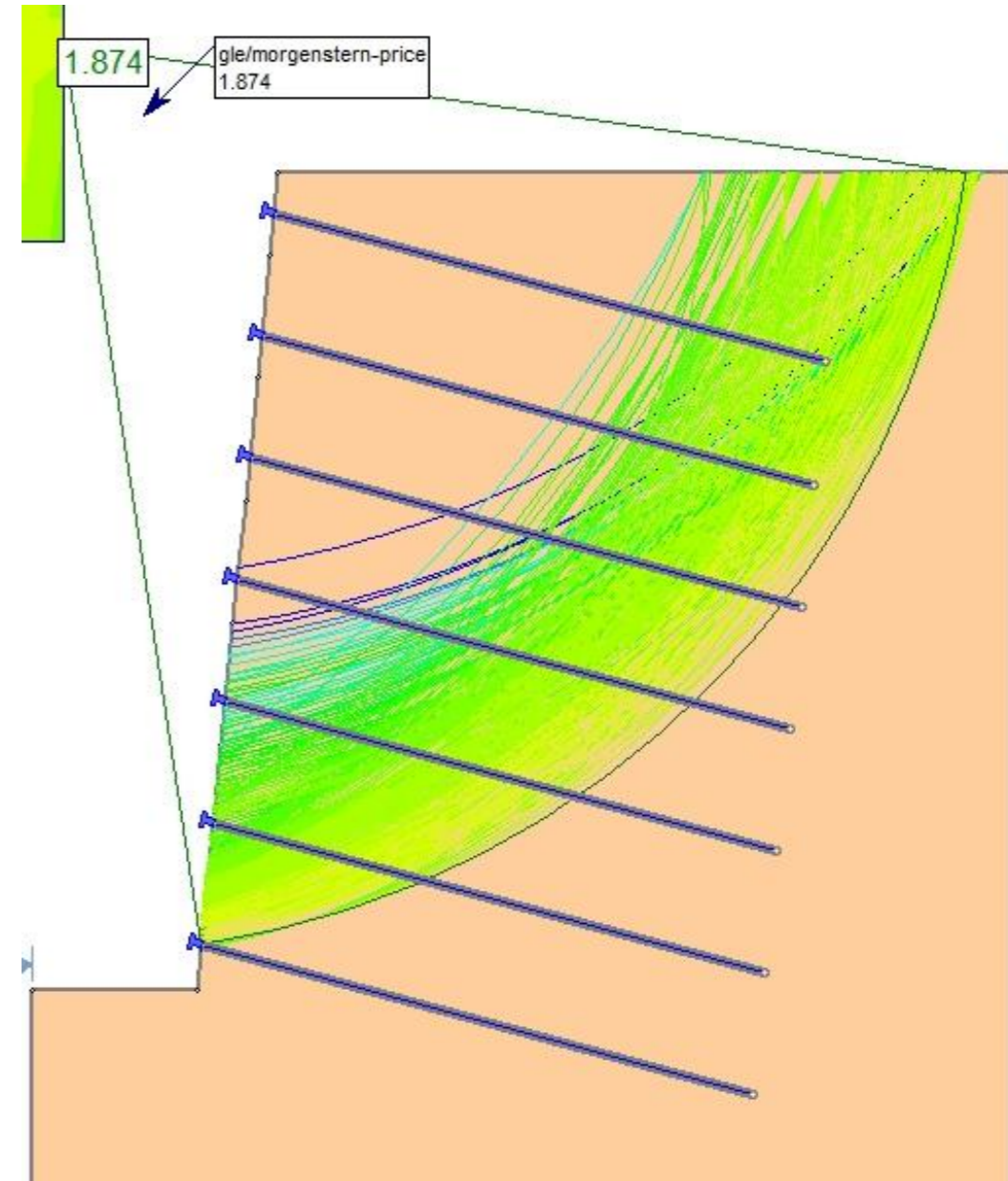
NAIL 4



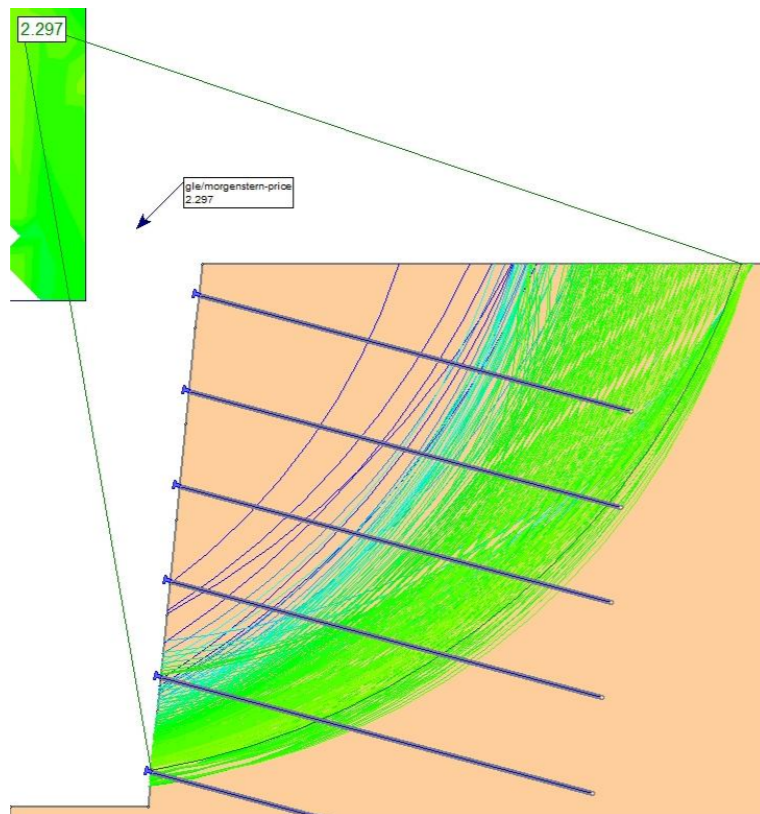
NAIL 5



NAIL 7

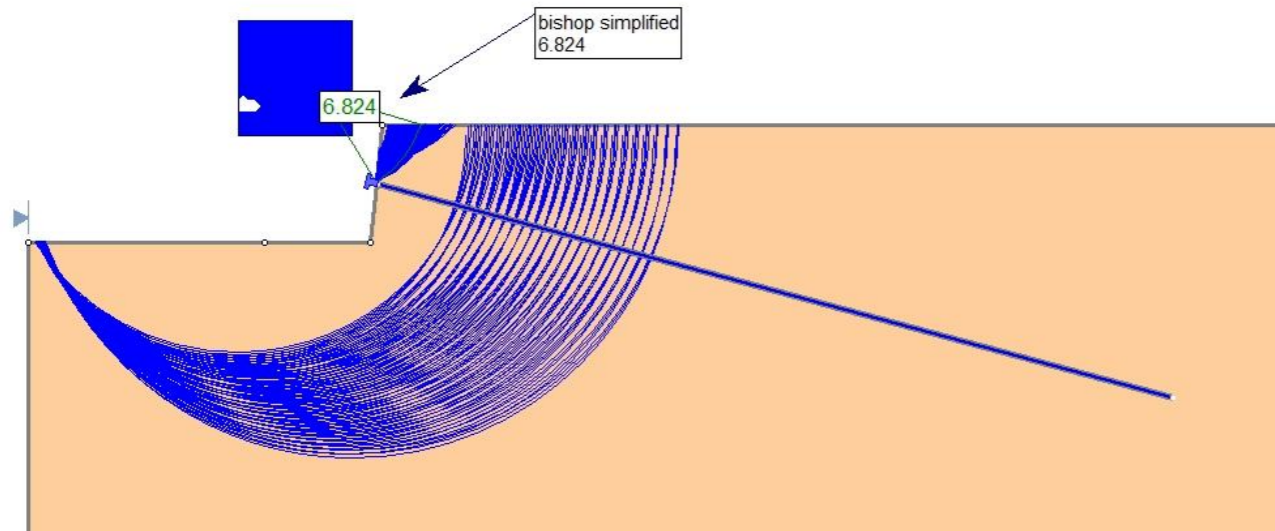


NAIL 6

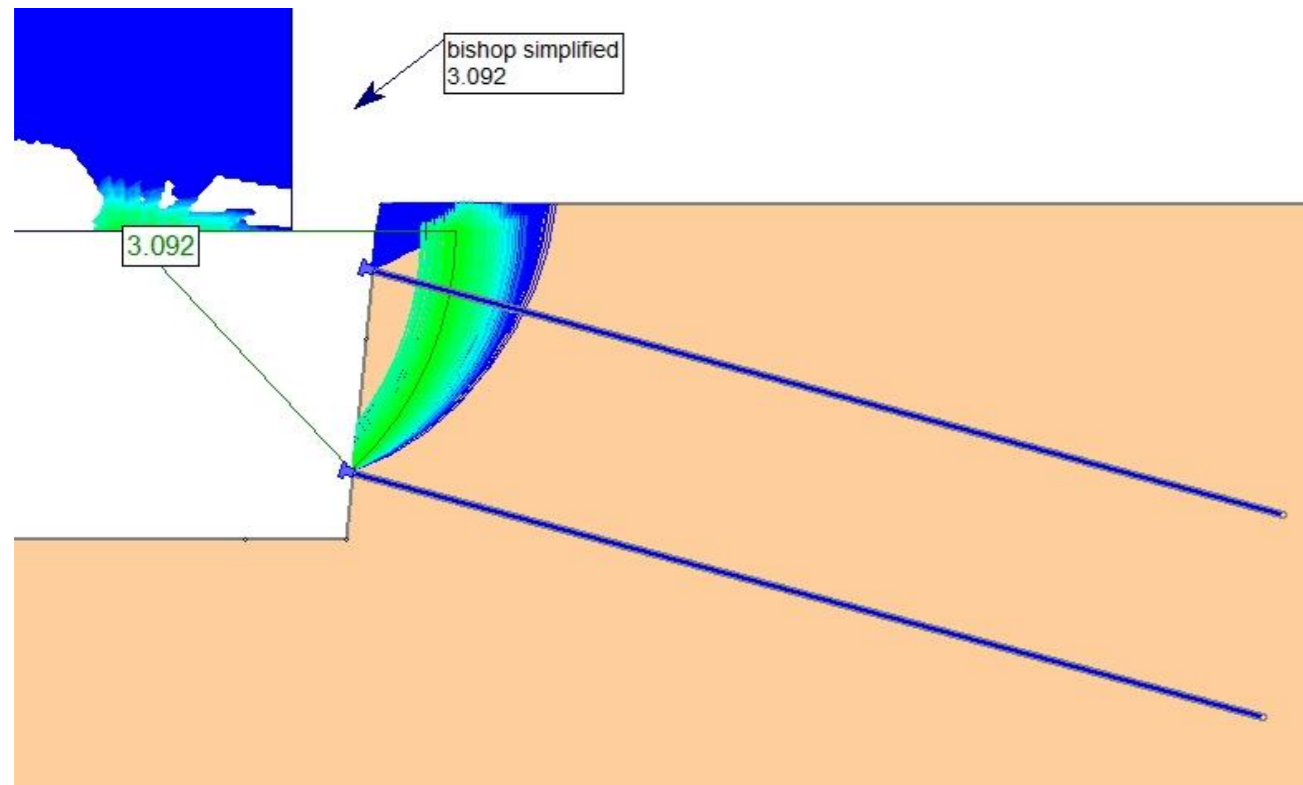


B2.3.3.1 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 40$  mm – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

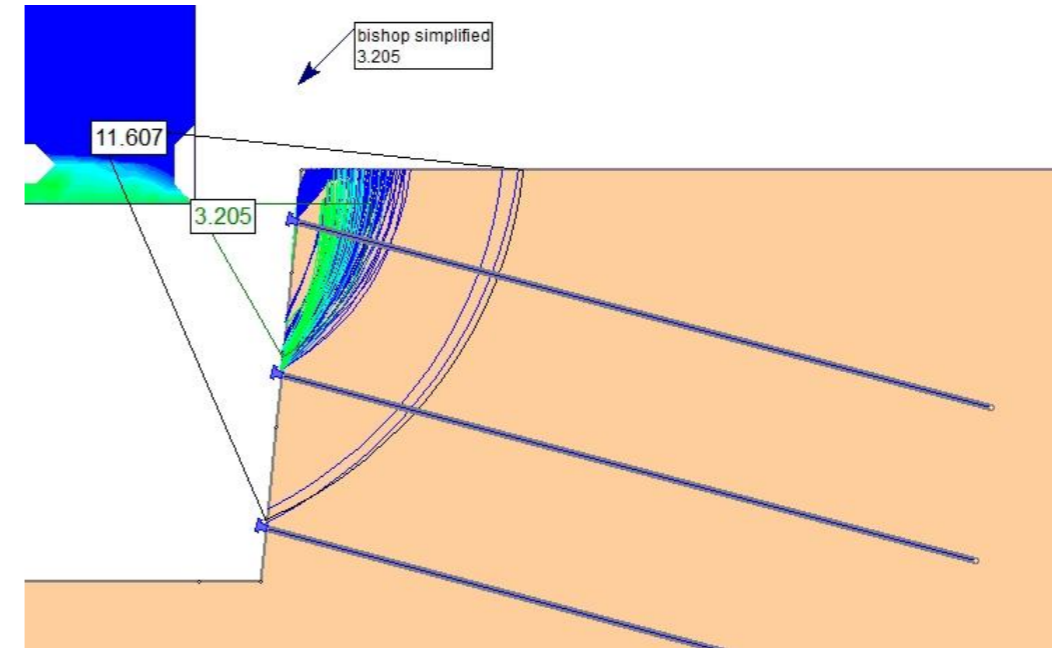
NAIL 1



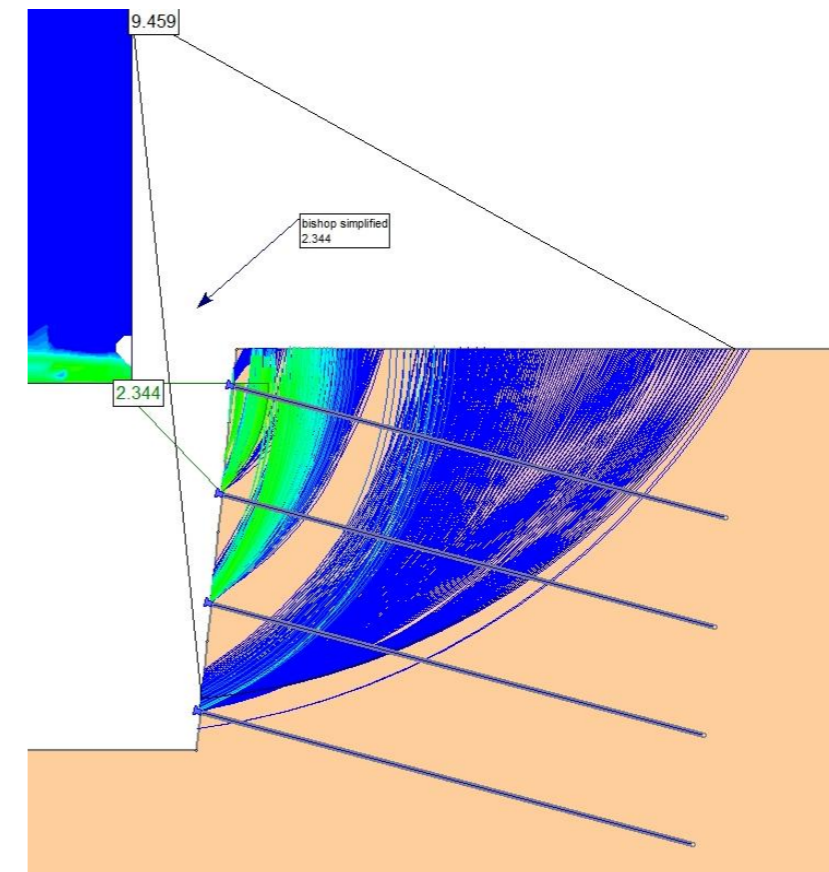
NAIL 2



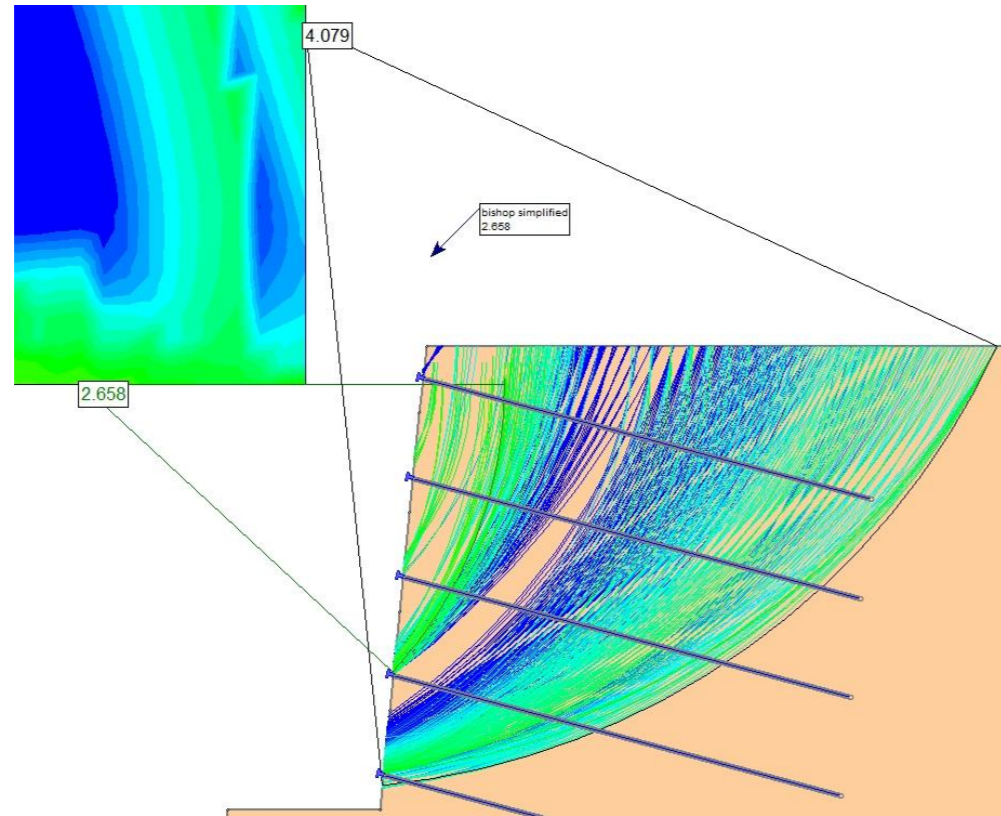
NAIL 3



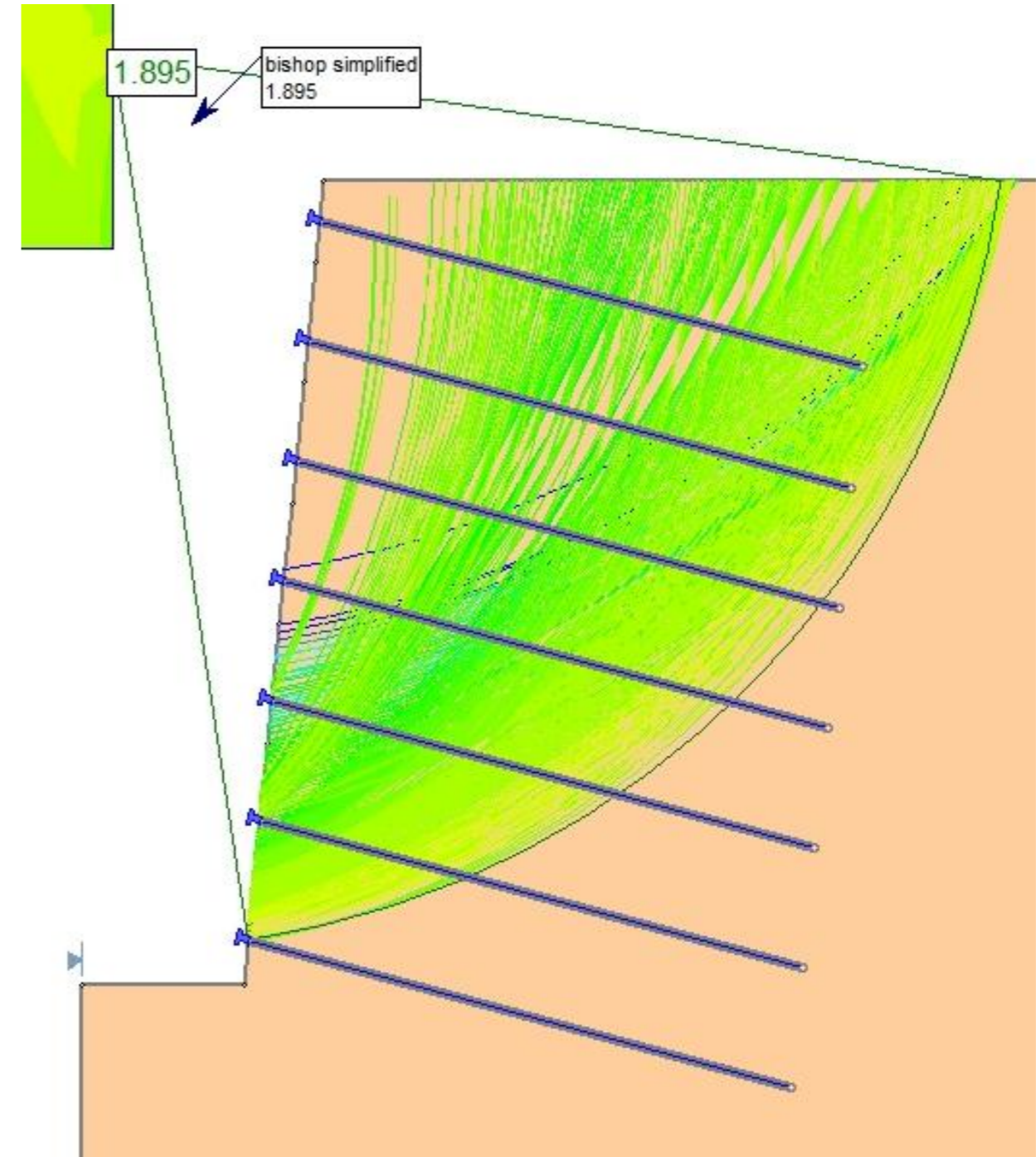
NAIL 4



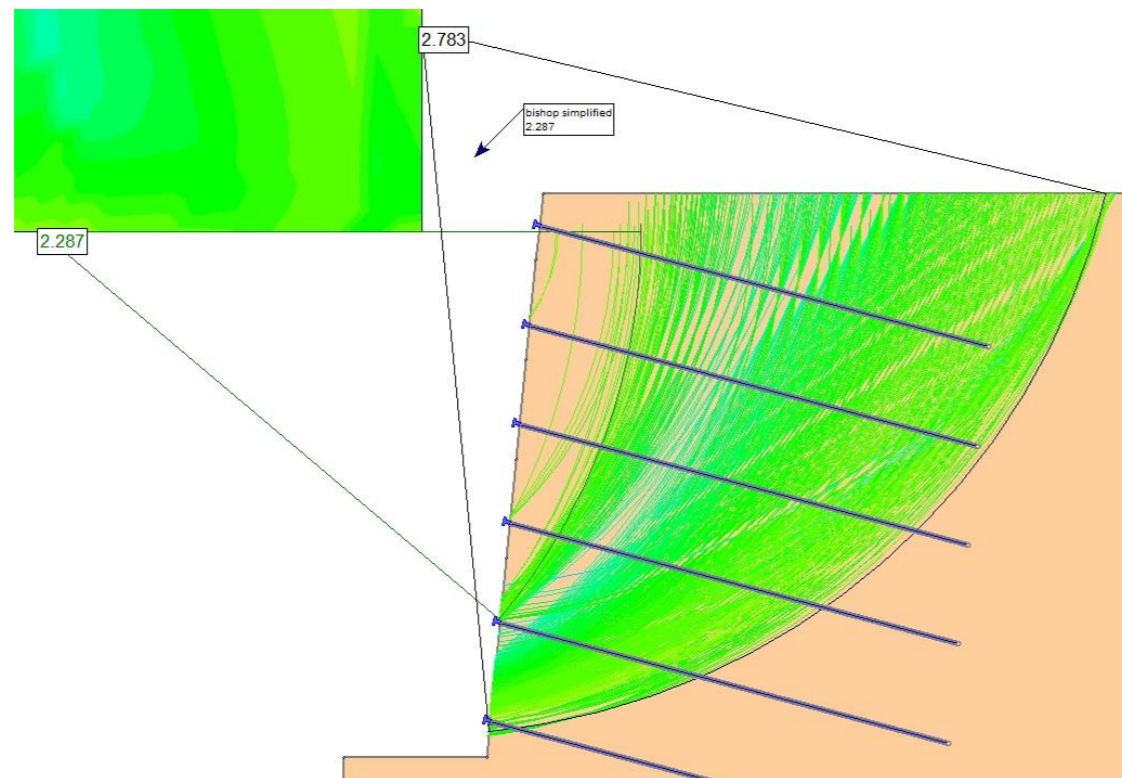
NAIL 5



NAIL 7

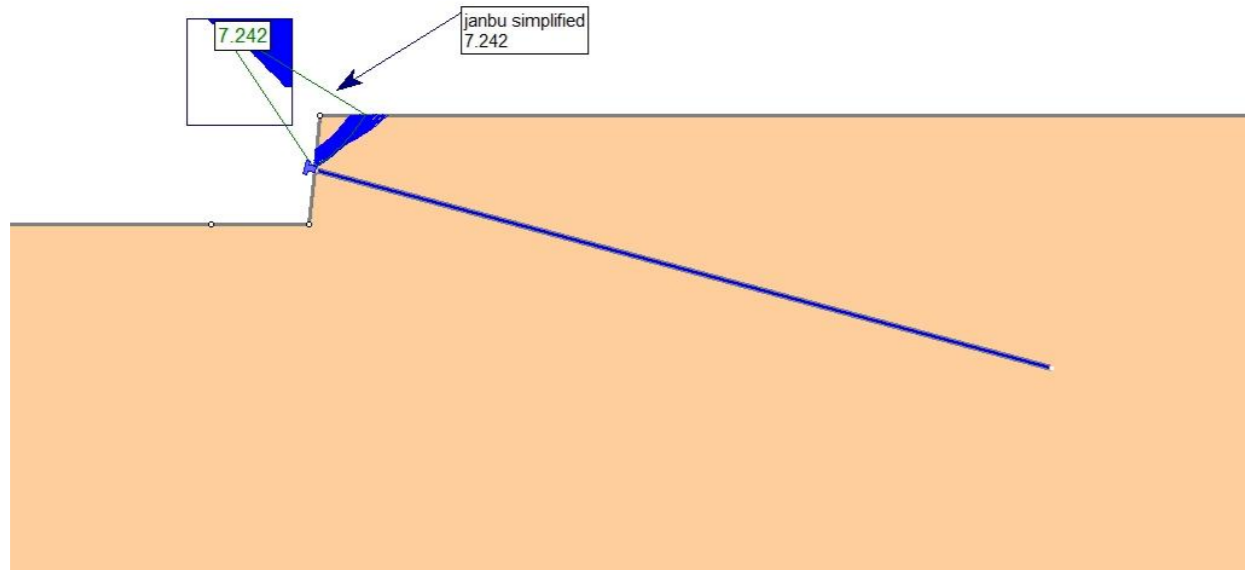


NAIL 6

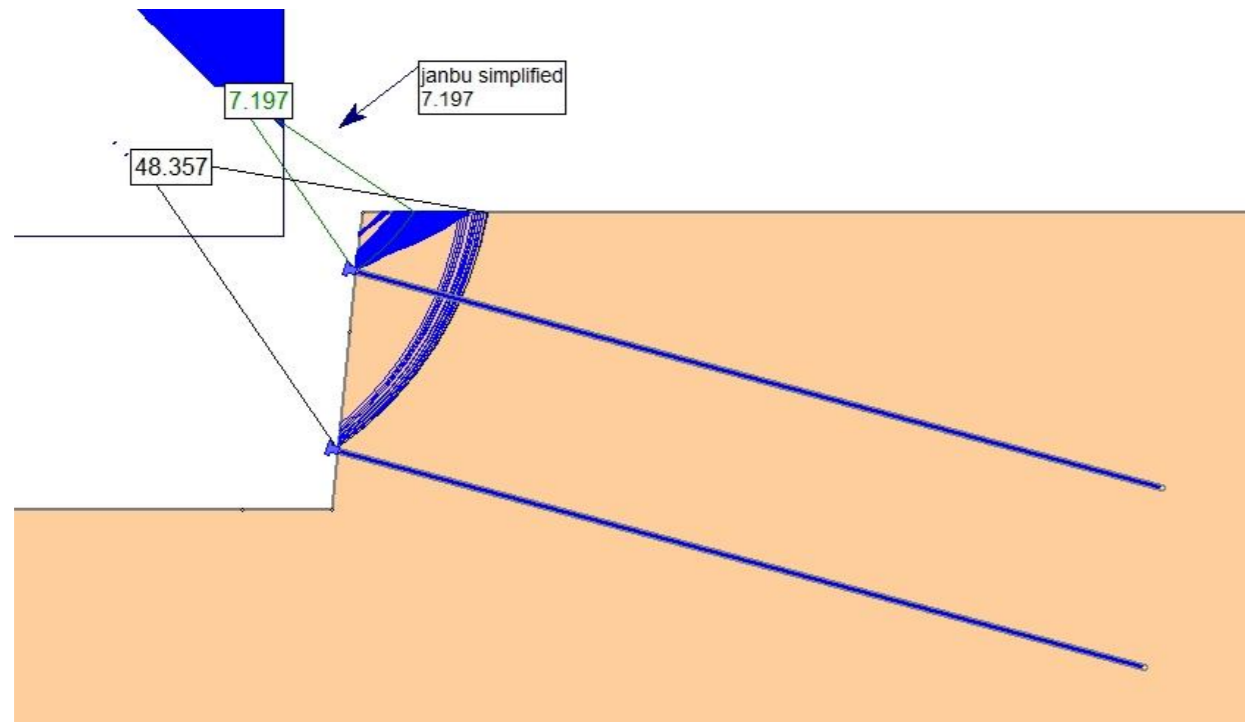


B2.3.3.2 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 40$  mm – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

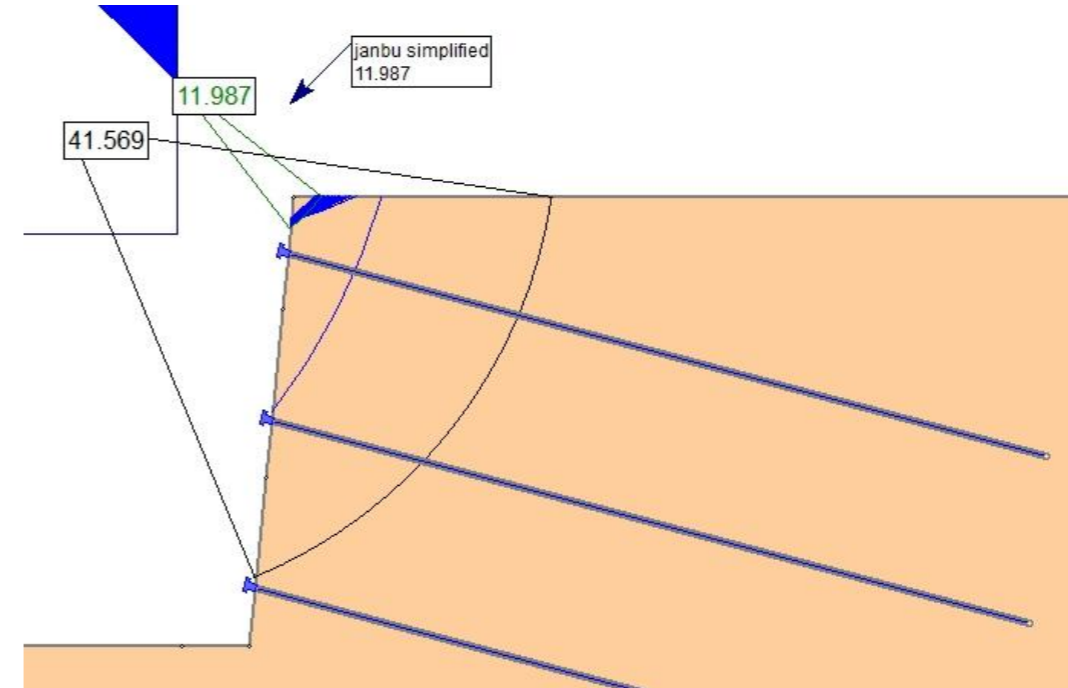
NAIL 1



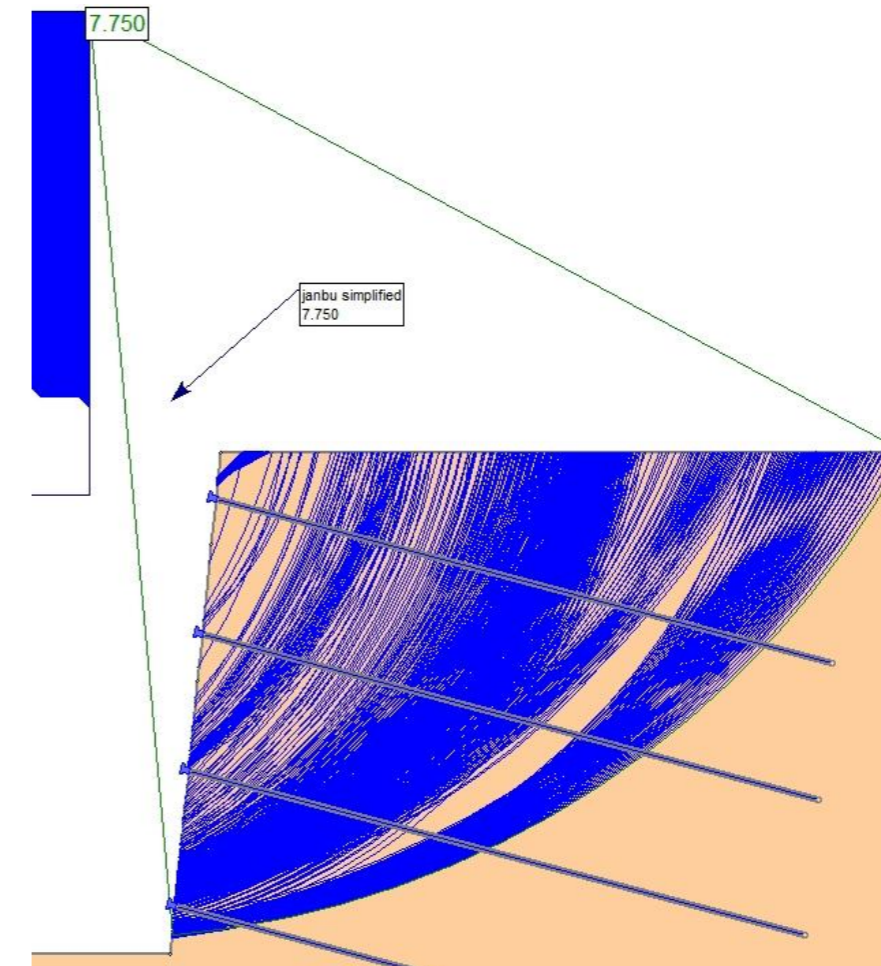
NAIL 2



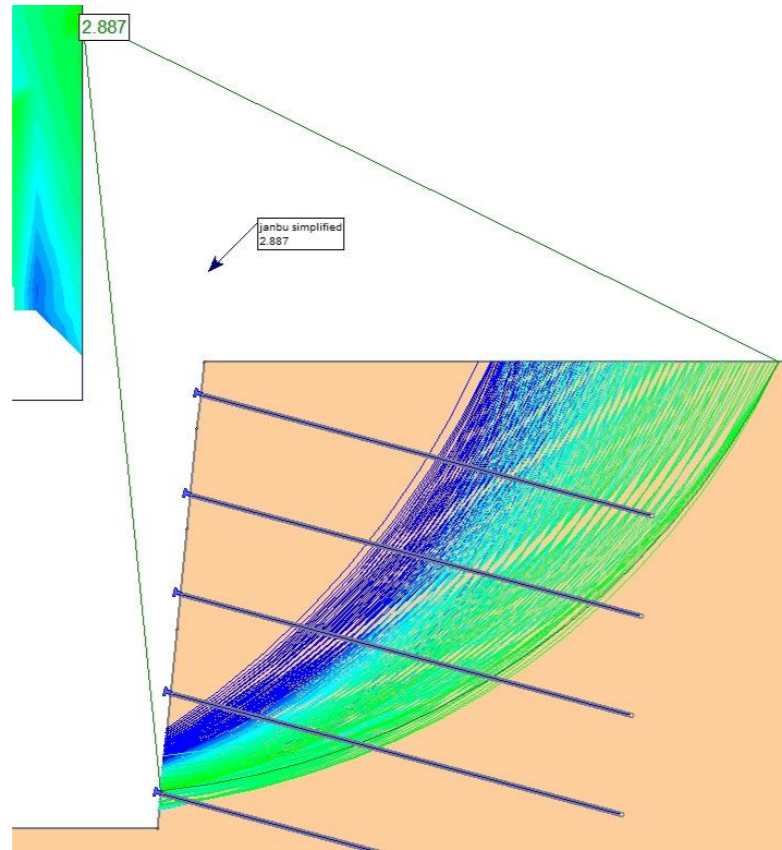
NAIL 3



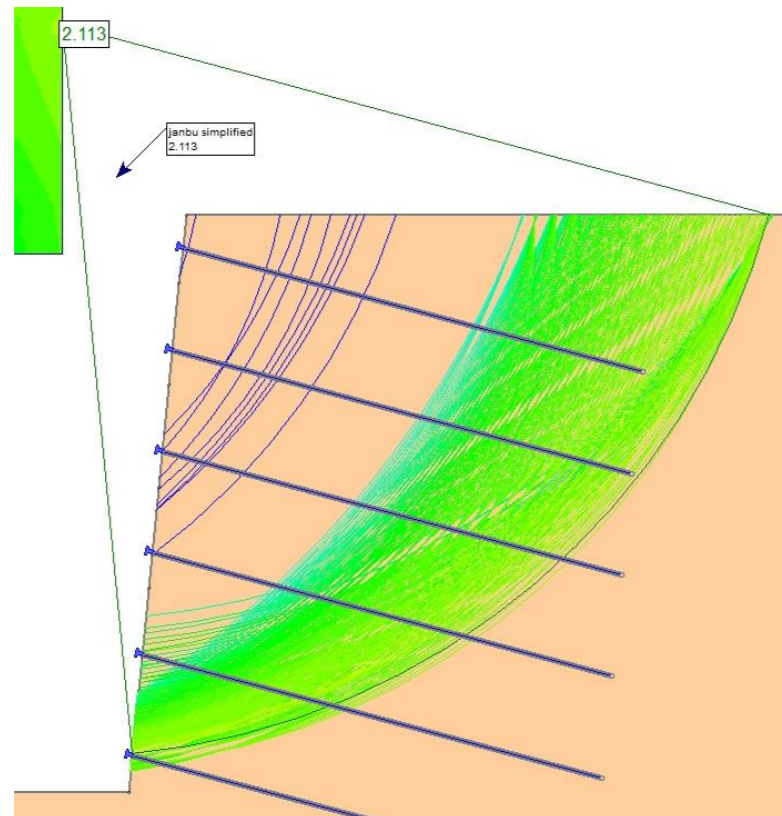
NAIL 4



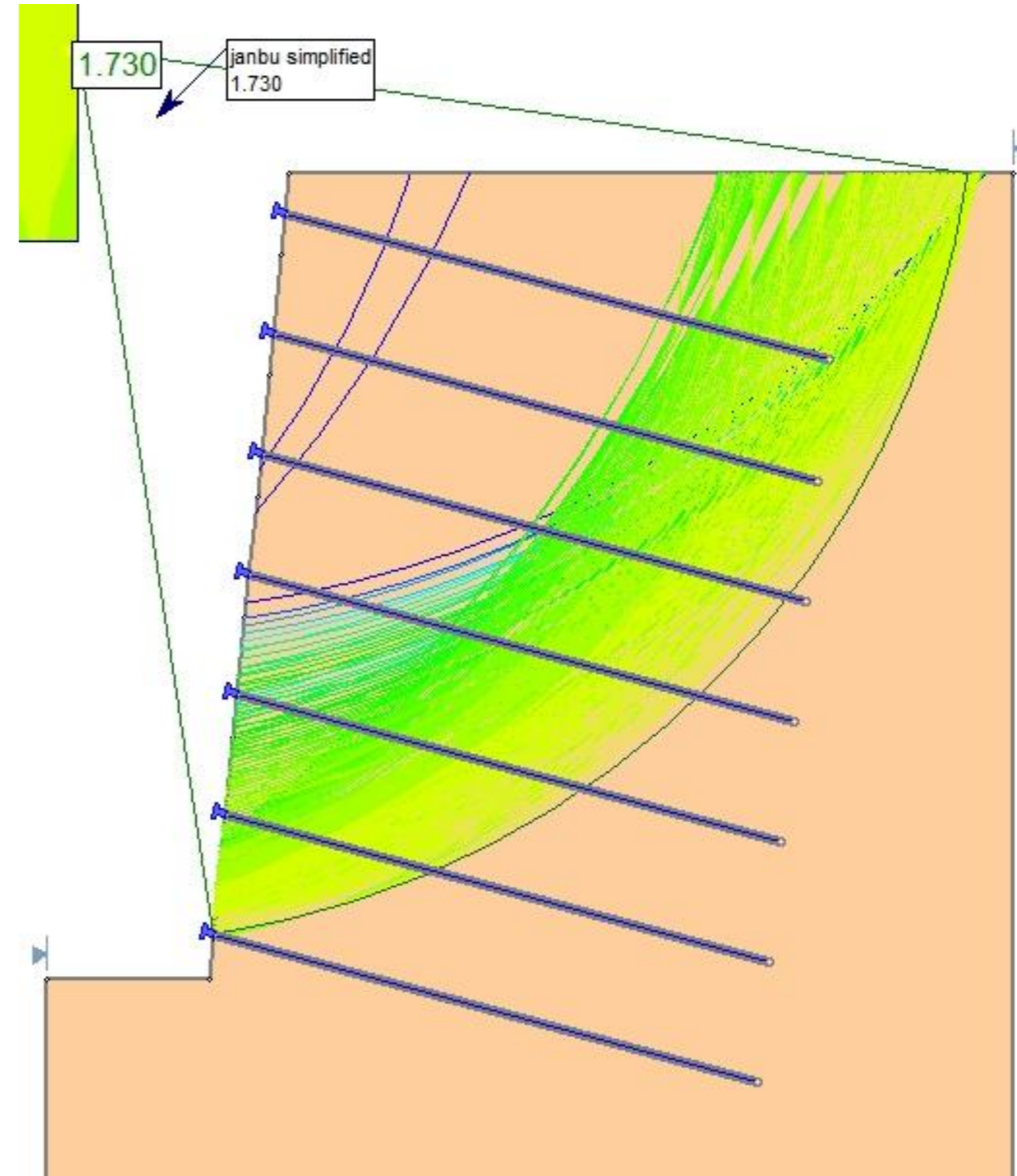
NAIL 5



NAIL 6

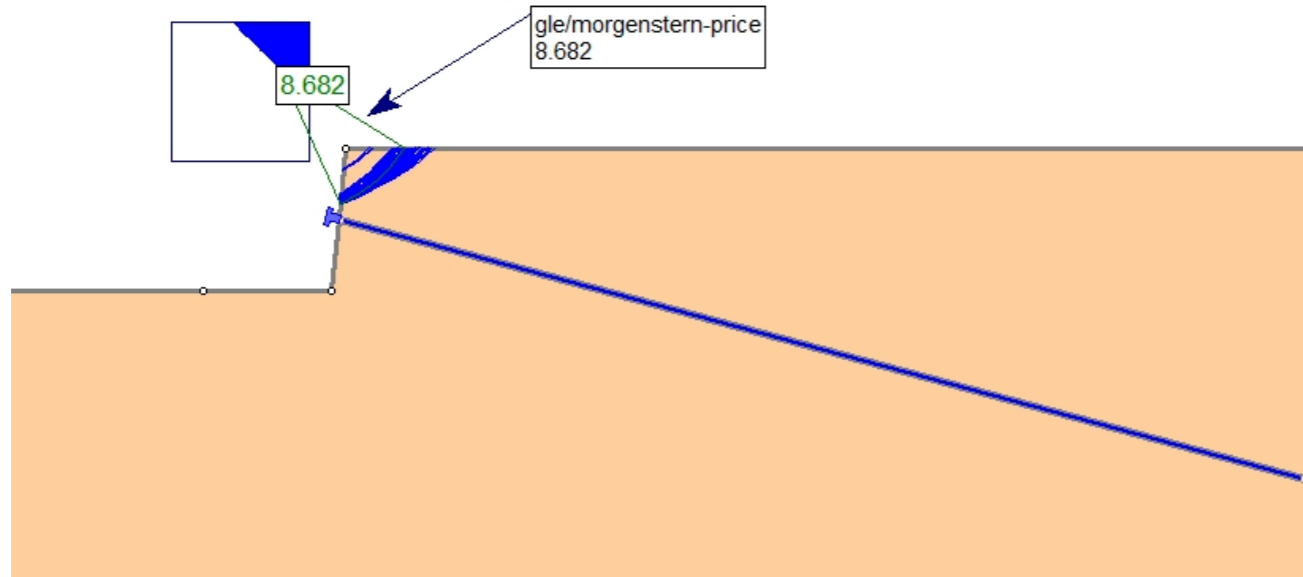


NAIL 7

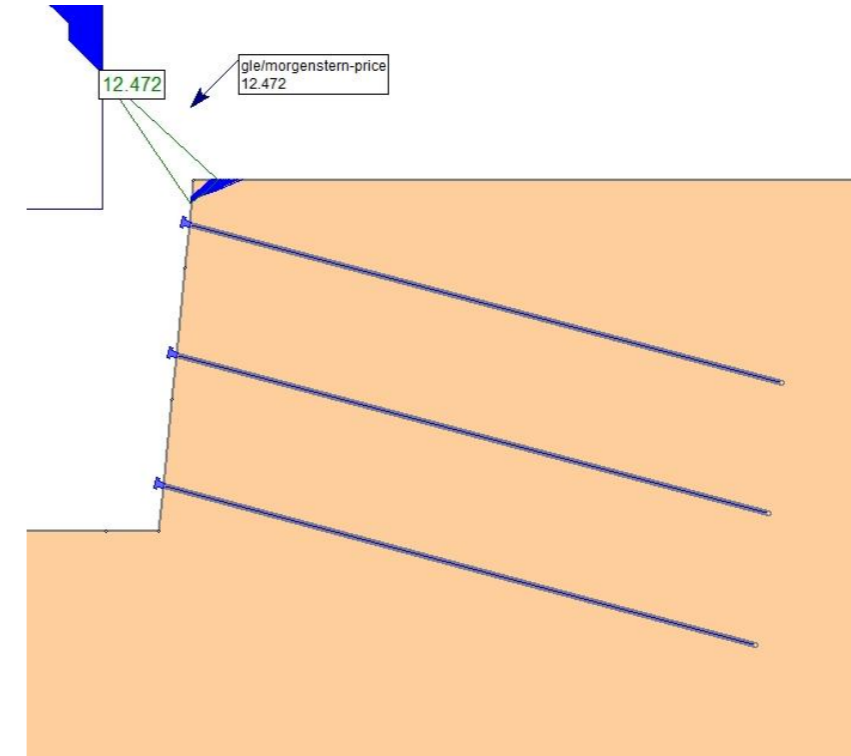


B2.3.3.3 CASO 2 – TERRENO 3 –  $D_b = 40$  mm – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

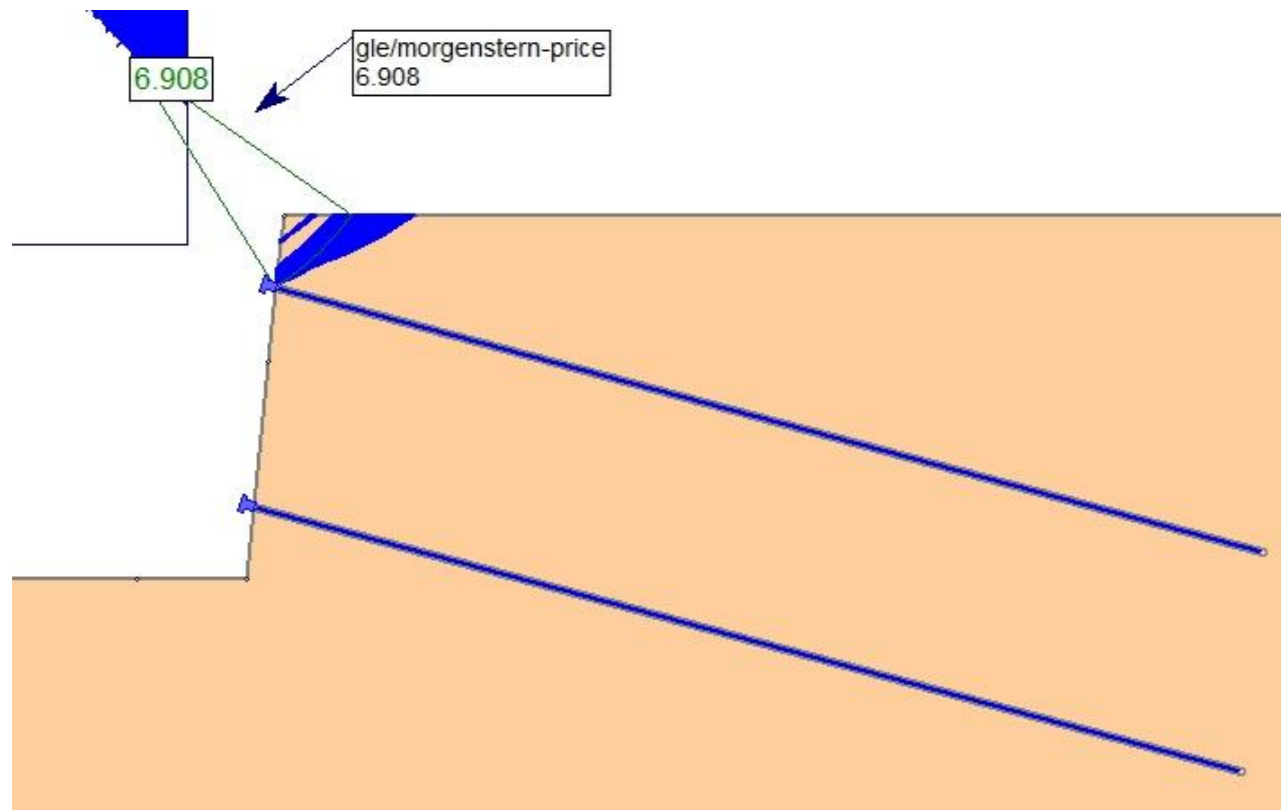
NAIL 1



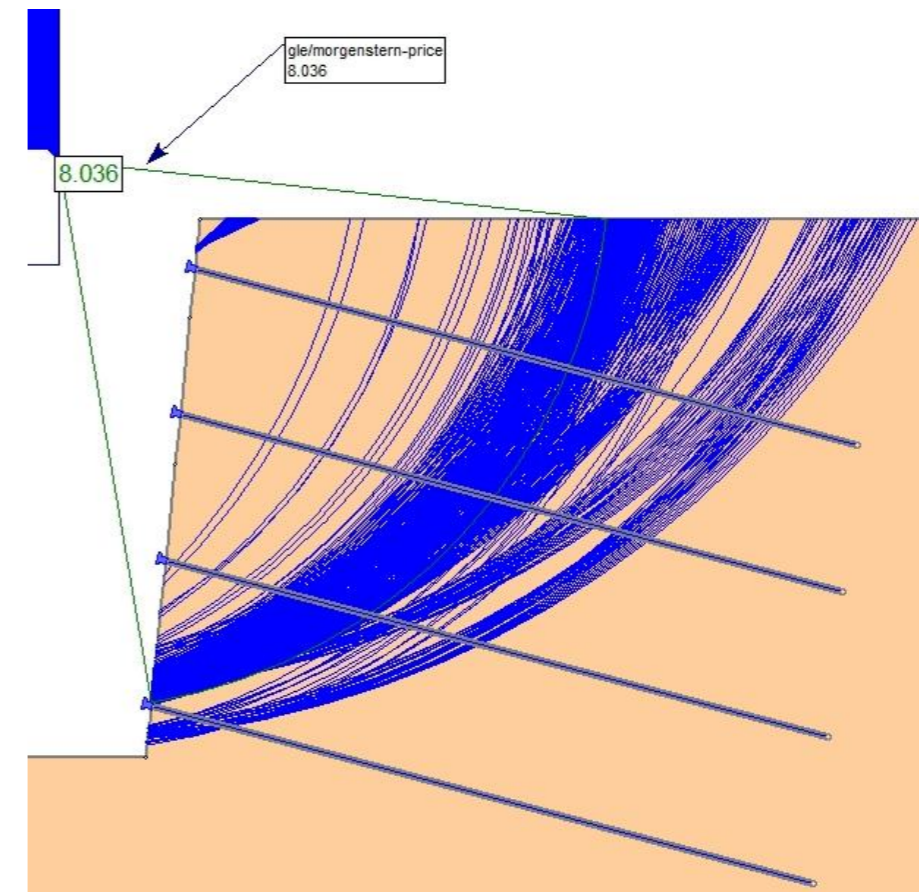
NAIL 3



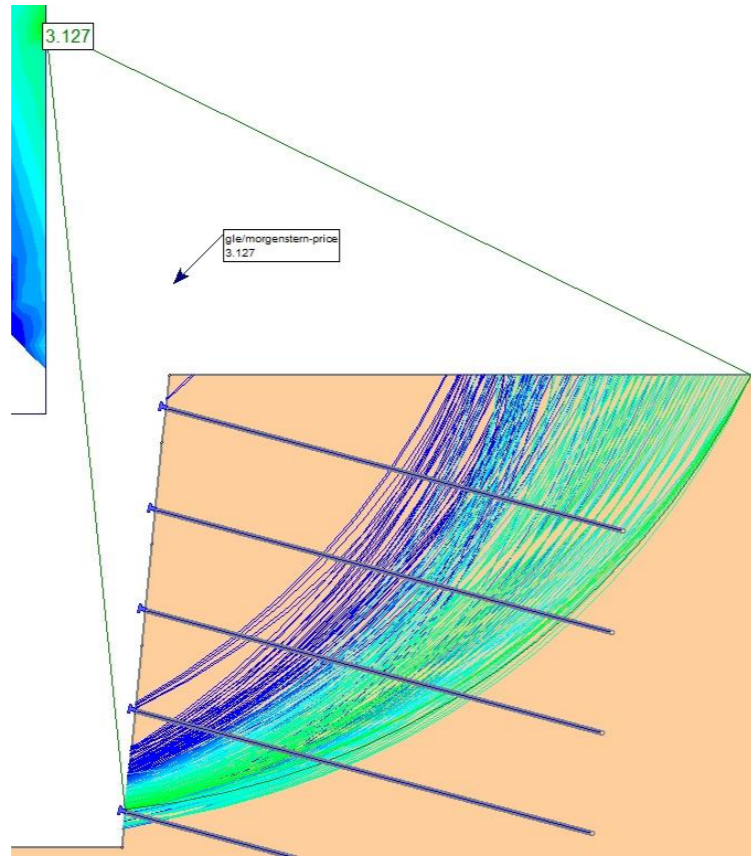
NAIL 2



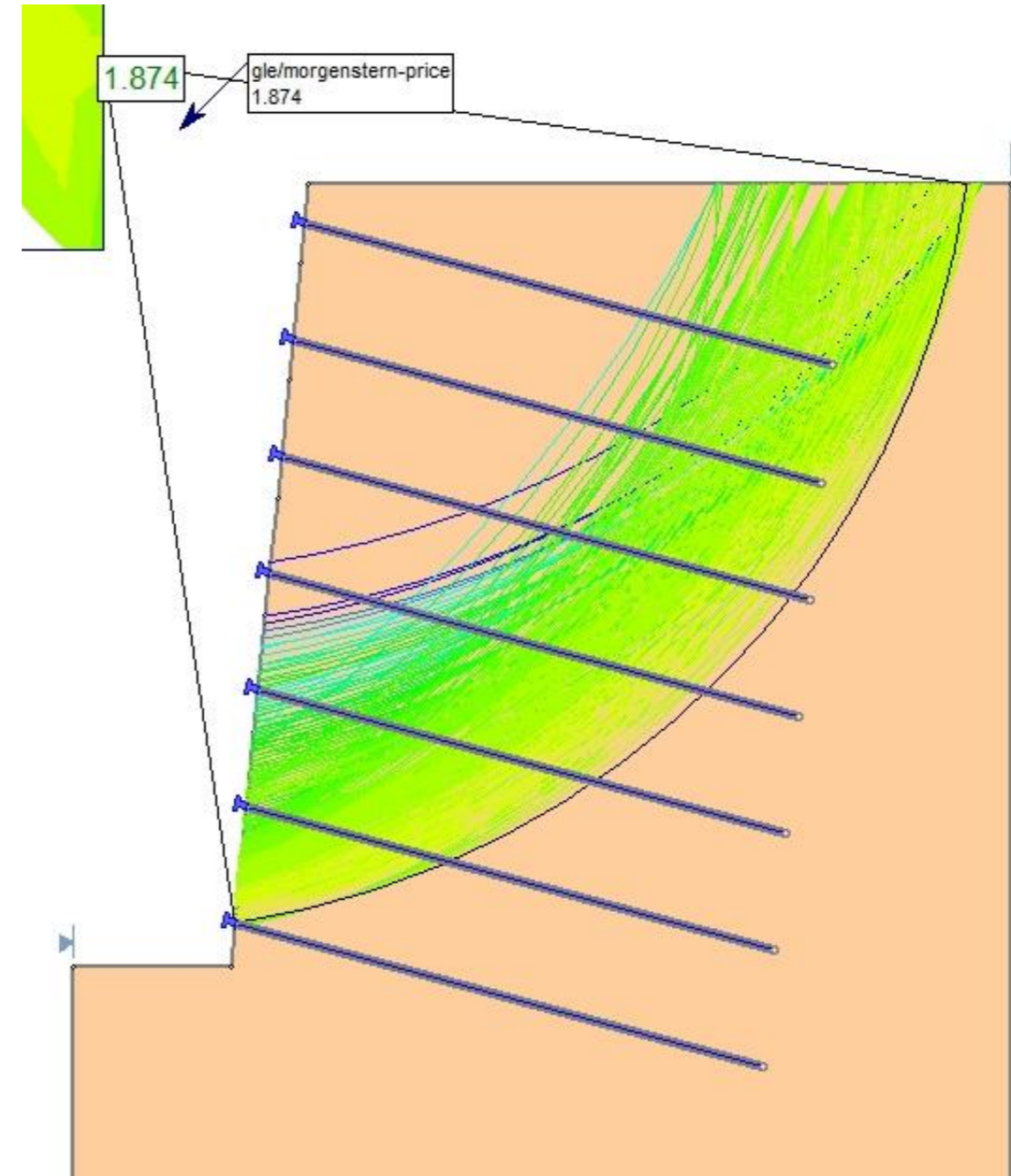
NAIL 4



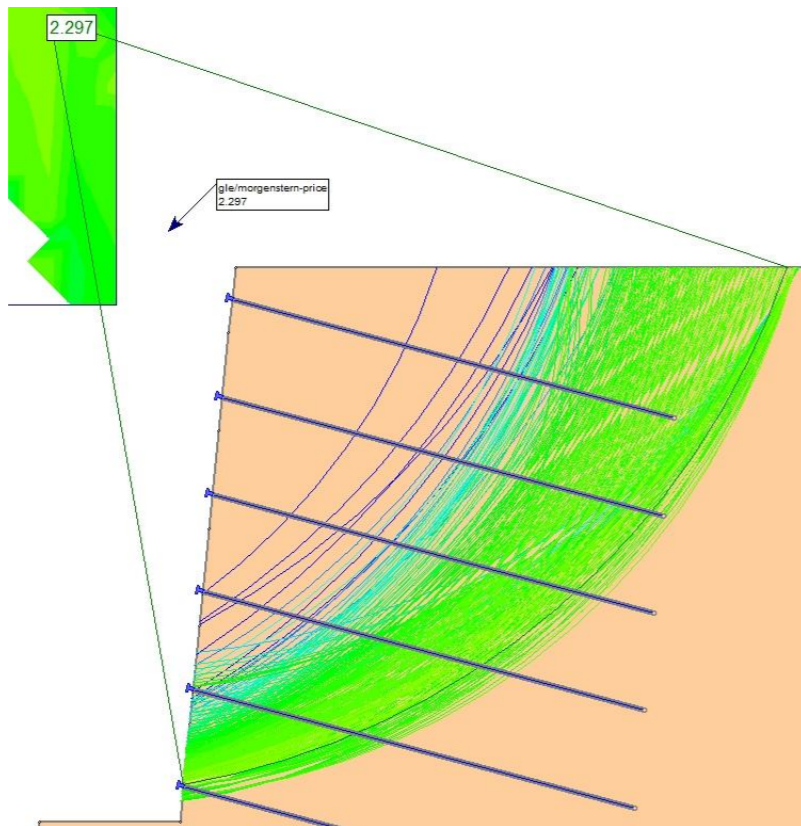
NAIL 5



NAIL 7



NAIL 6

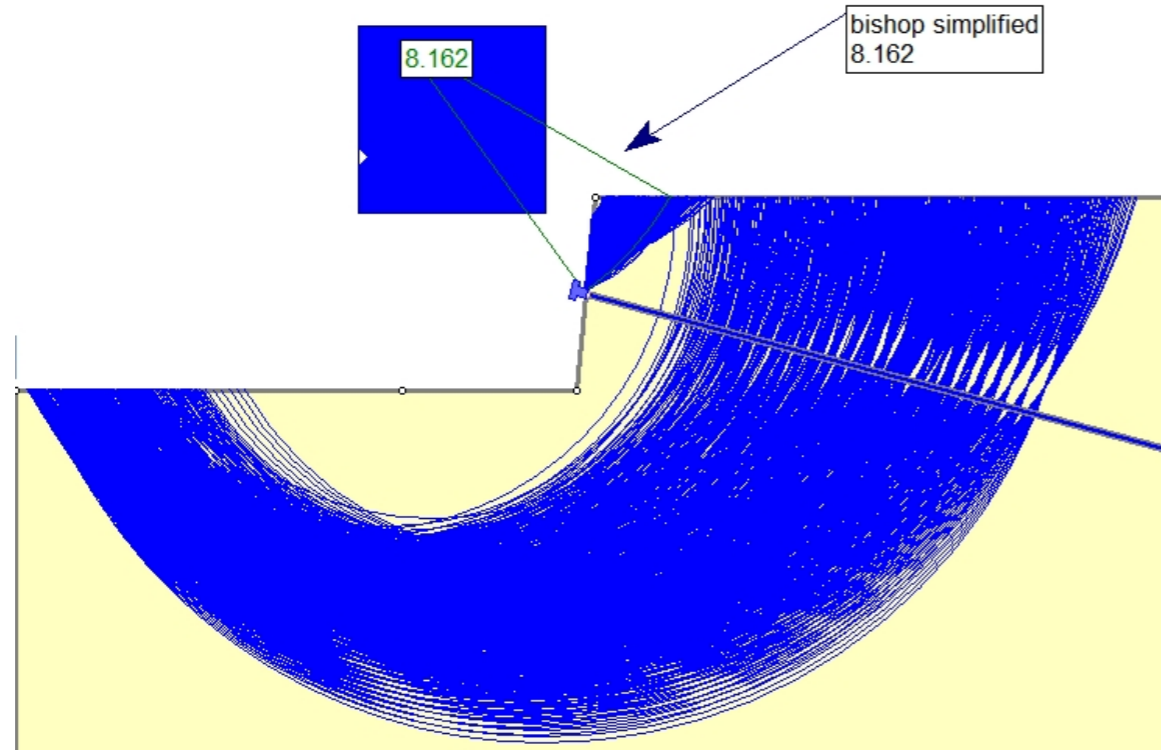


**B3. CASO DE ESTUDIO 3 - VARIABLE: EL TIPO DE INYECCIÓN**

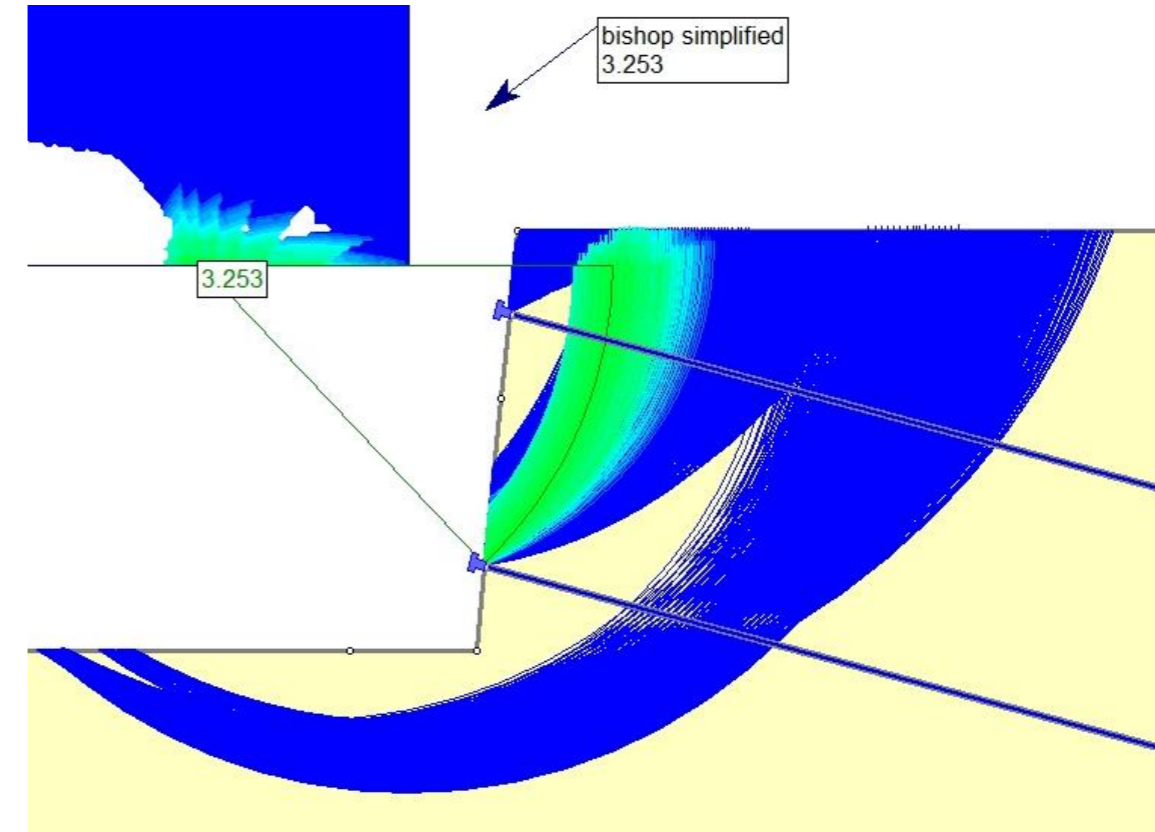
**B3.1 CASO 3 – TERRENO 1**

**B3.1.1.1 CASO 3 – TERRENO 1 – IU – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO**

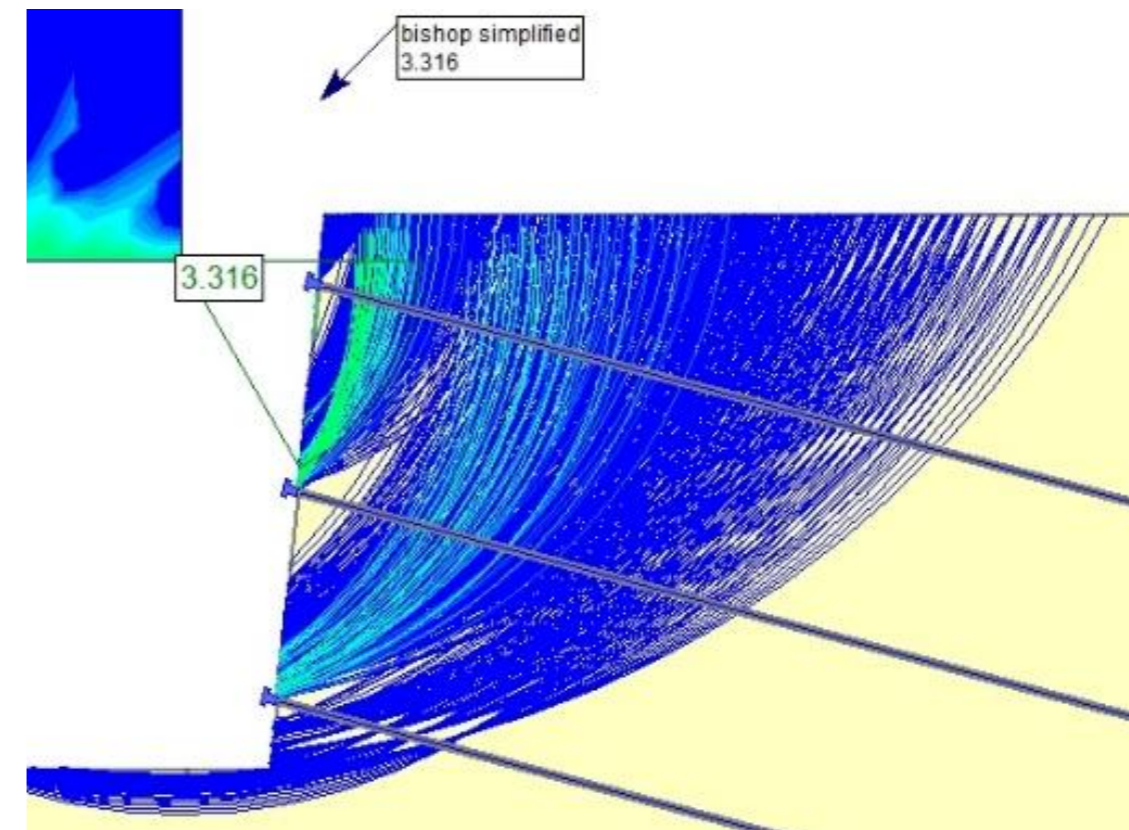
*NAIL 1*



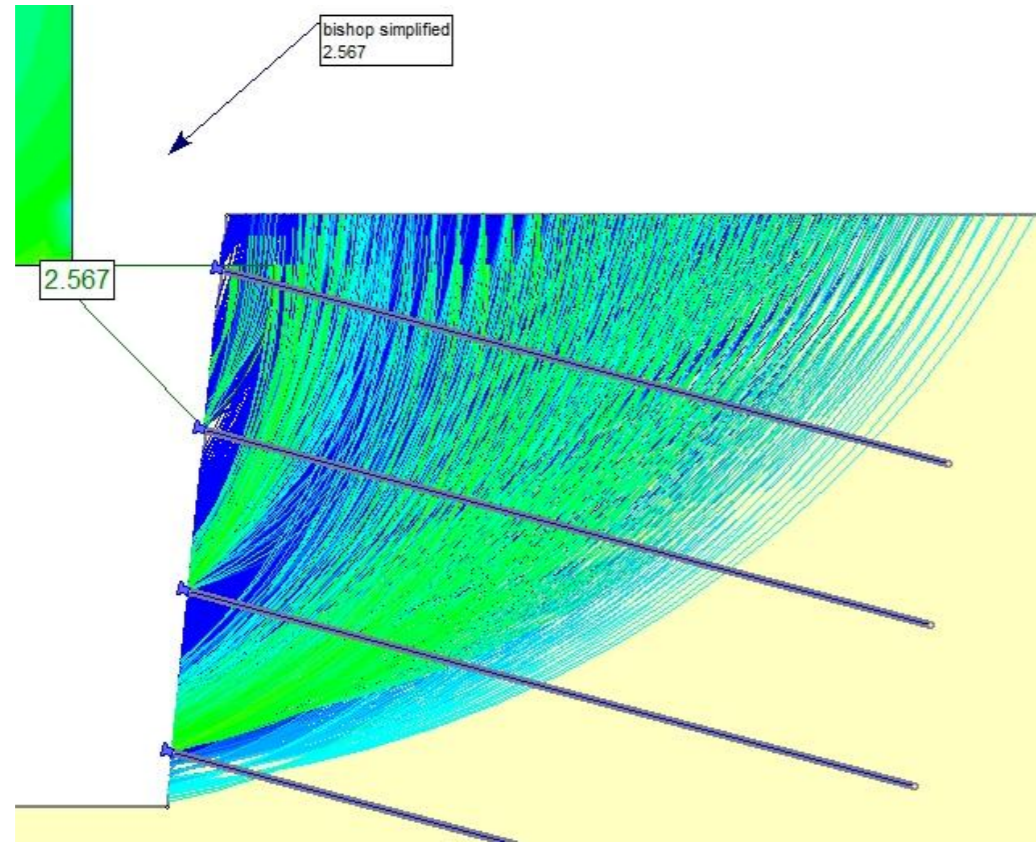
*NAIL 2*



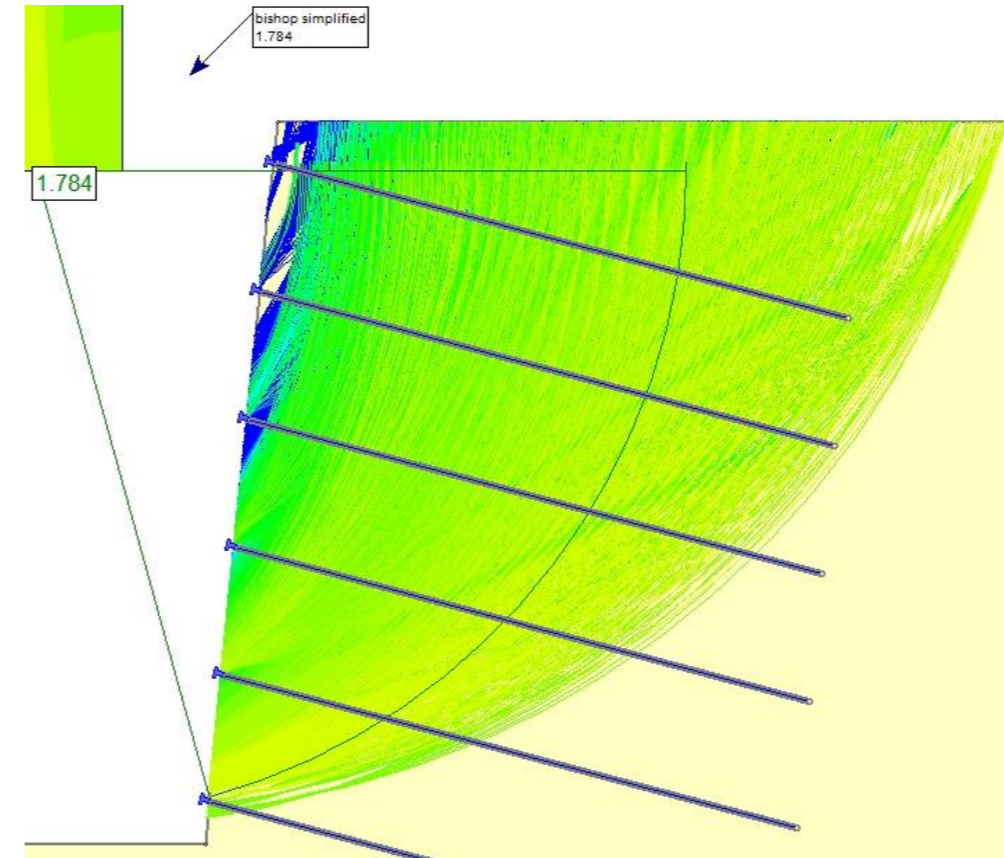
*NAIL 3*



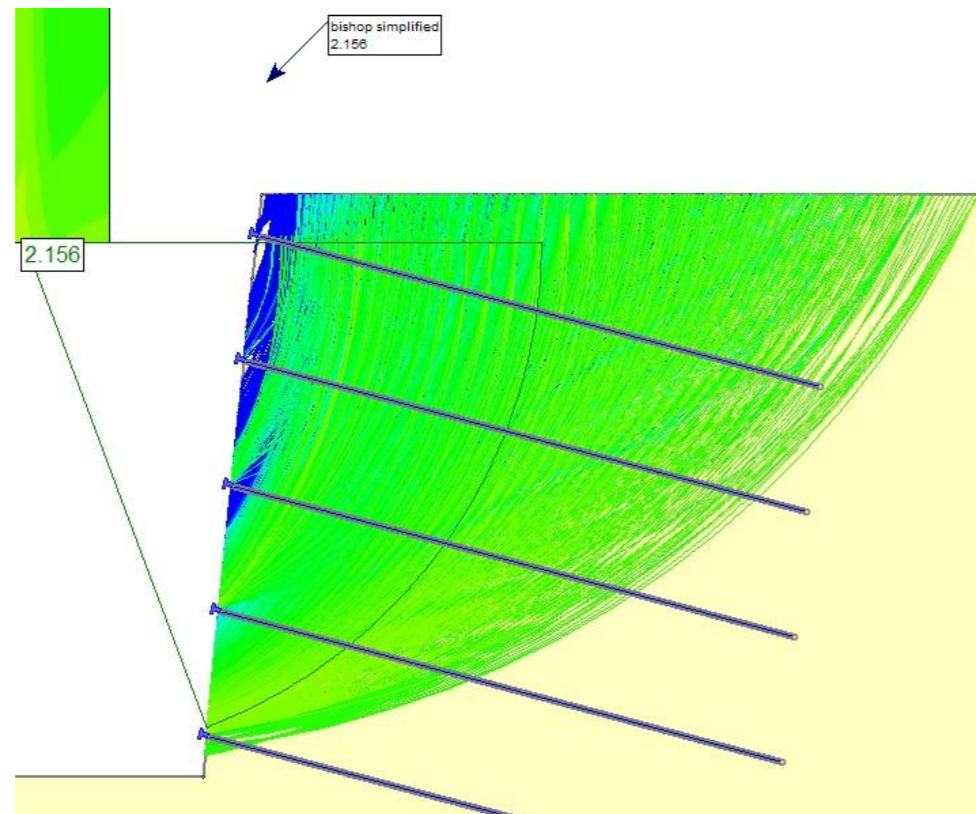
NAIL 4



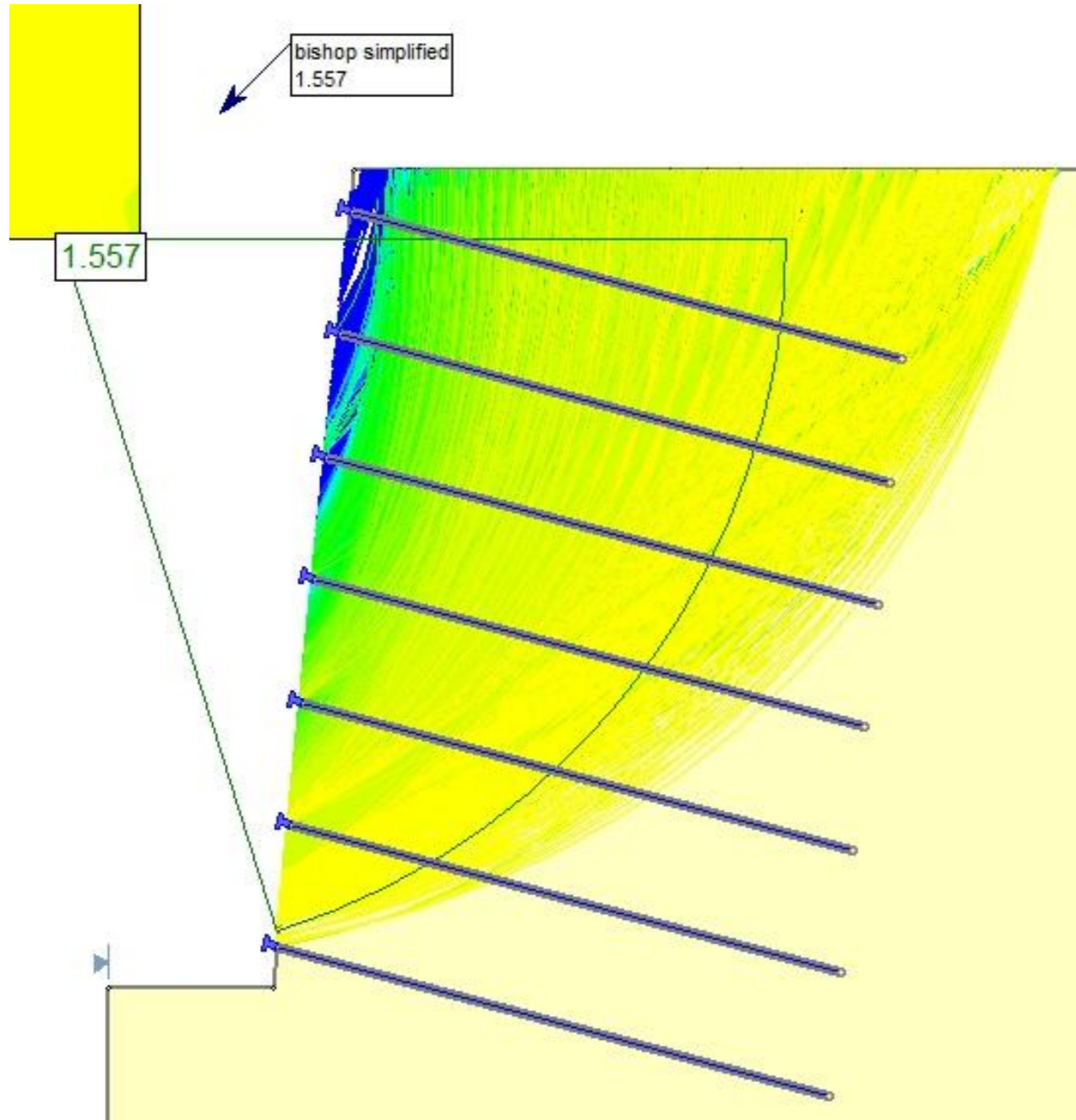
NAIL 6



NAIL 5

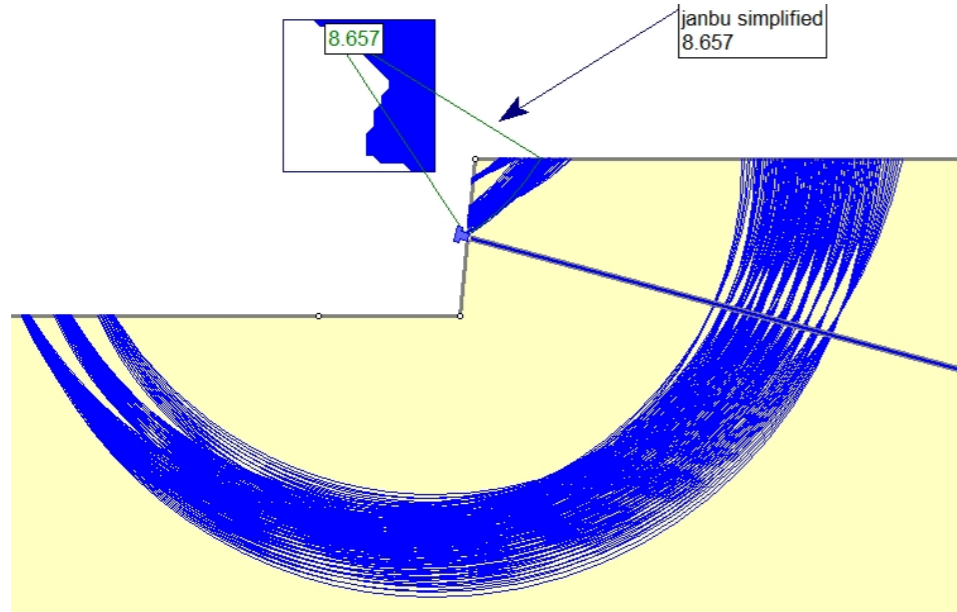


NAIL 7

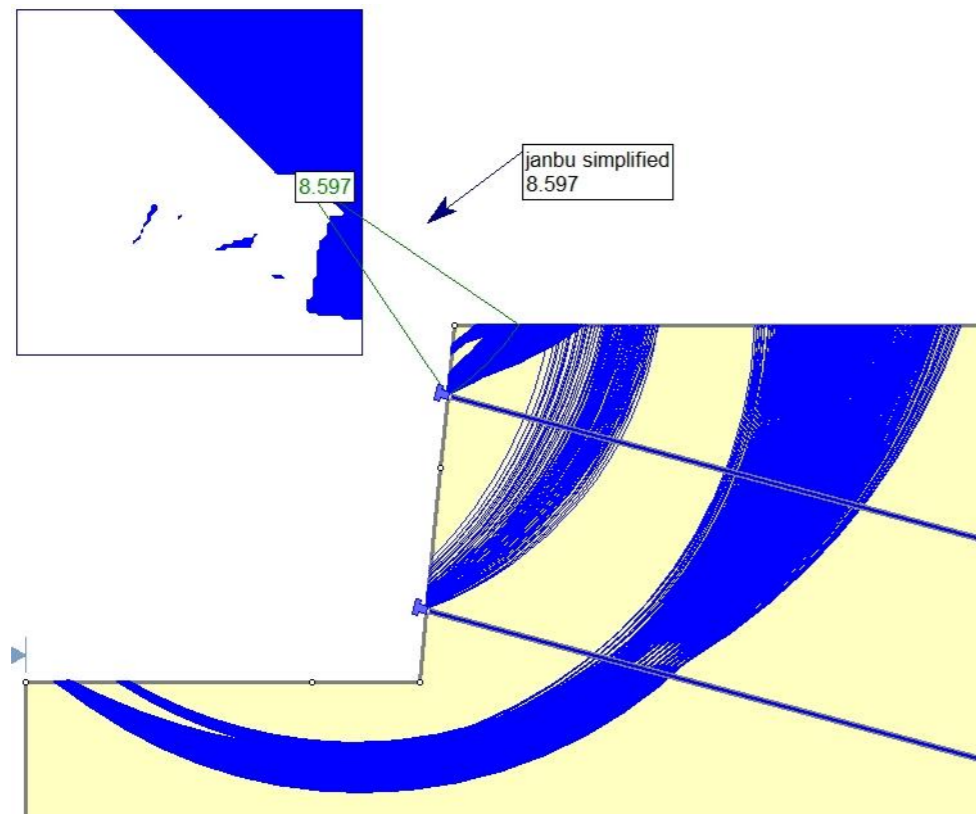


B3.1.1.2 CASO 3 – TERRENO 1 – IU – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

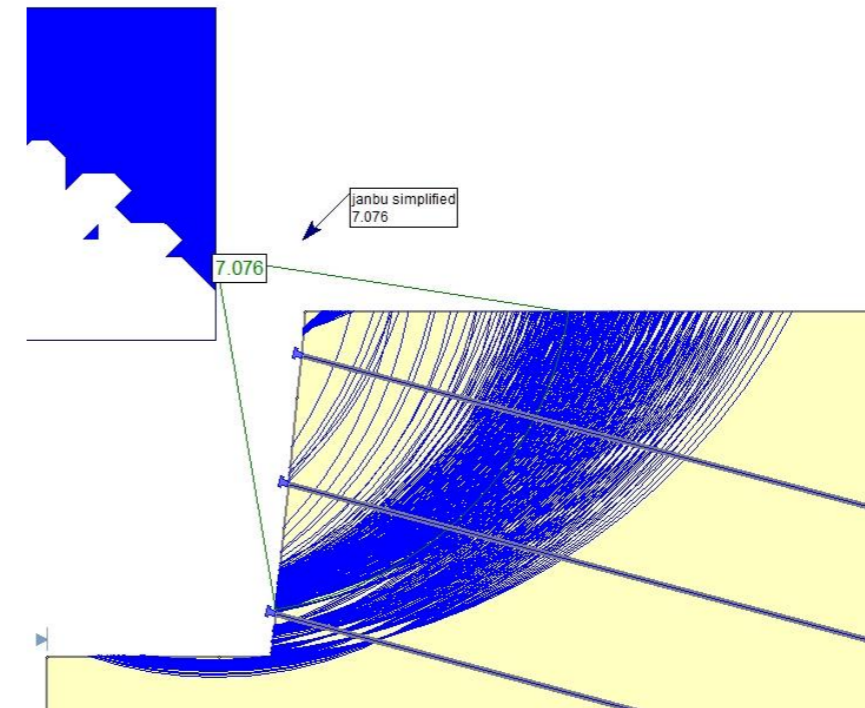
NAIL 1



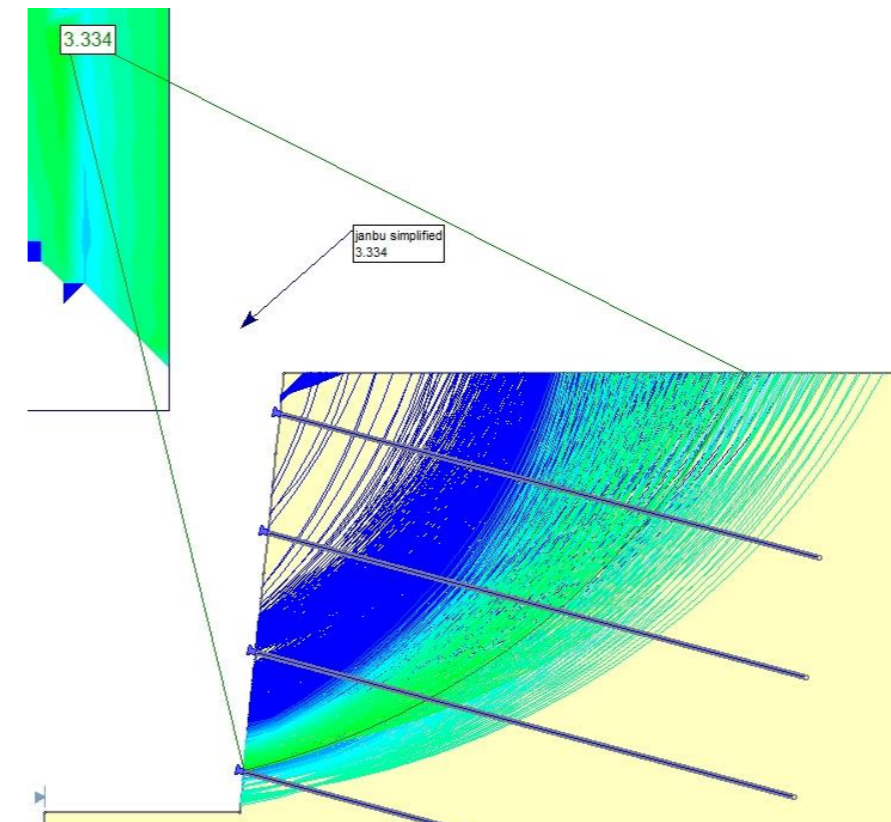
NAIL 2



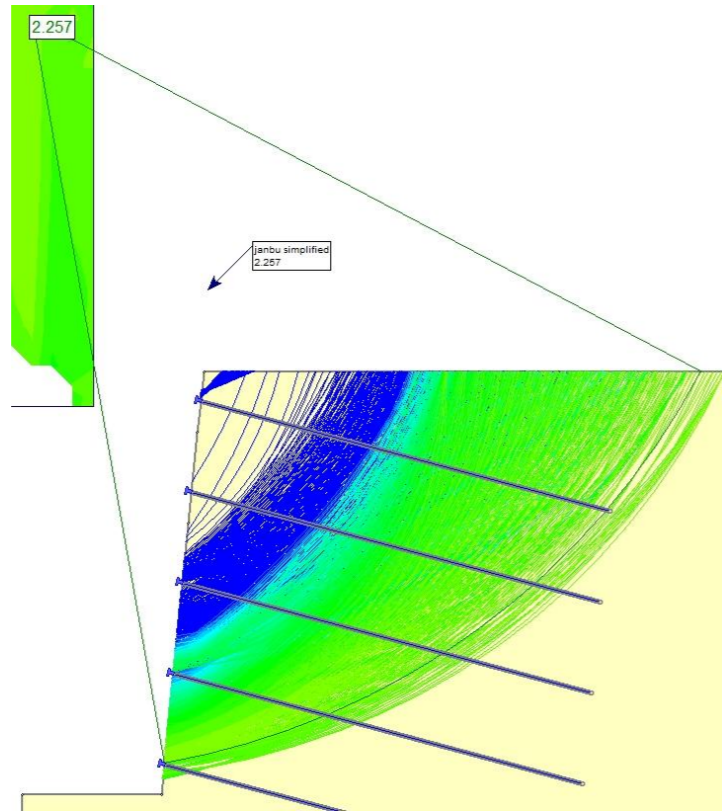
NAIL 3



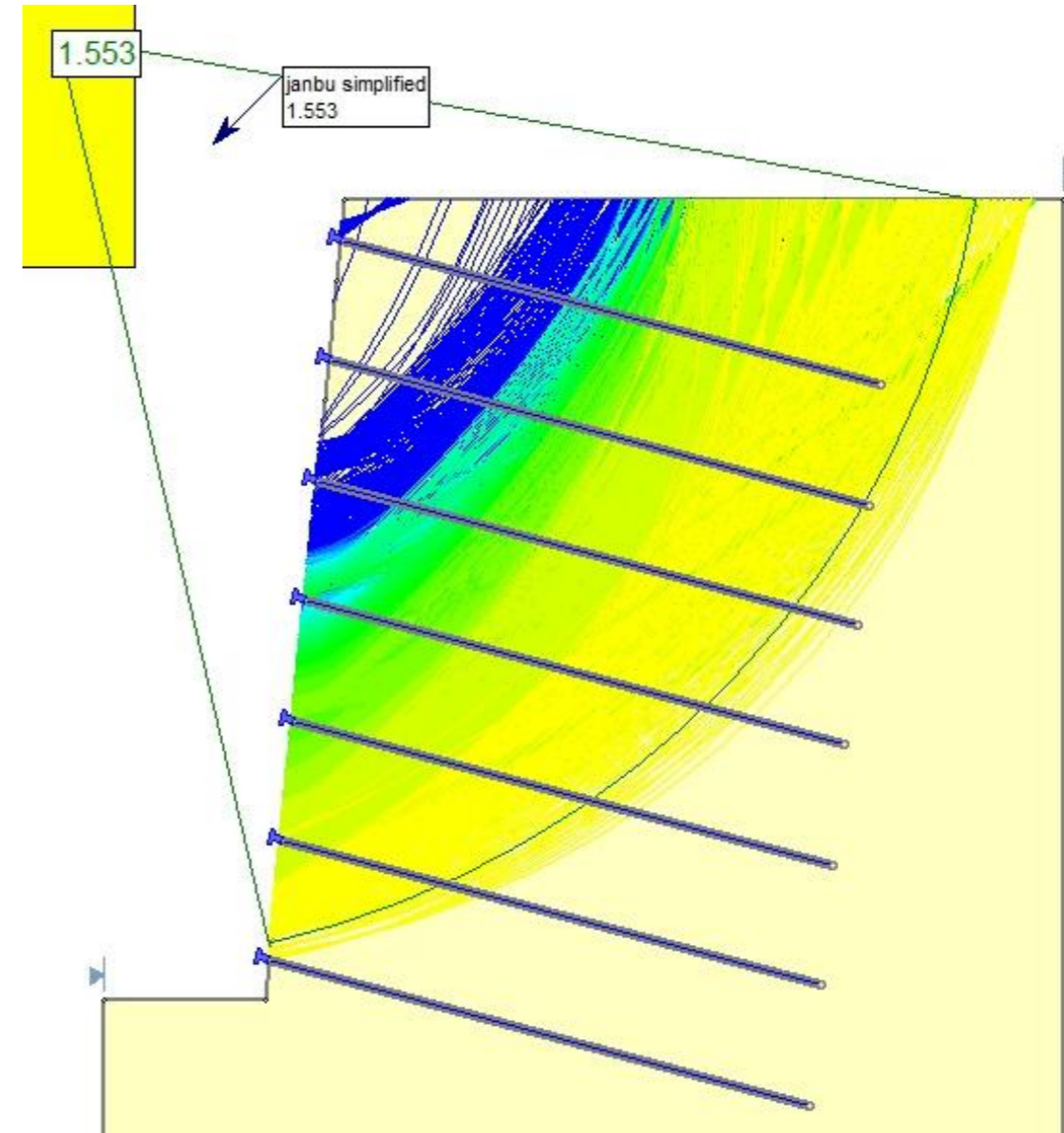
NAIL 4



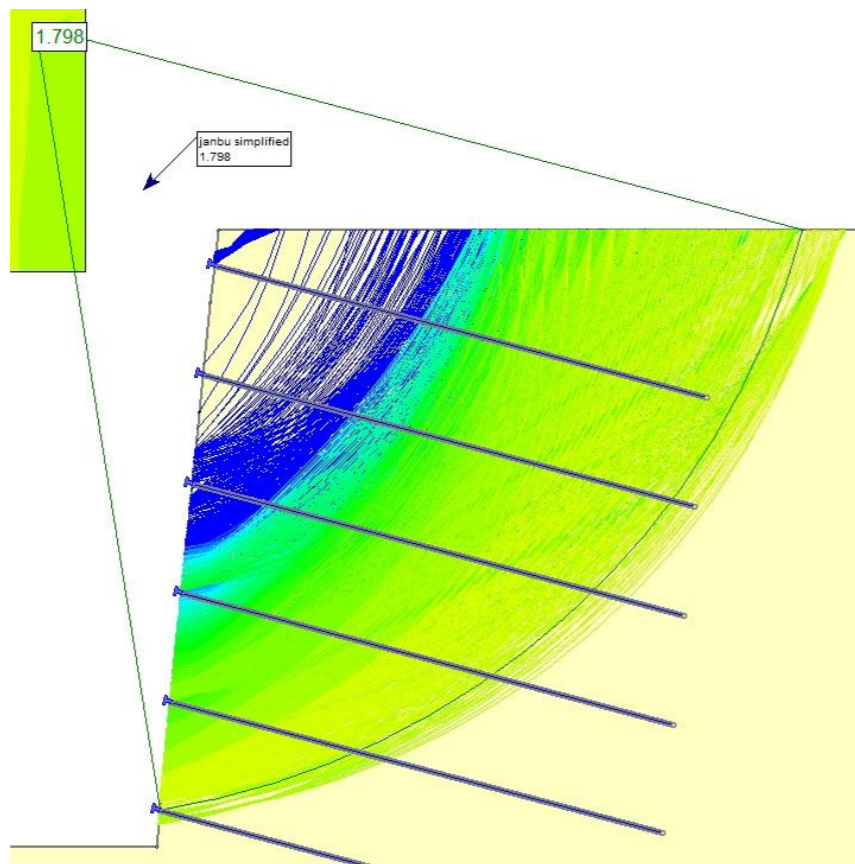
NAIL 5



NAIL 7

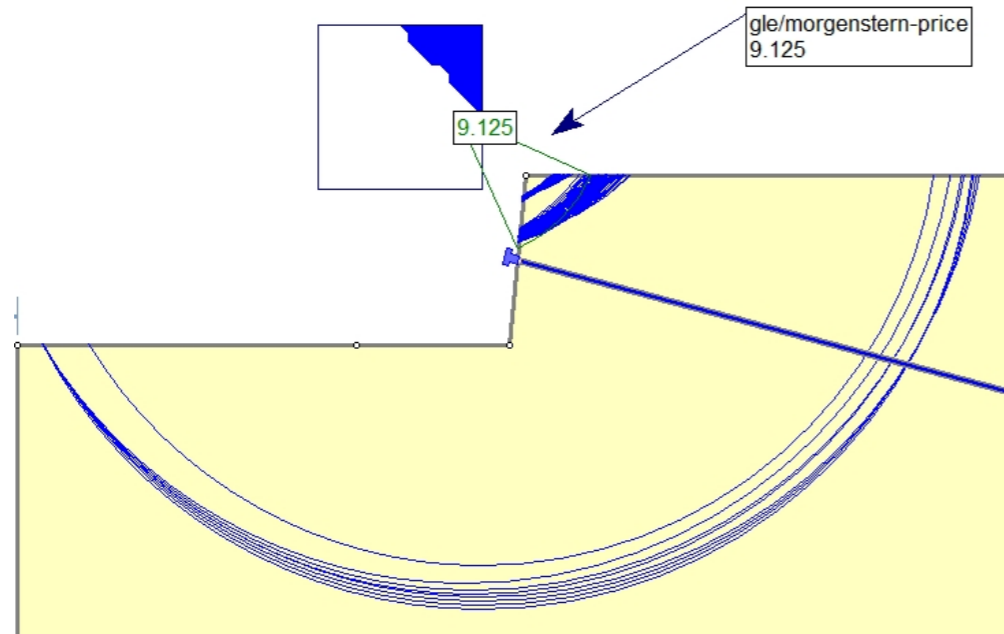


NAIL 6

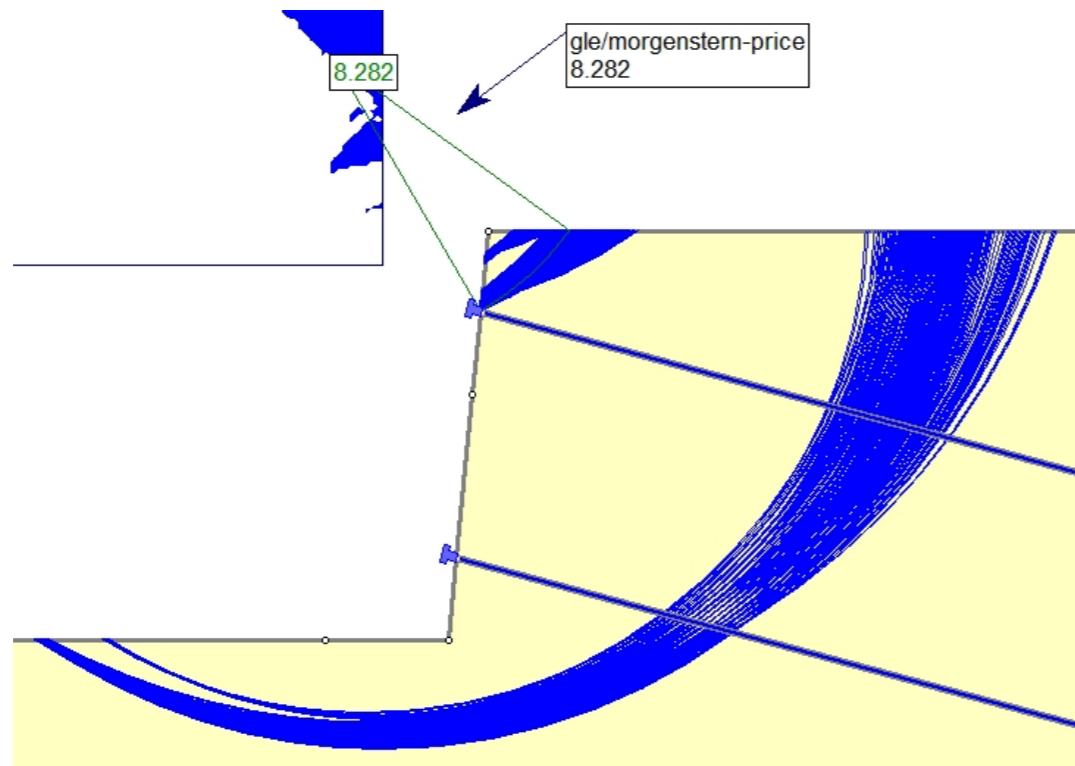


B3.1.1.3 CASO 3 – TERRENO 1 – IU – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

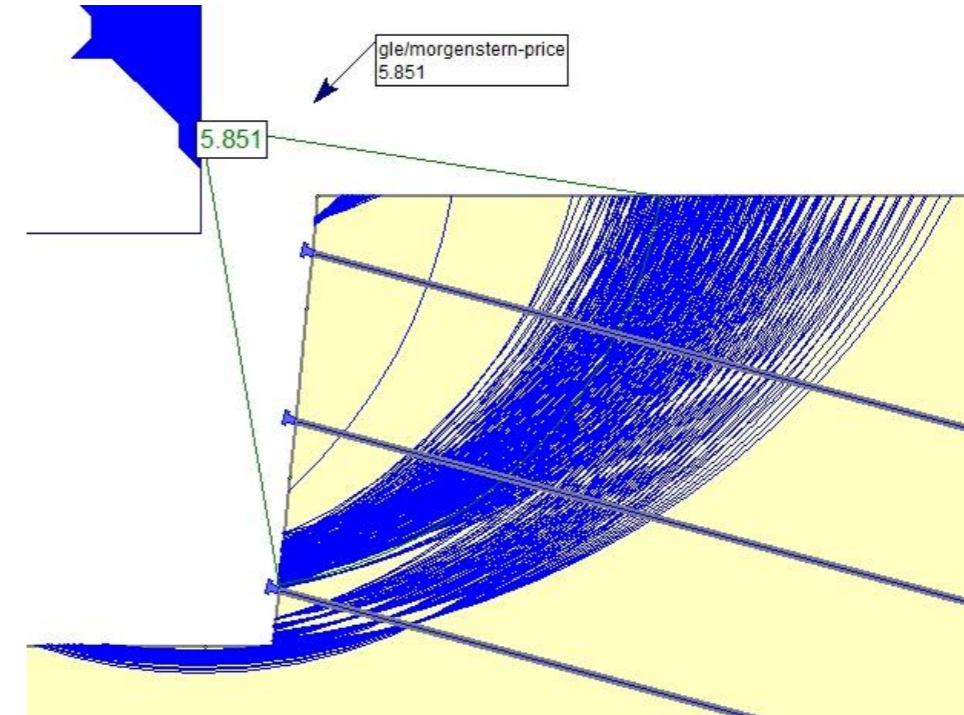
NAIL 1



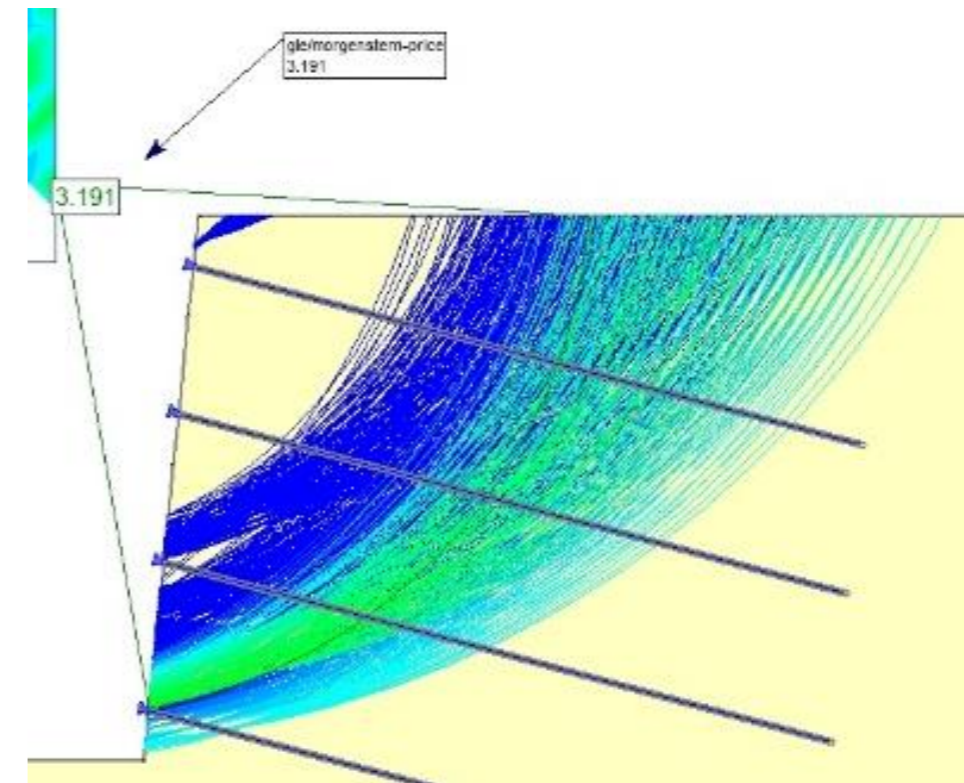
NAIL 2



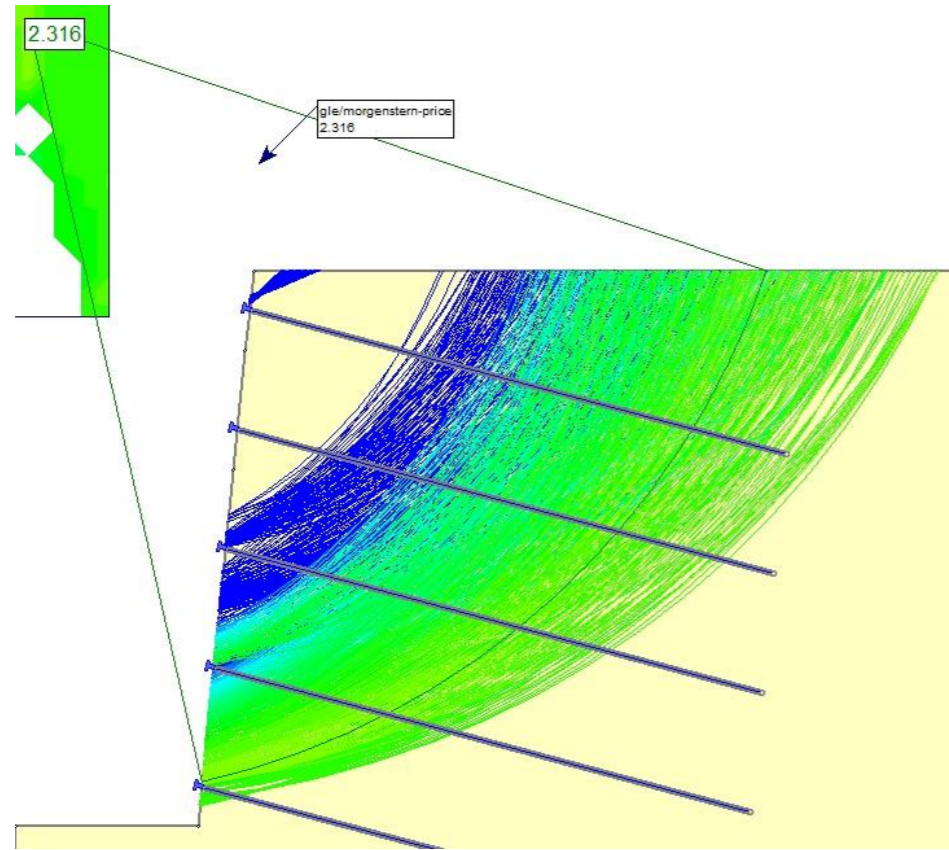
NAIL 3



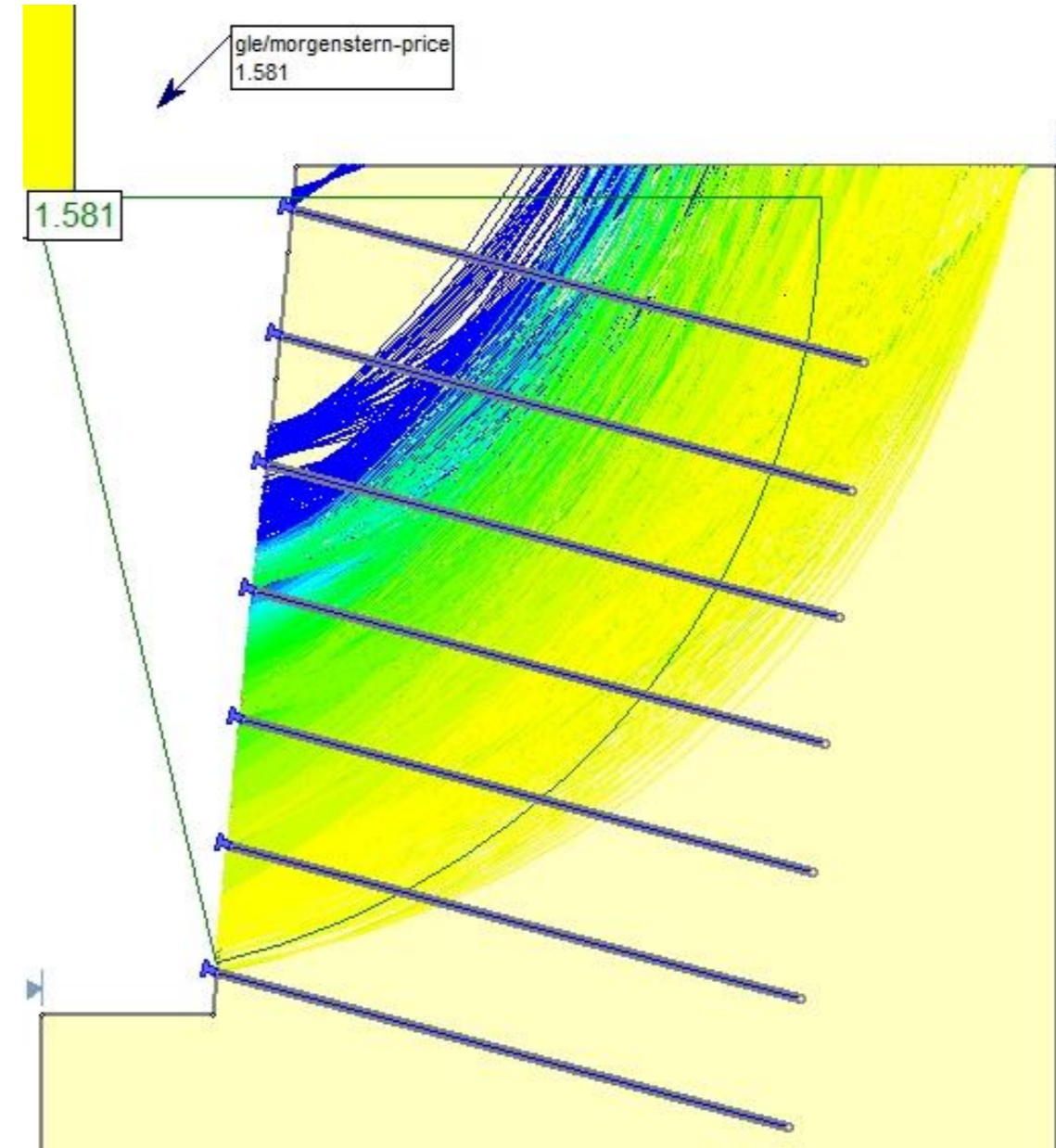
NAIL 4



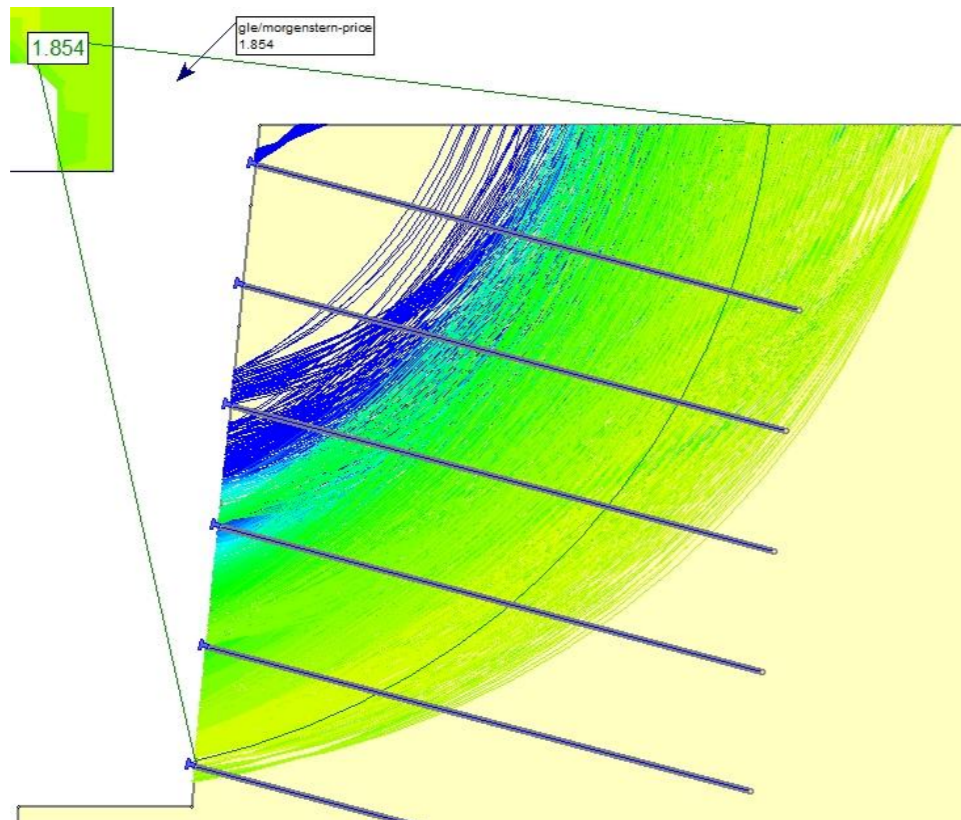
NAIL 5



NAIL 7

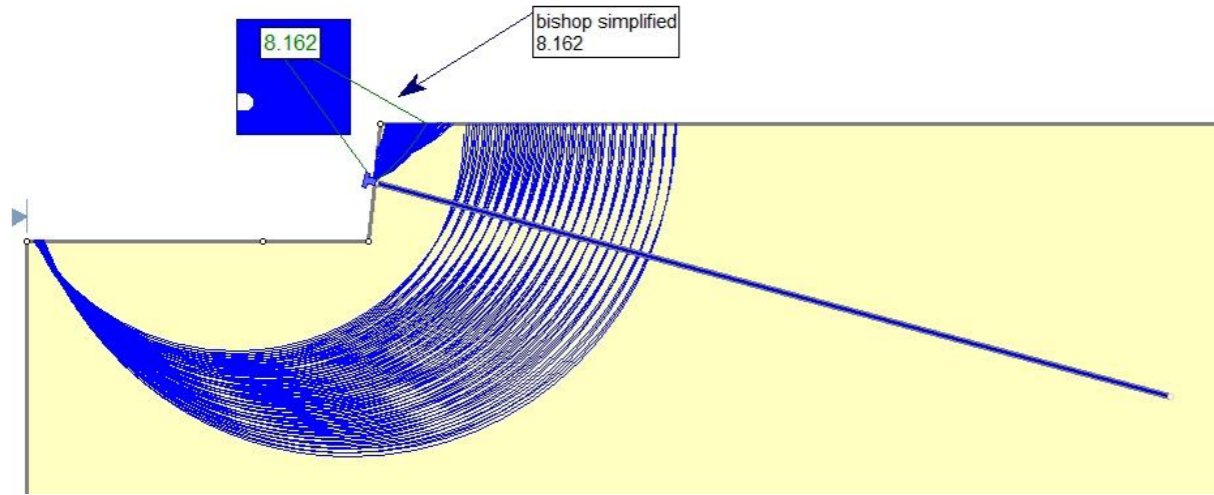


NAIL 6

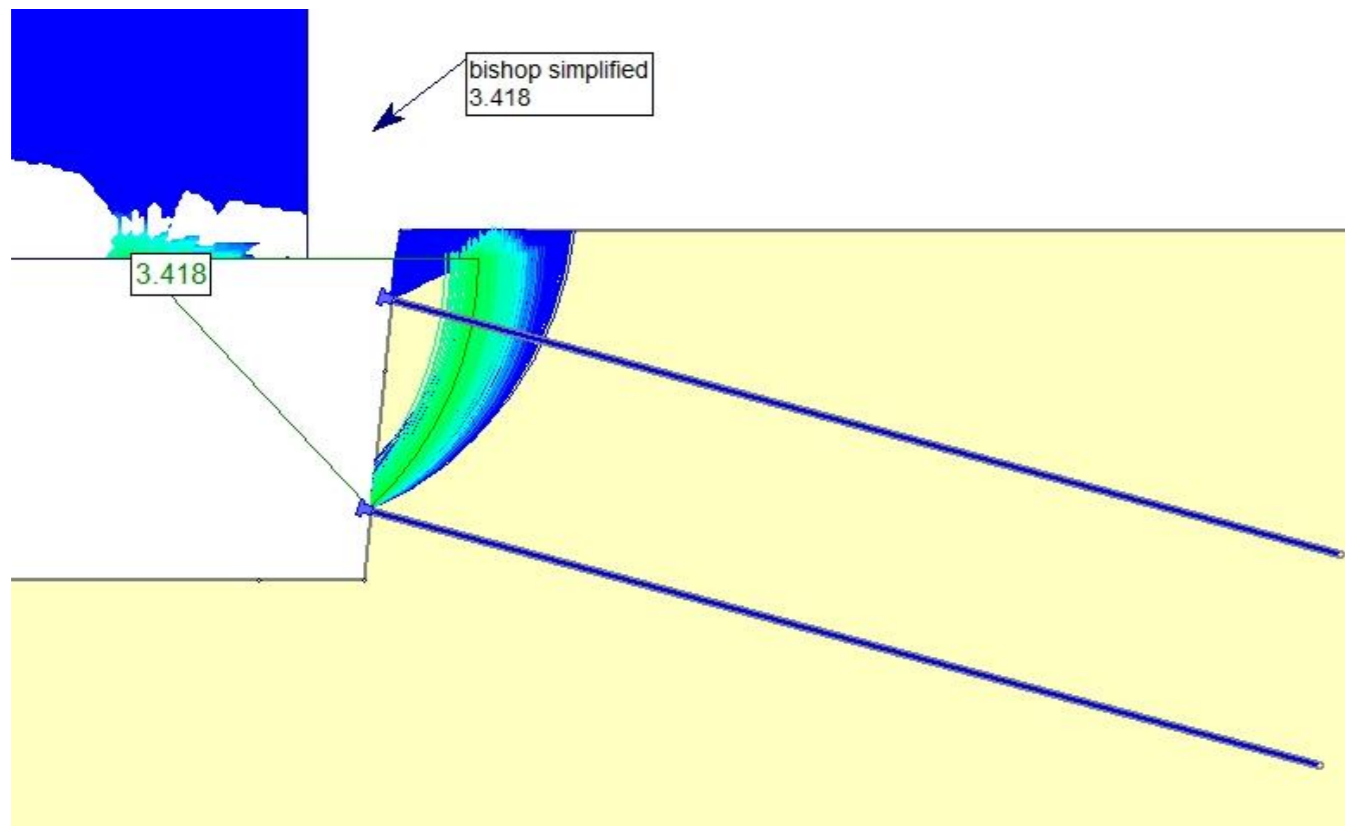


B3.1.2.1 CASO 3 – TERRENO 1 – IRS – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

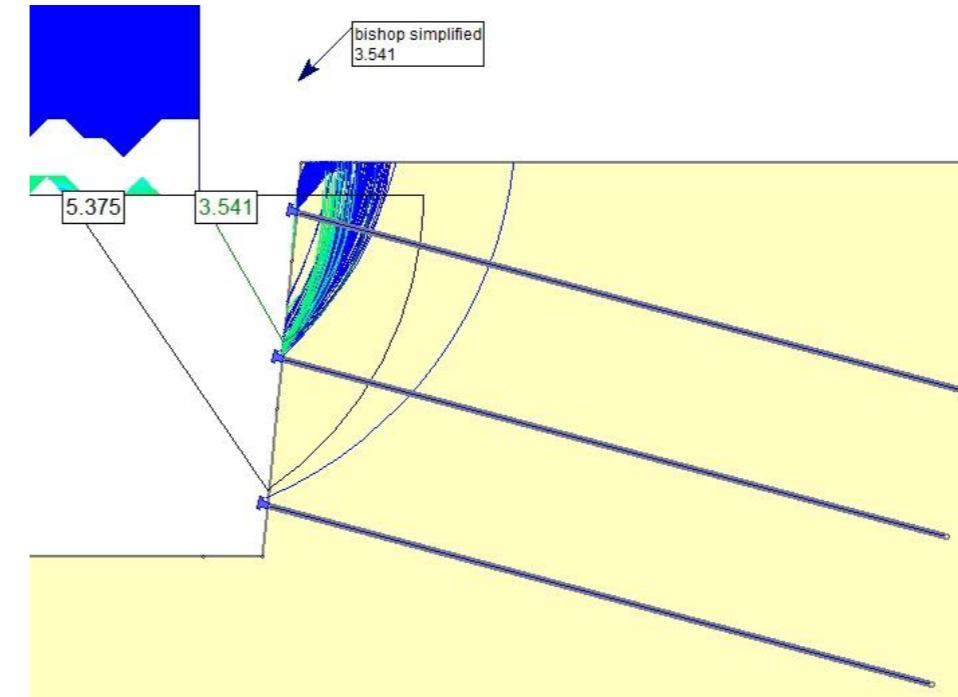
NAIL 1



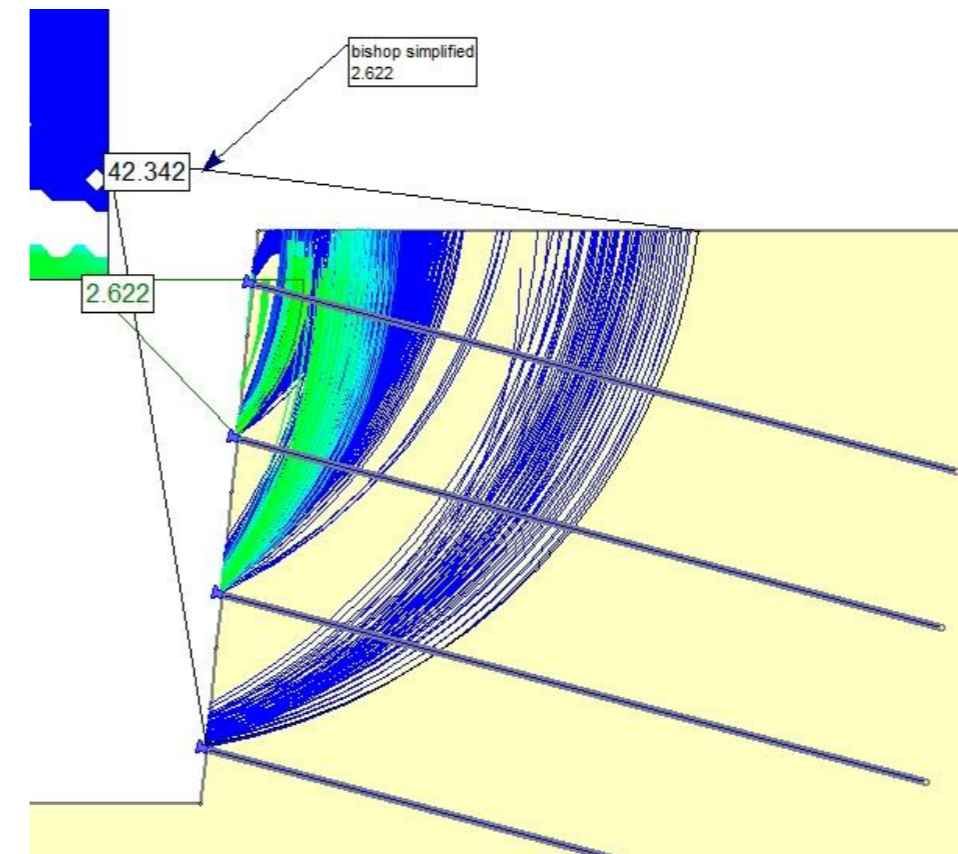
NAIL 2



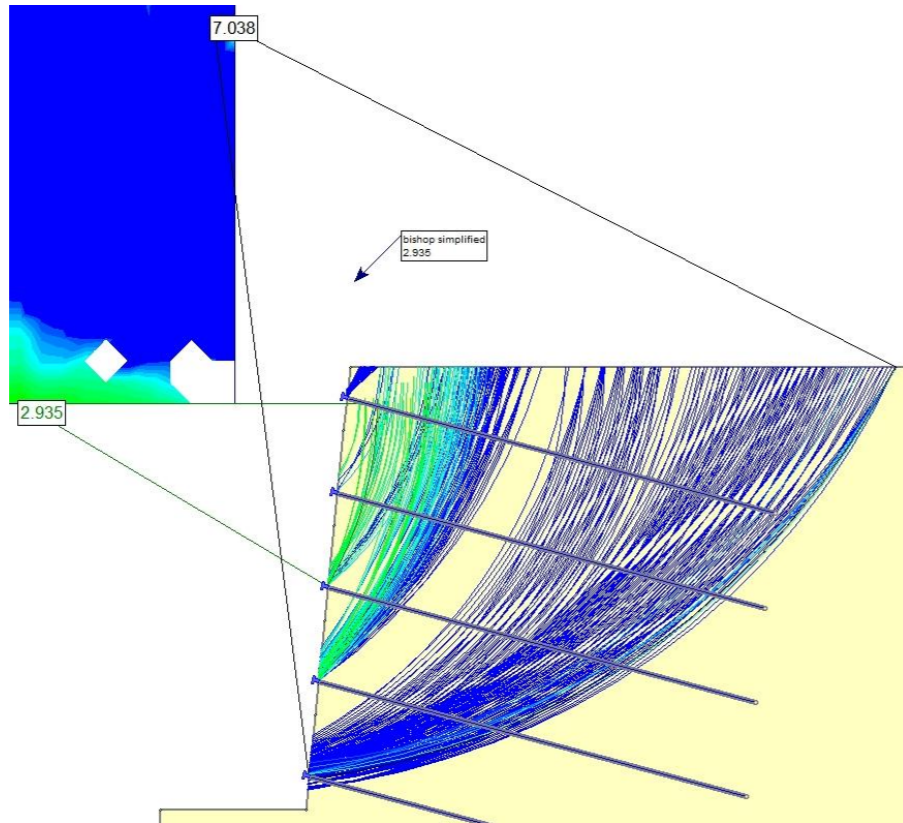
NAIL 3



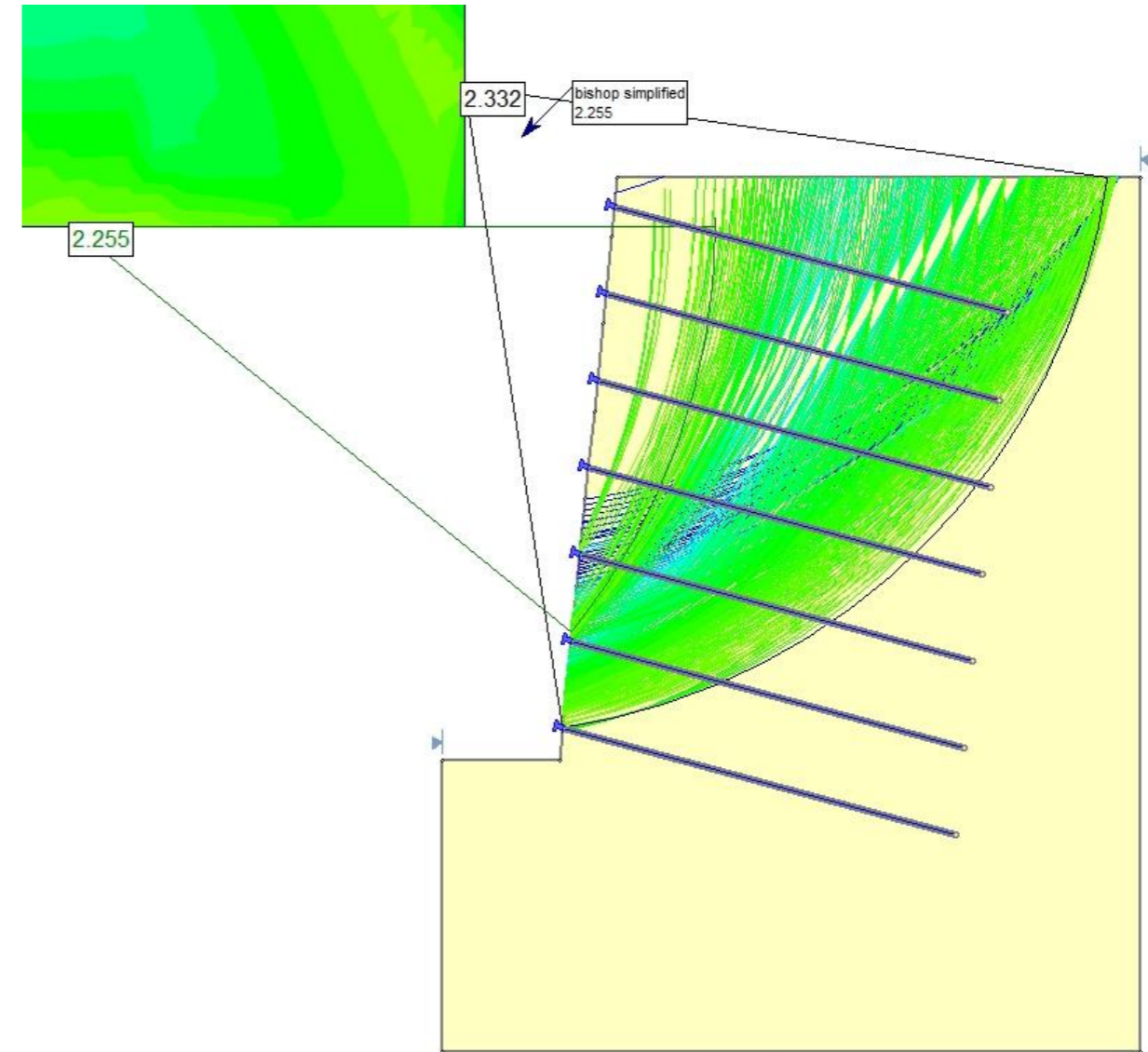
NAIL 4



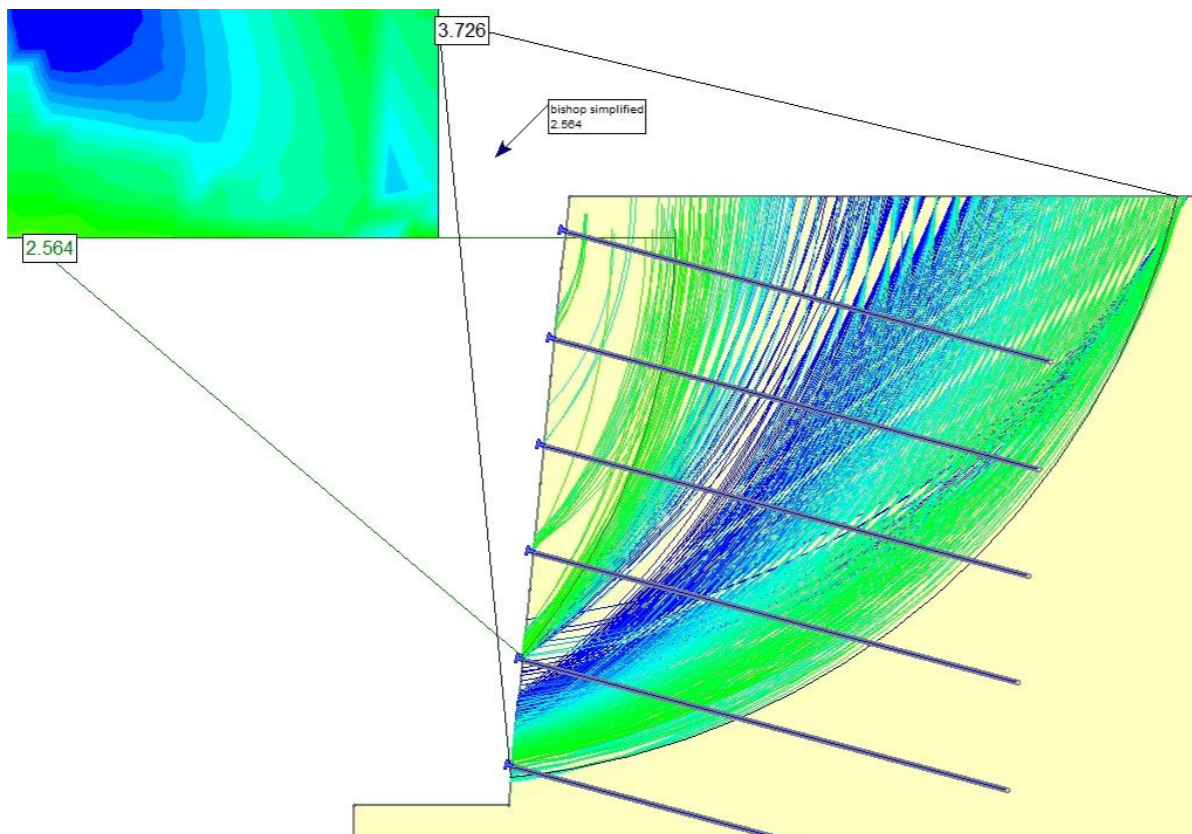
NAIL 5



NAIL 7

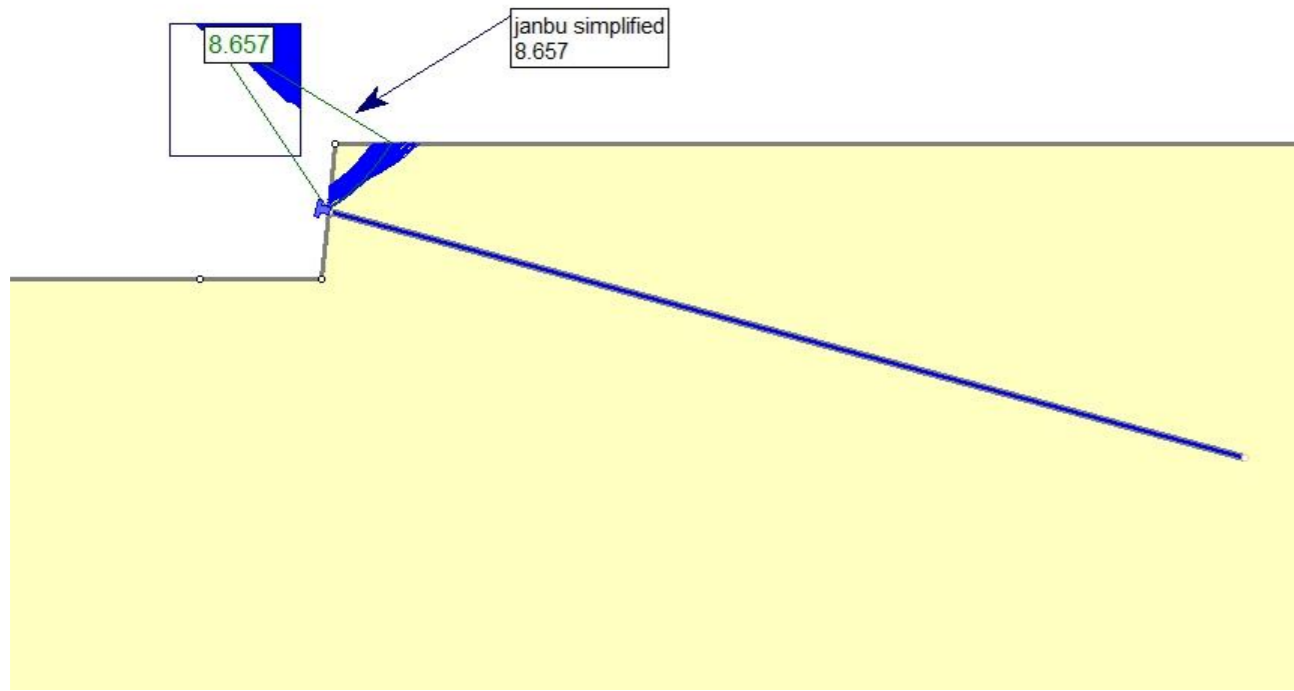


NAIL 6

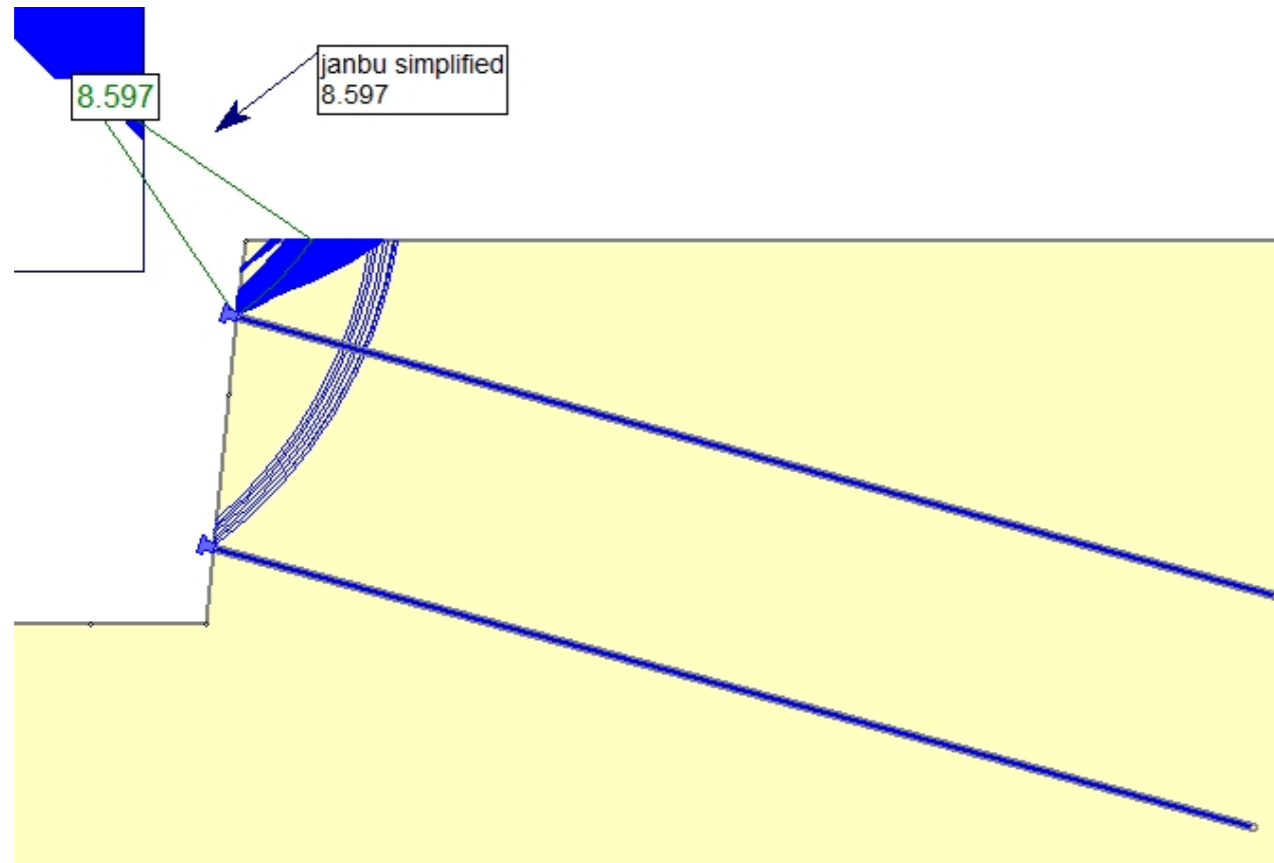


B3.1.2.2 CASO 3 – TERRENO 1 – IRS – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

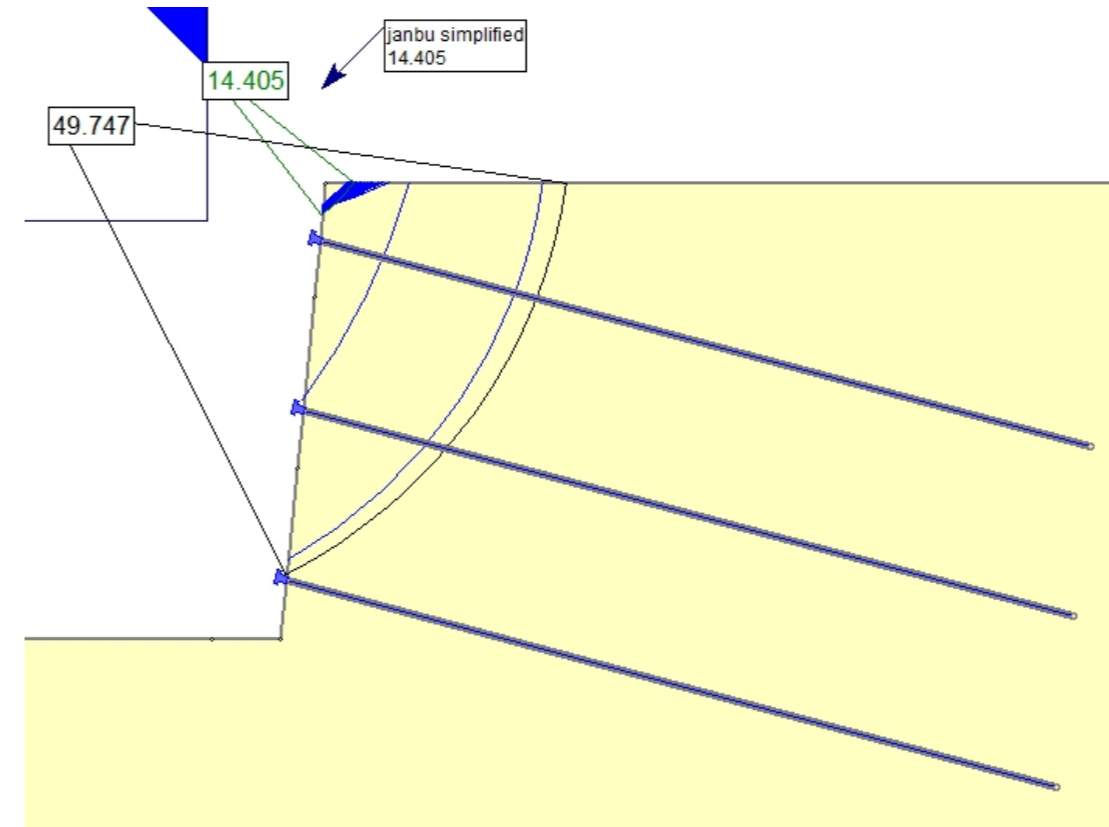
NAIL 1



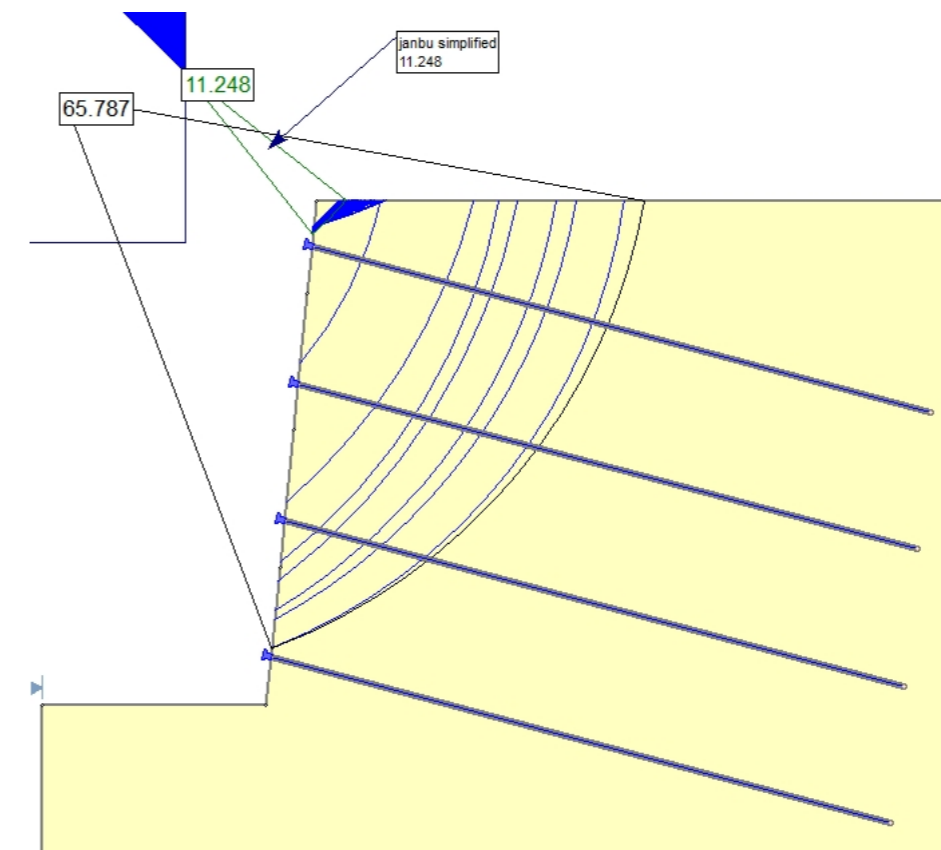
NAIL 2



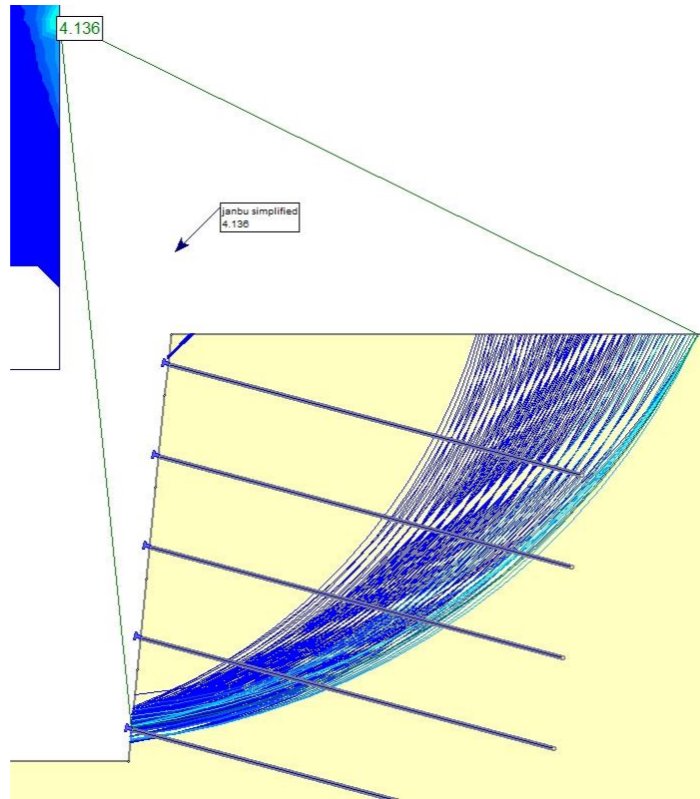
NAIL 3



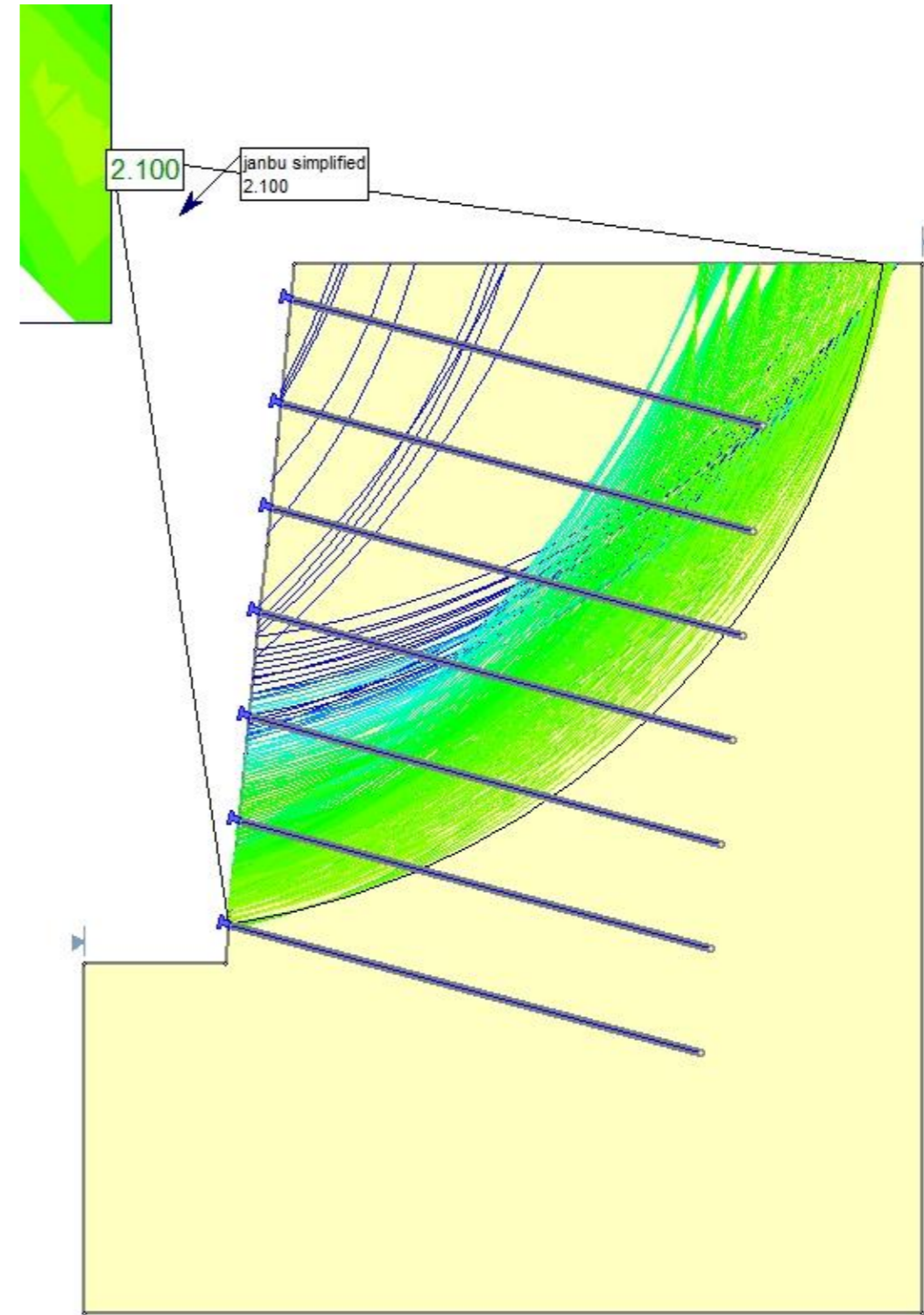
NAIL 4



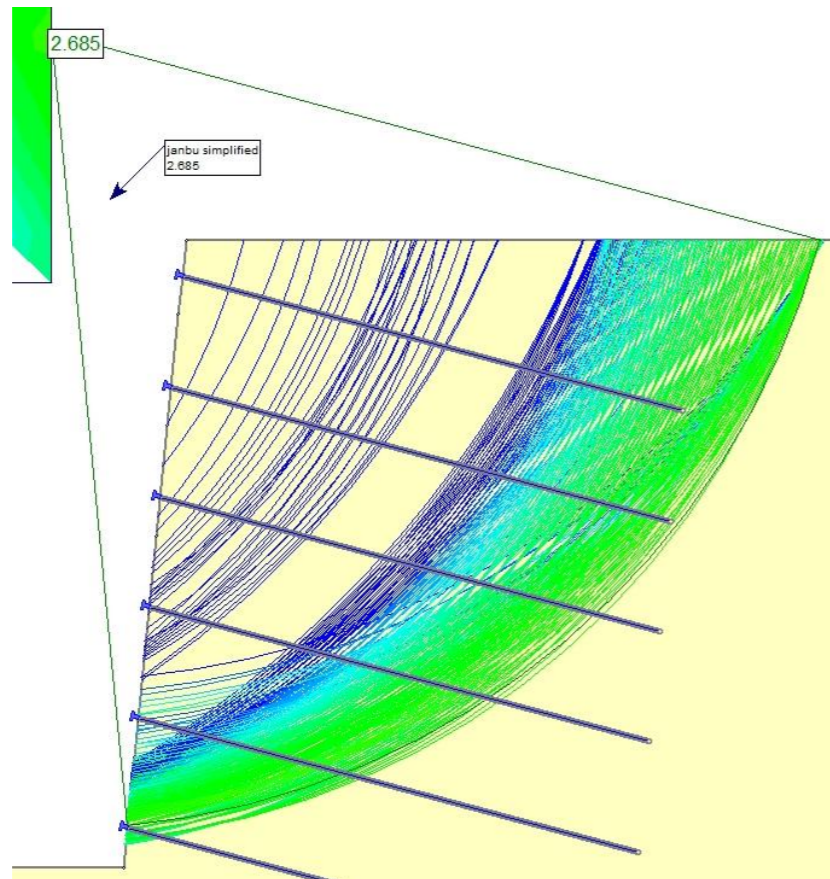
NAIL 5



NAIL 7



NAIL 6

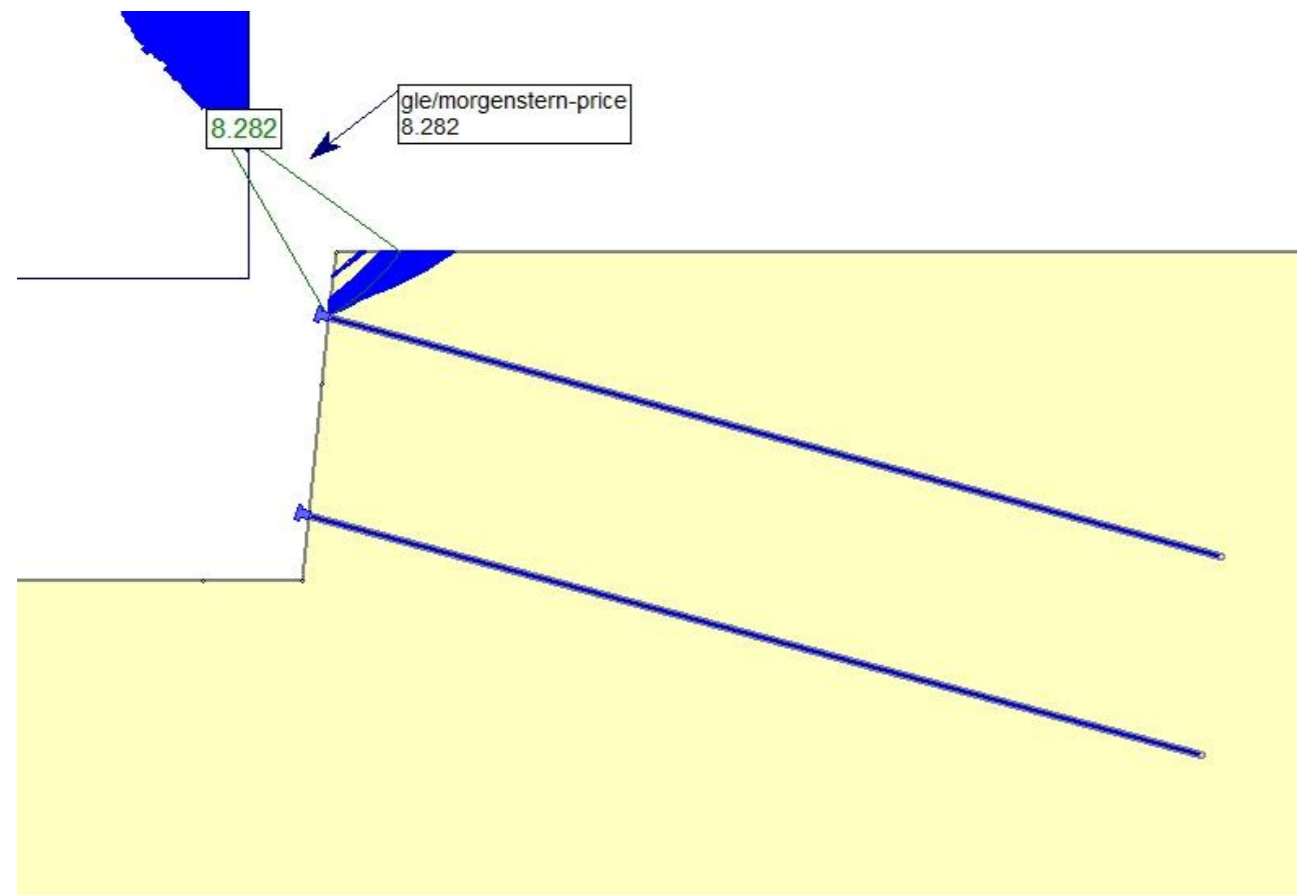


B3.1.2.3 CASO 3 – TERRENO 1 – IRS – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

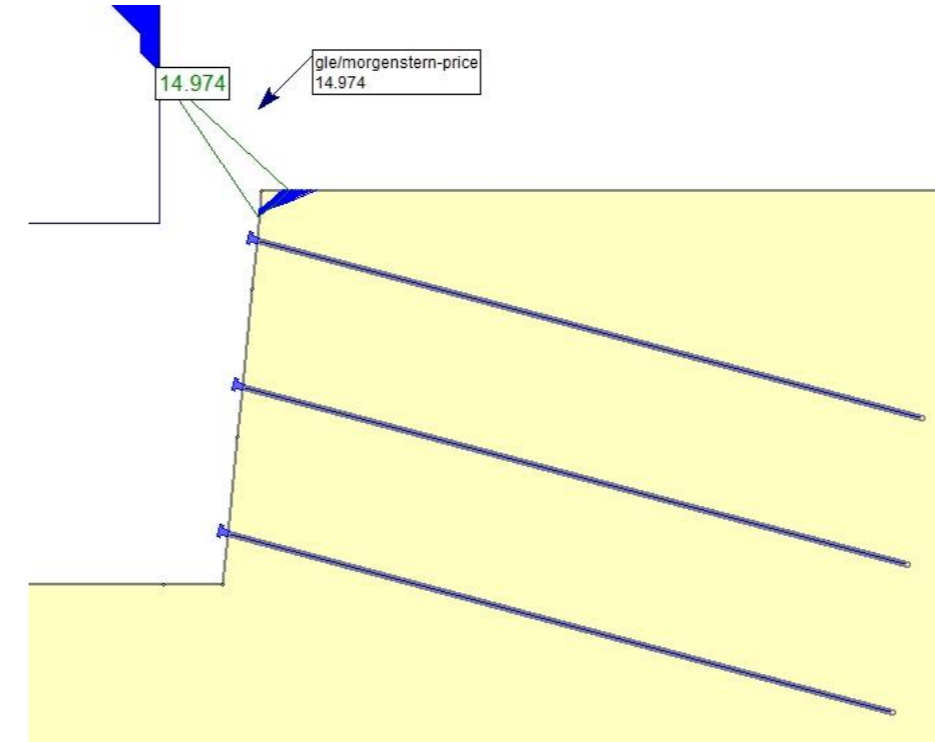
NAIL 1



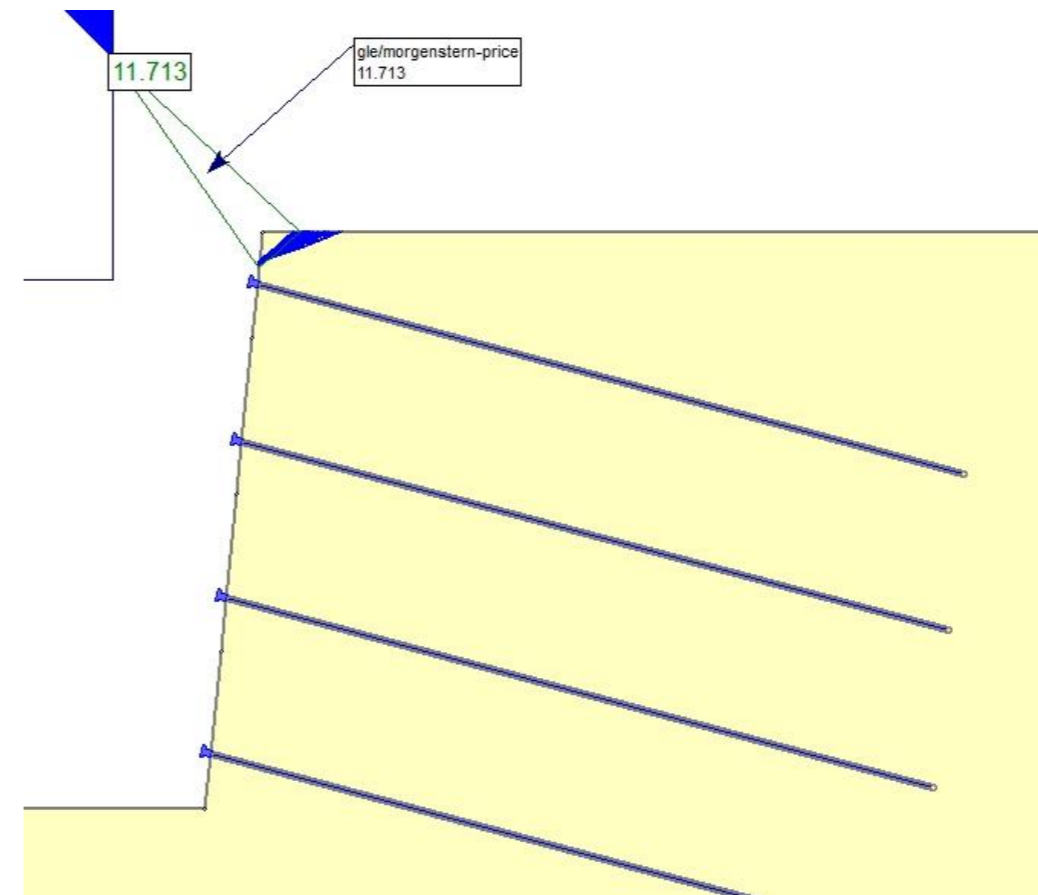
NAIL 2



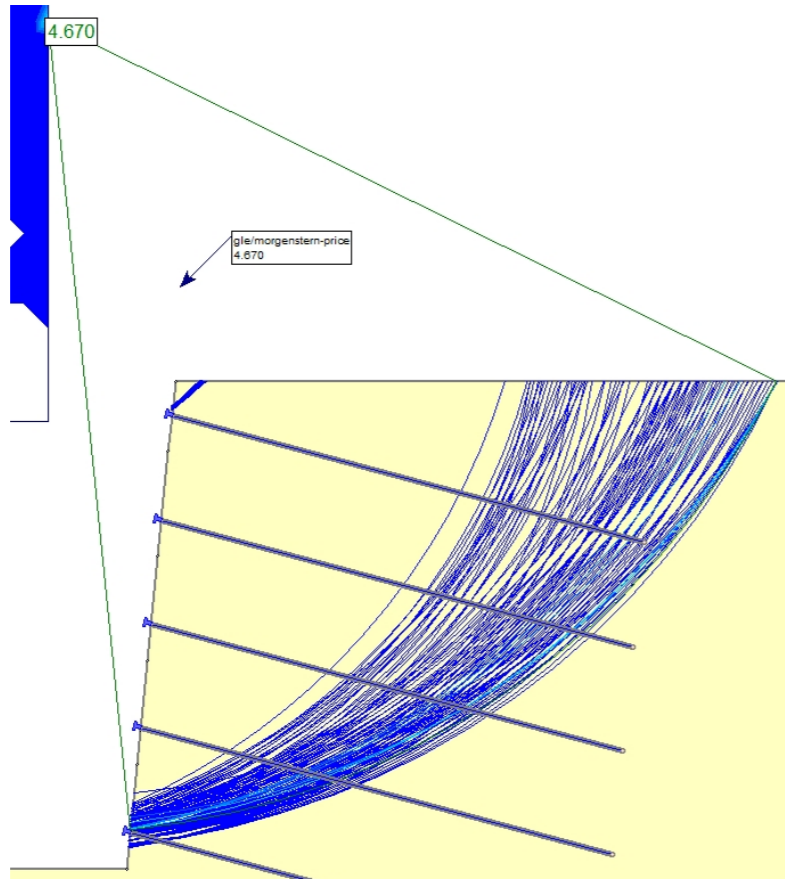
NAIL 3



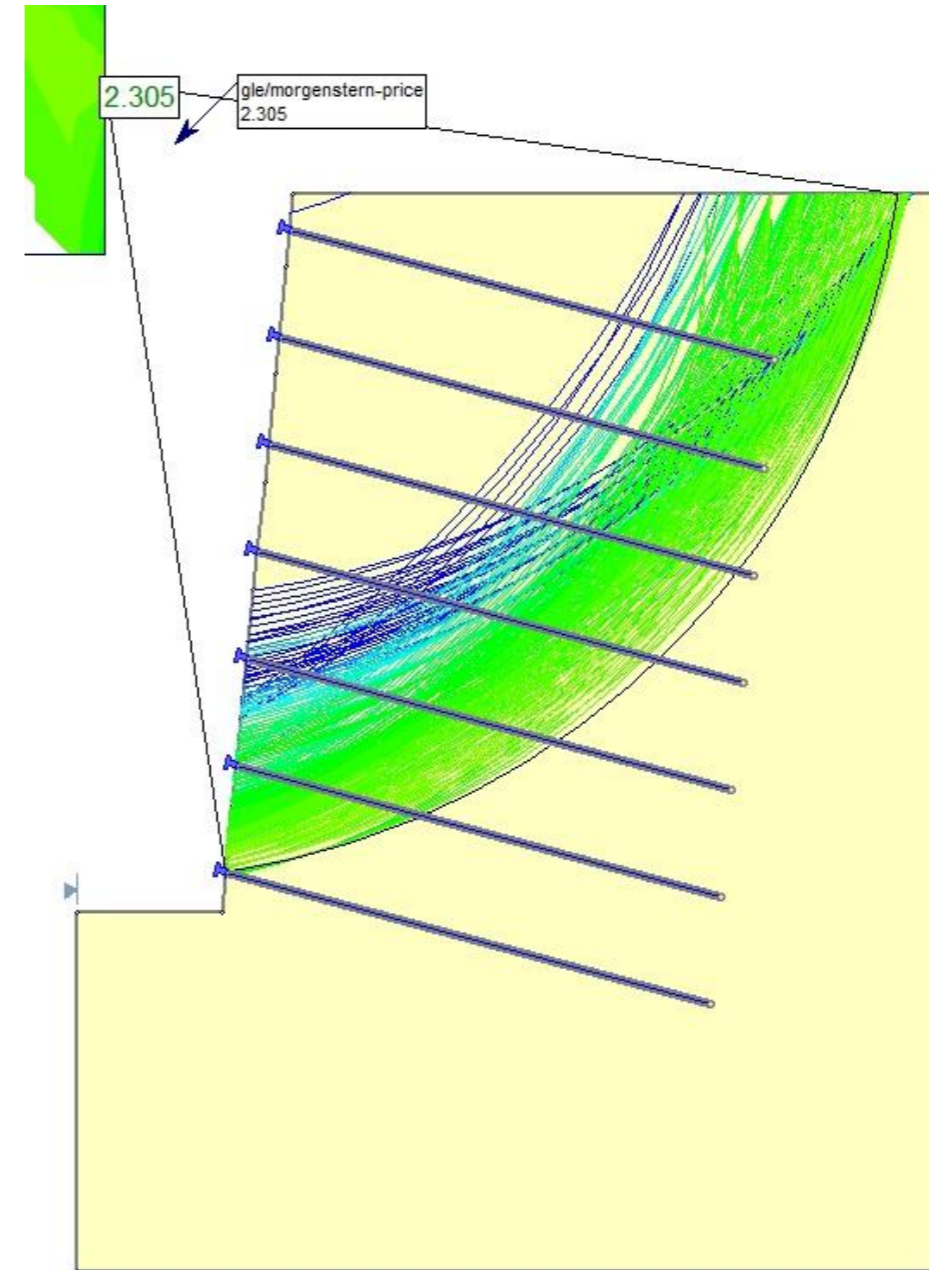
NAIL 4



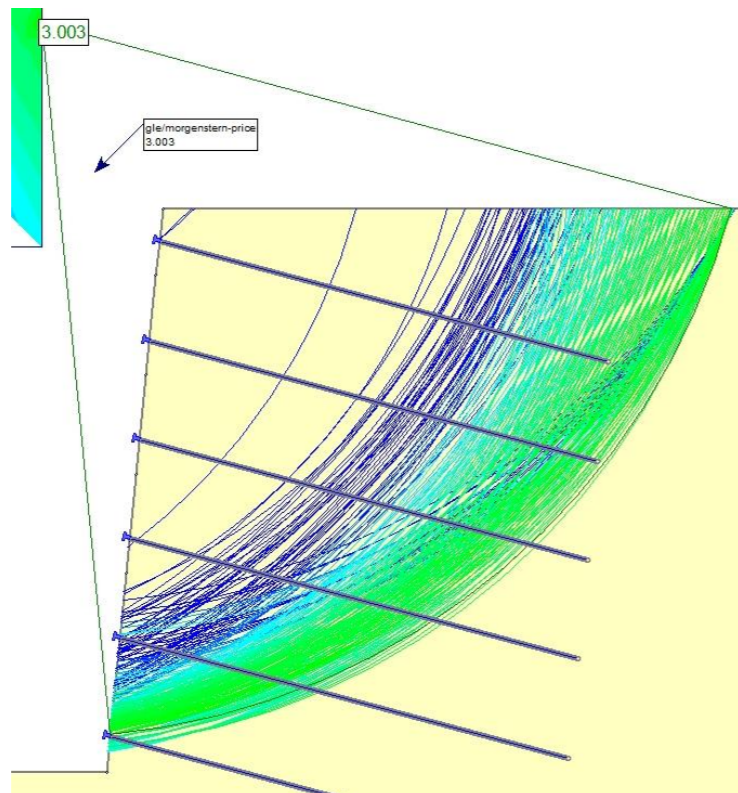
NAIL 5



NAIL 7



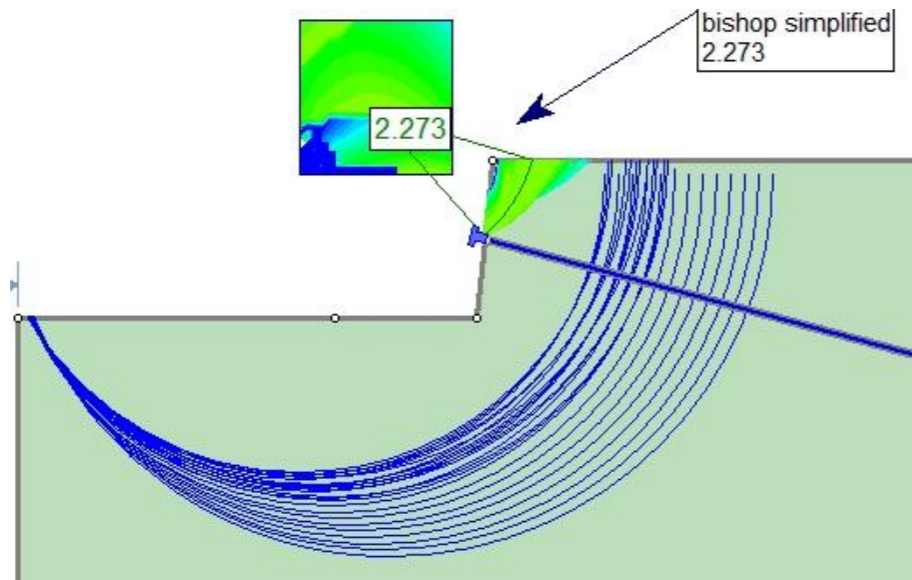
NAIL 6



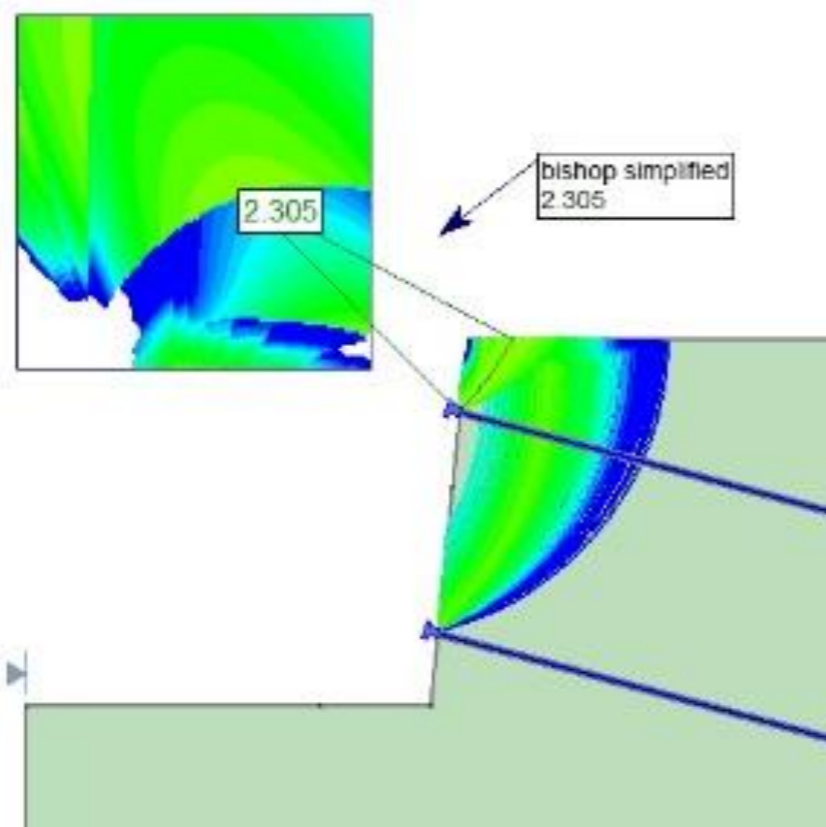
B3.2 CASO 3 – TERRENO 2

B3.2.1.1 CASO 3 – TERRENO 2 – IU – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

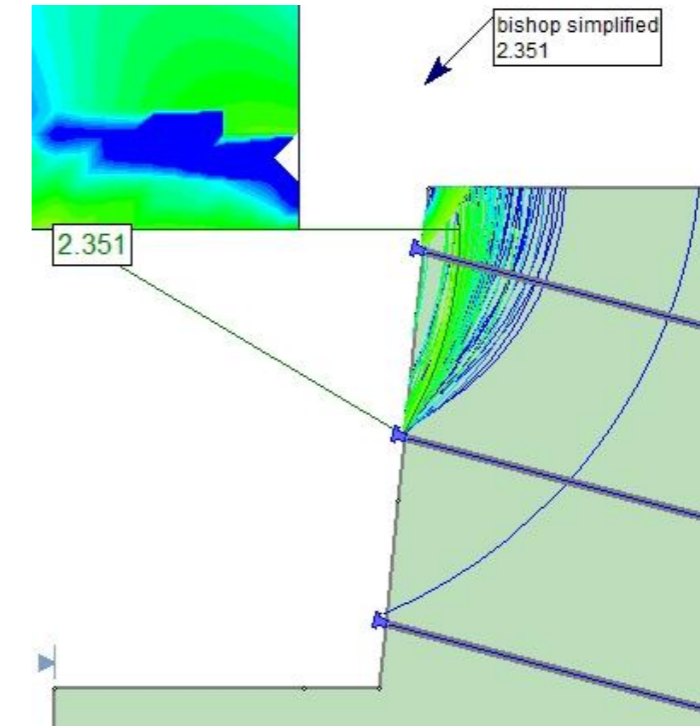
NAIL 1



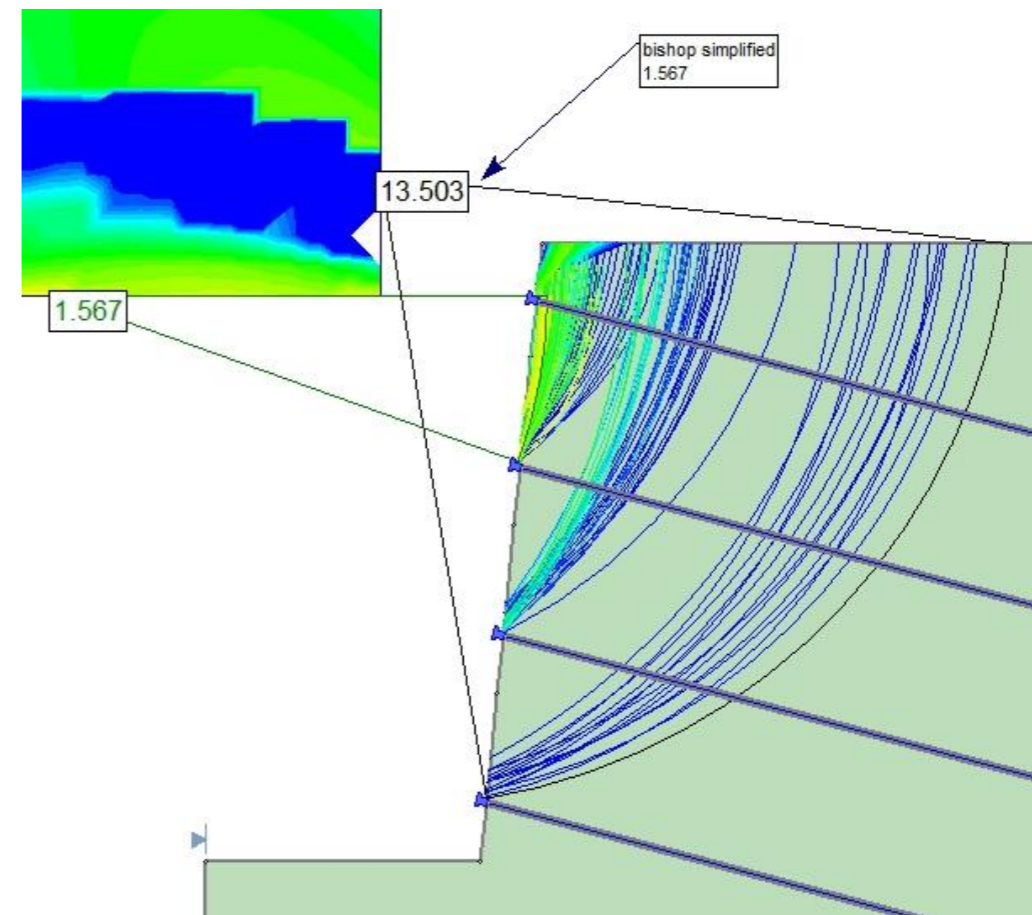
NAIL 2



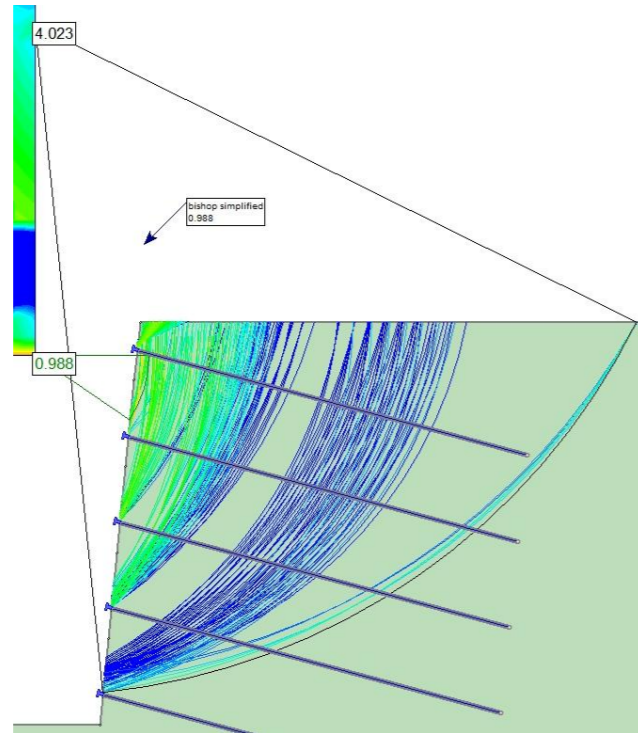
NAIL 3



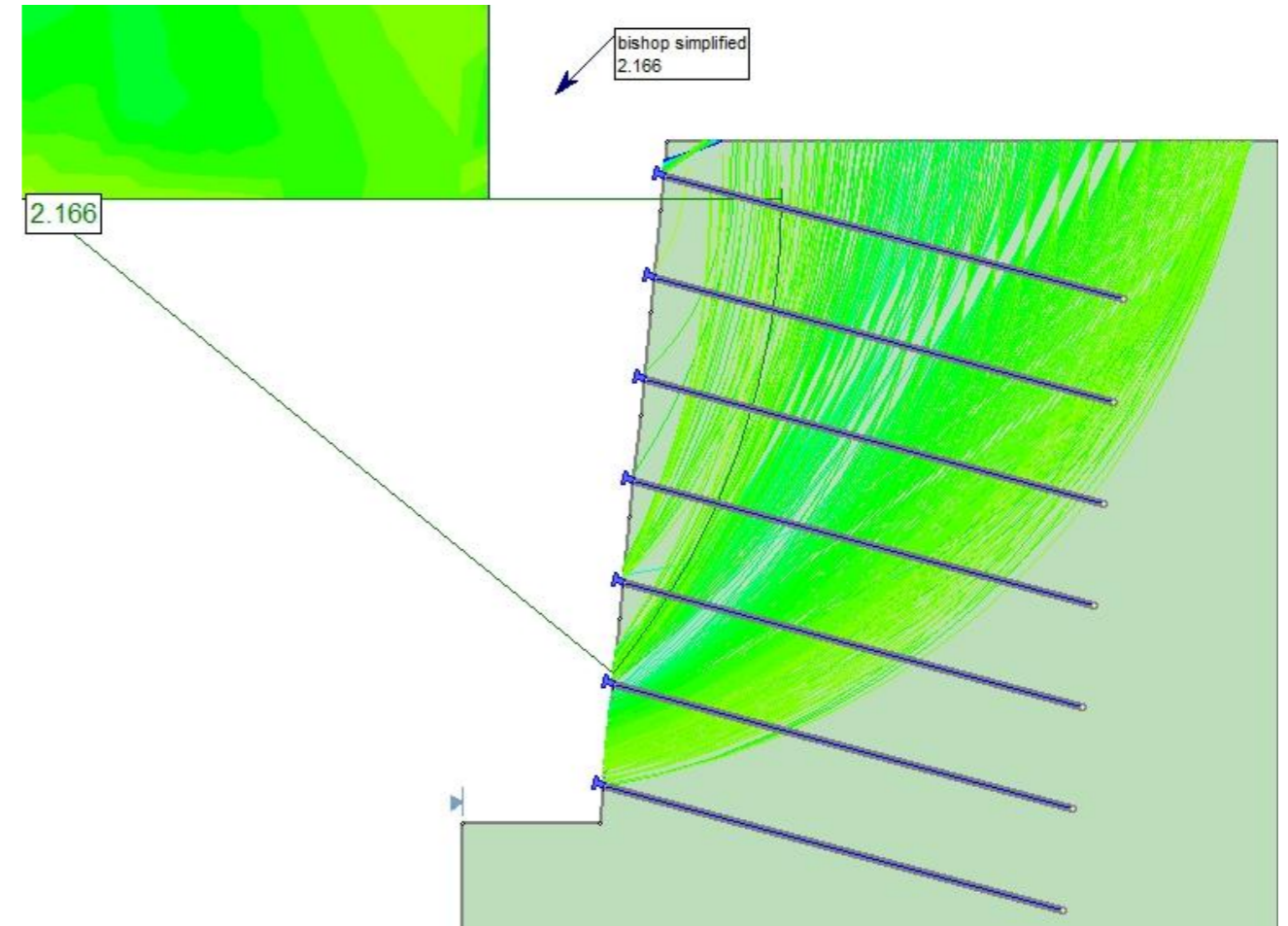
NAIL 4



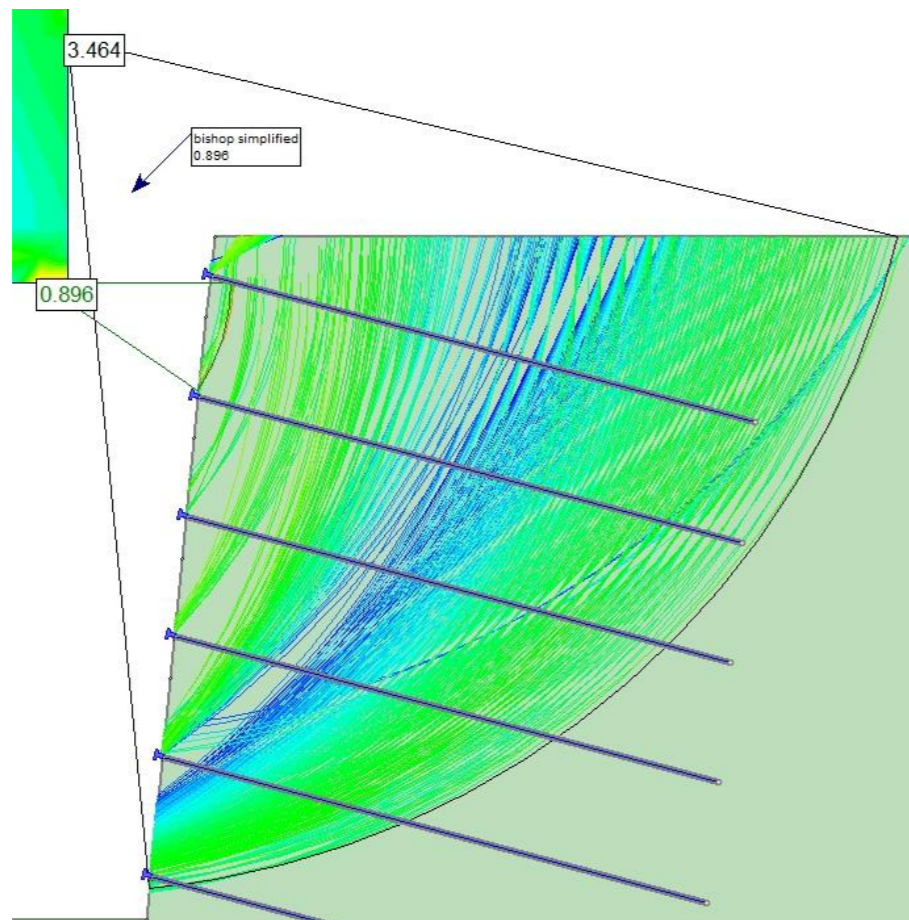
NAIL 5



NAIL 7

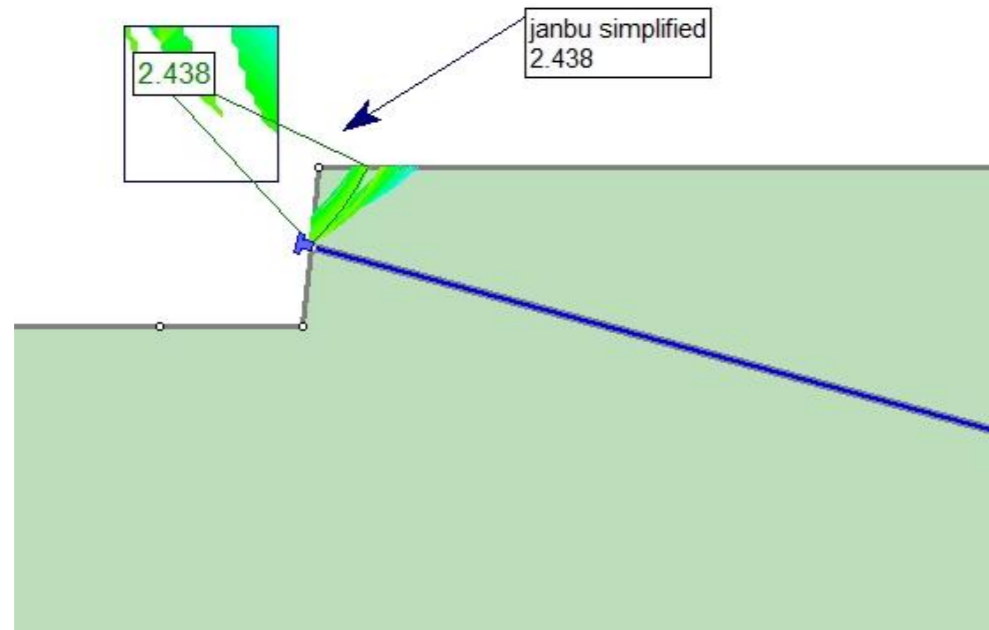


NAIL 6

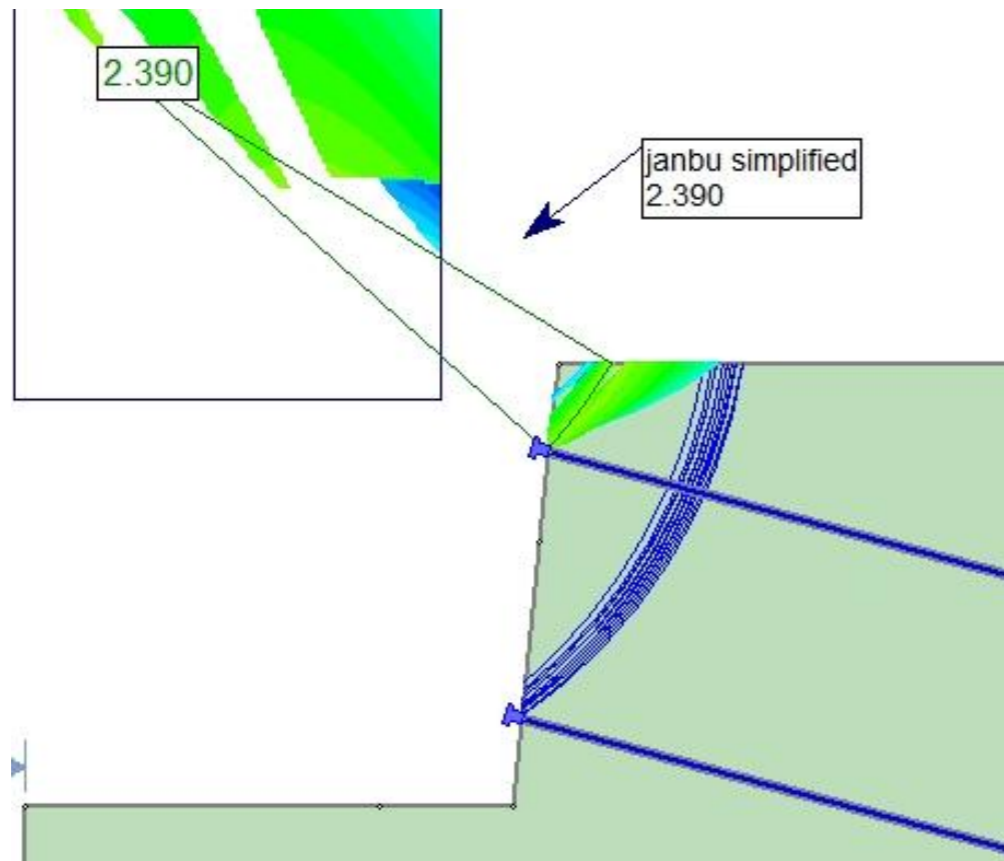


B3.2.1.2 CASO 3 – TERRENO 2 – IU – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

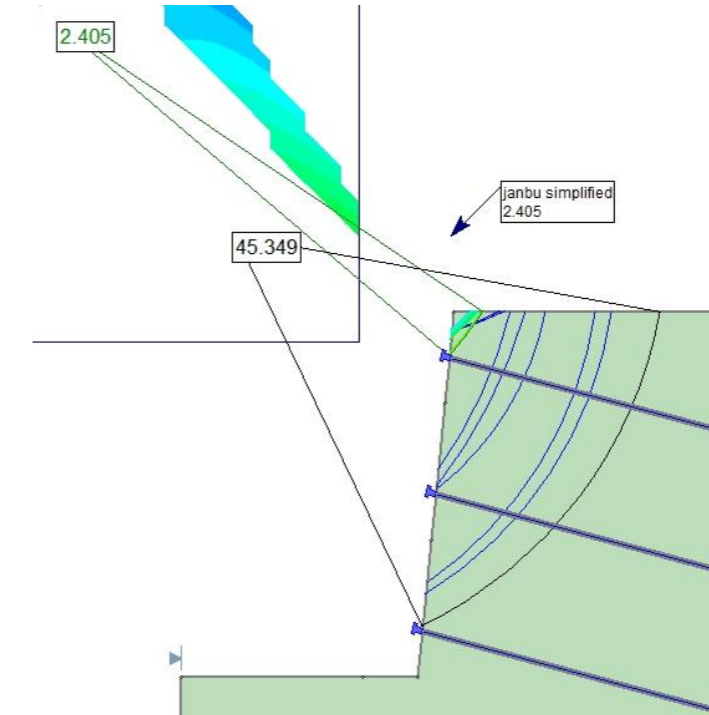
NAIL 1



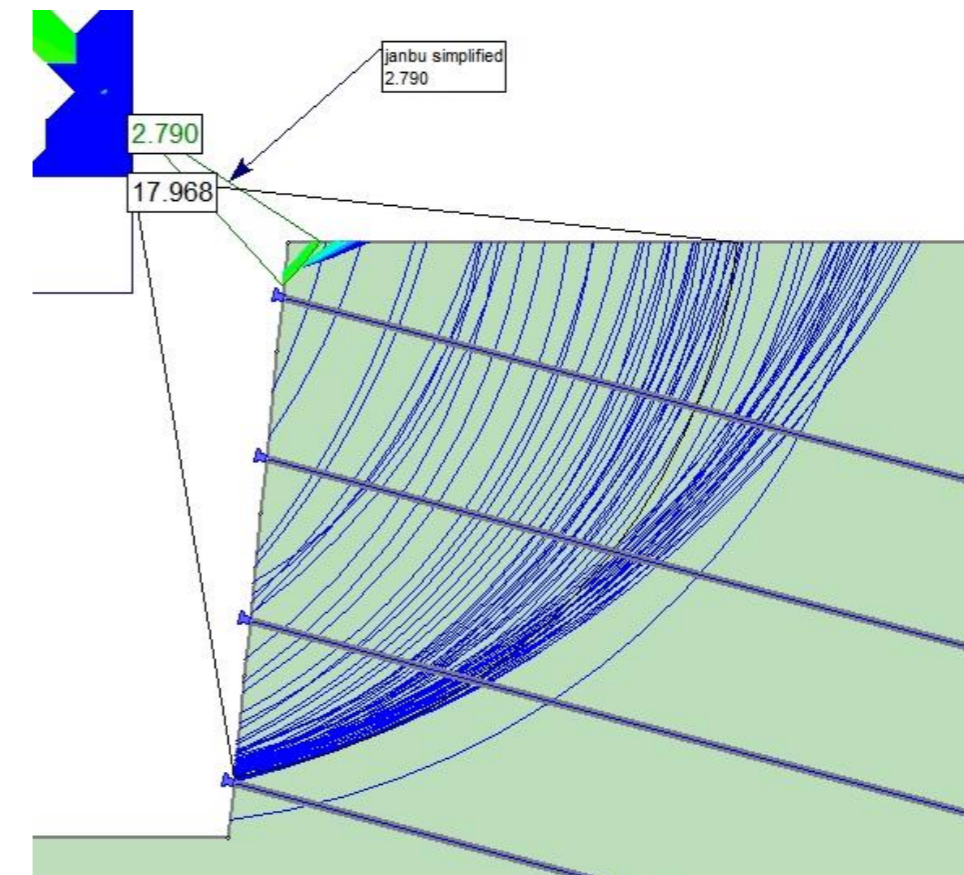
NAIL 2



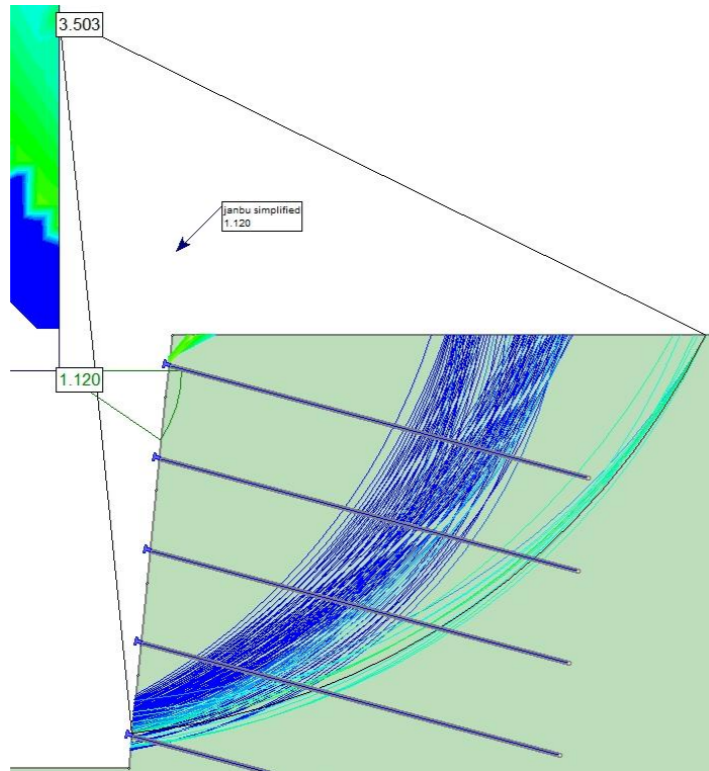
NAIL 3



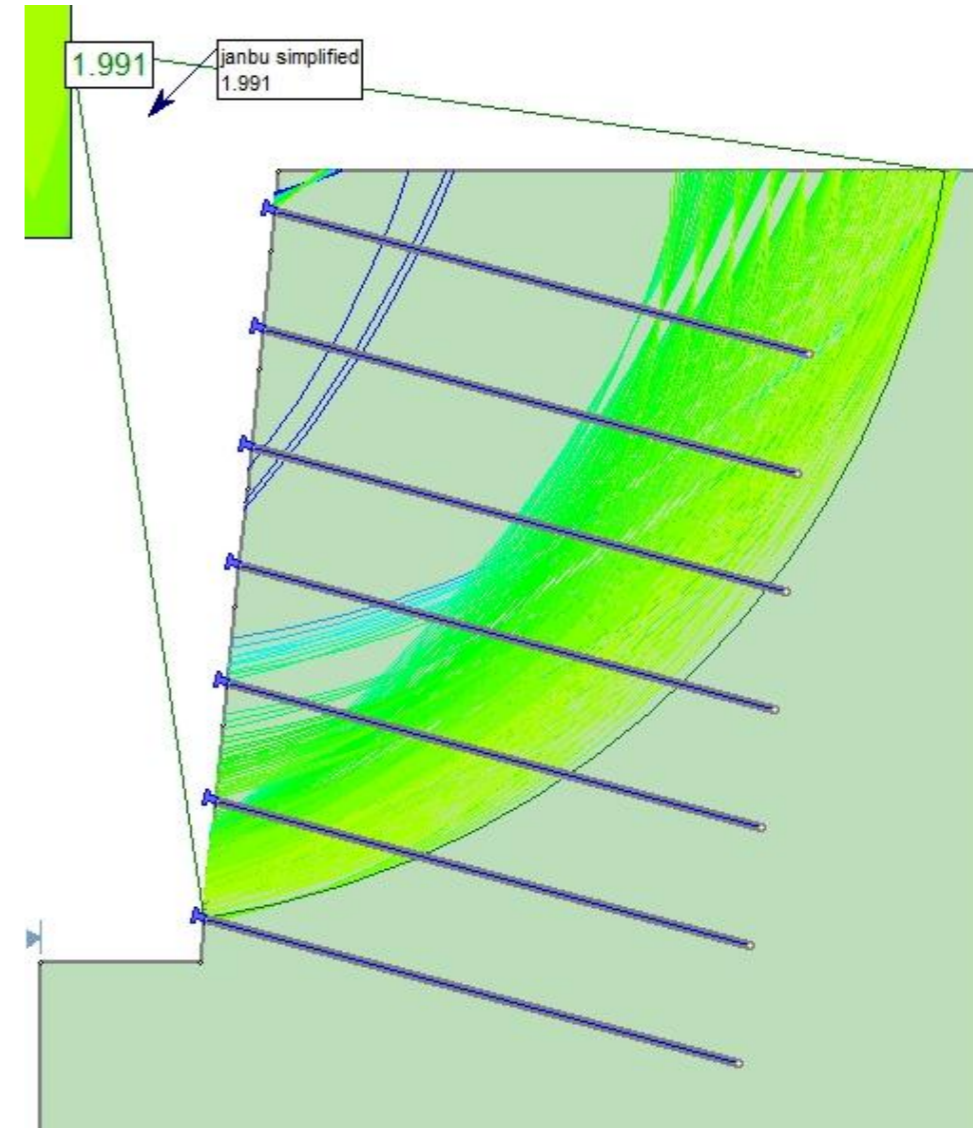
NAIL 4



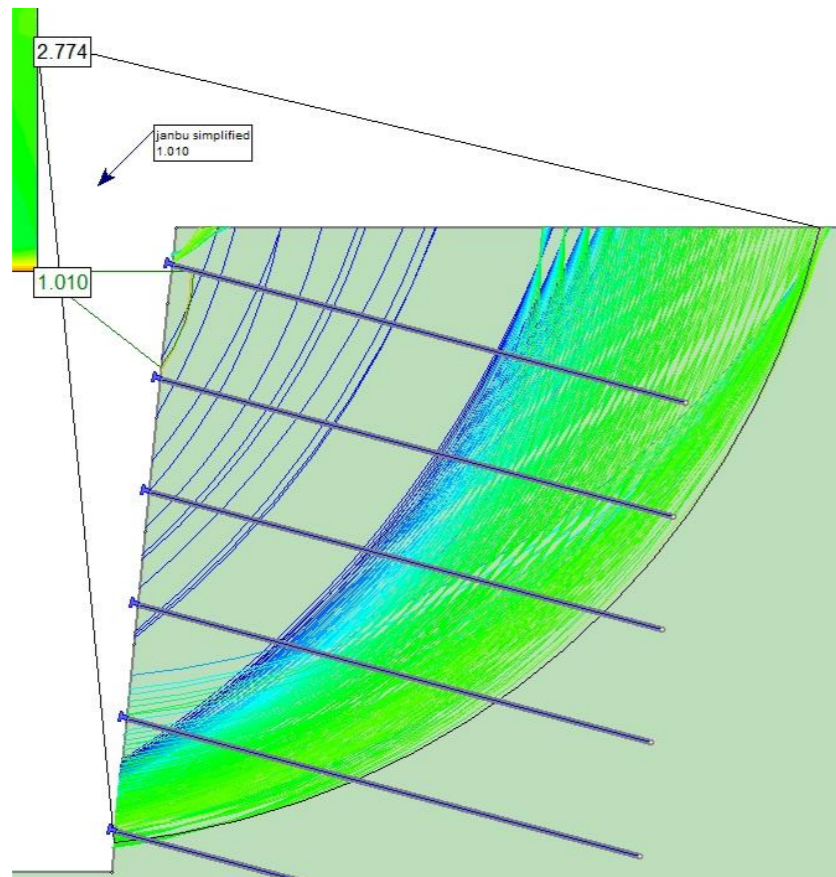
NAIL 5



NAIL 7

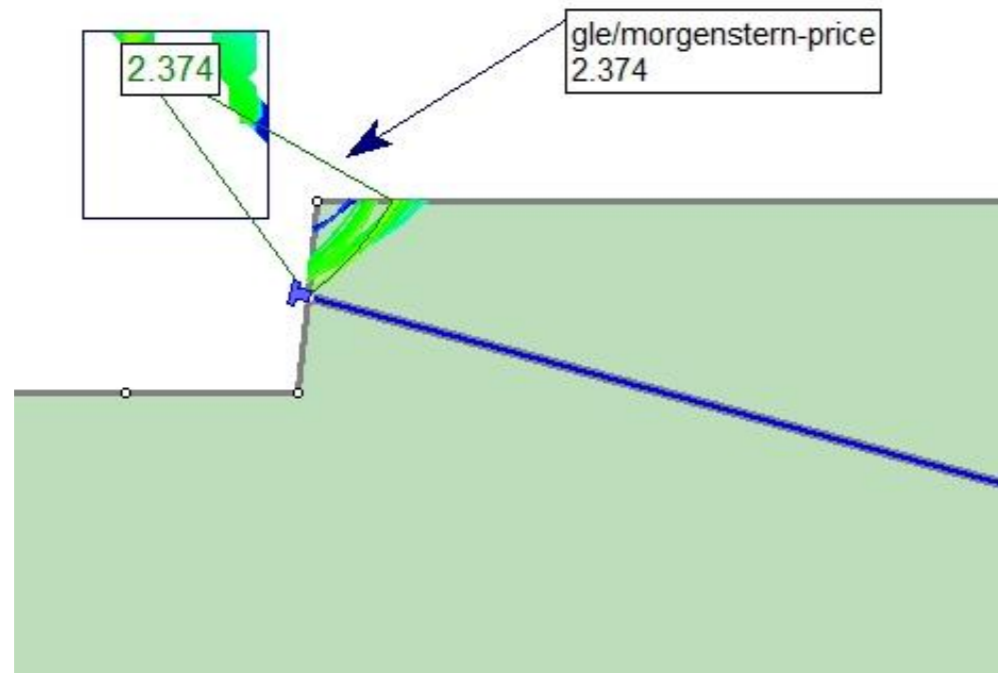


NAIL 6

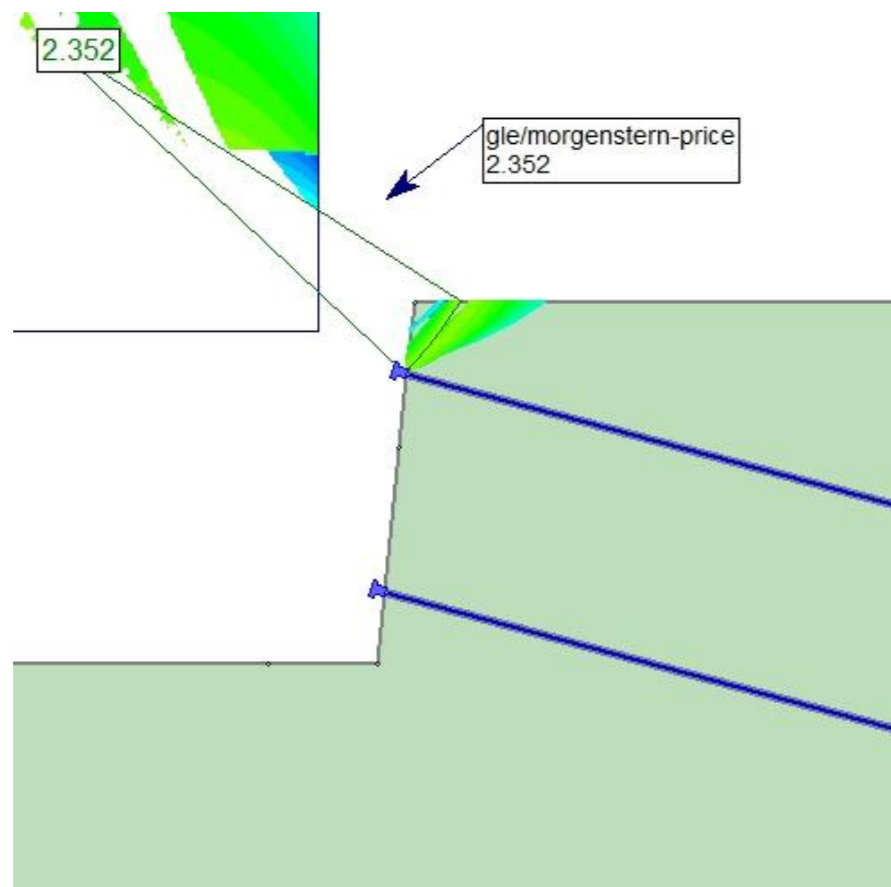


B3.2.1.3 CASO 3 – TERRENO 2 – IU – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

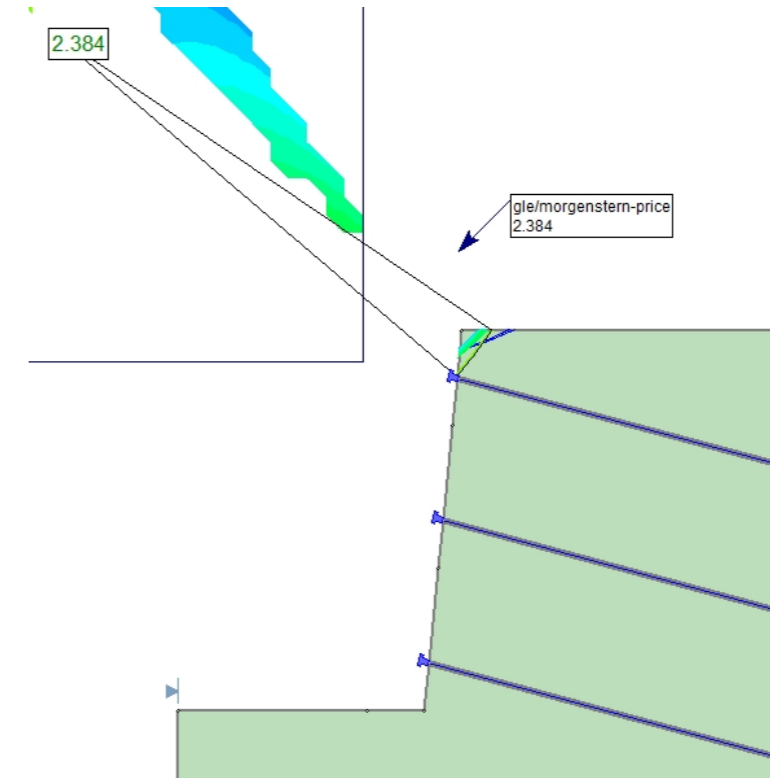
NAIL 1



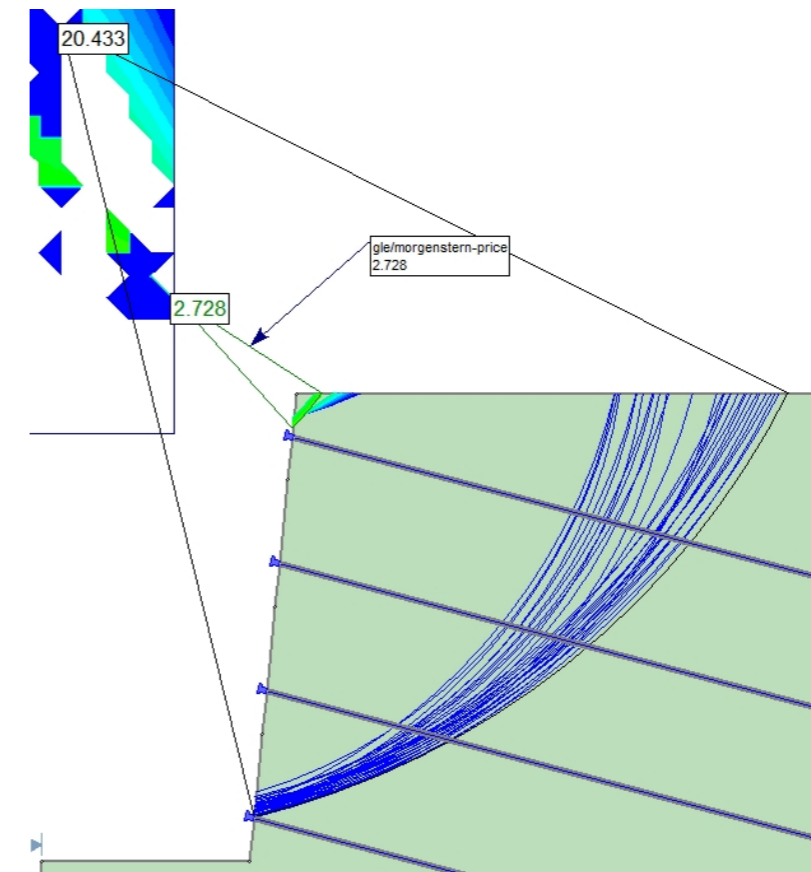
NAIL 2



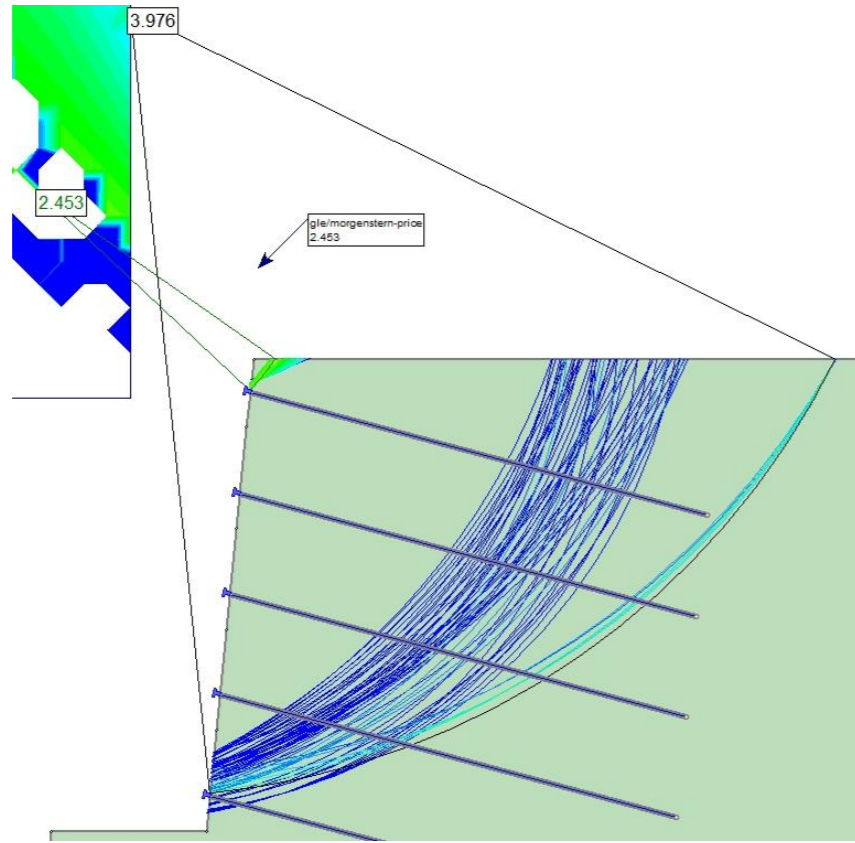
NAIL 3



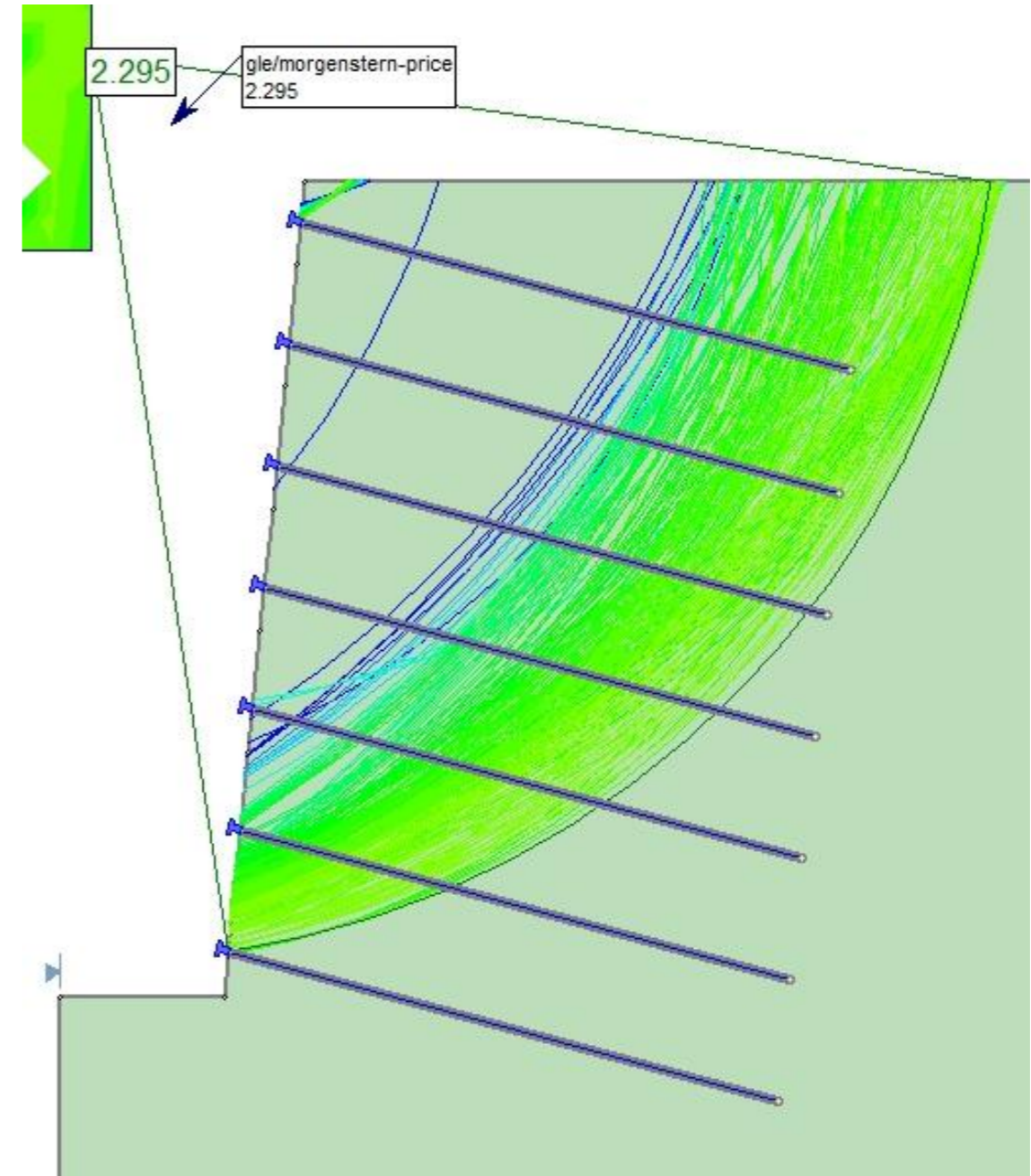
NAIL 4



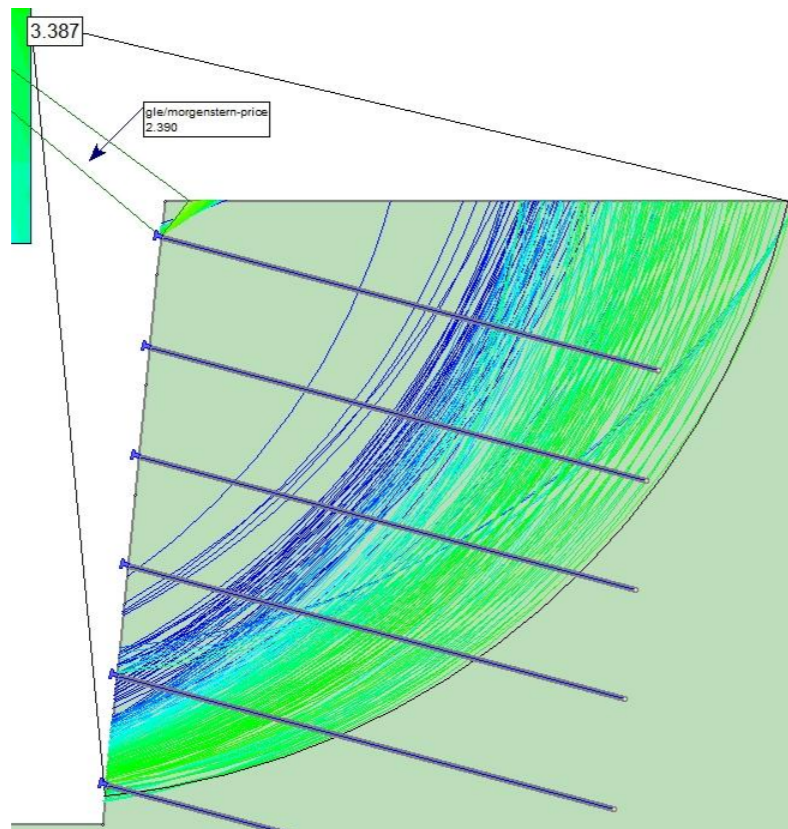
NAIL 5



NAIL 7

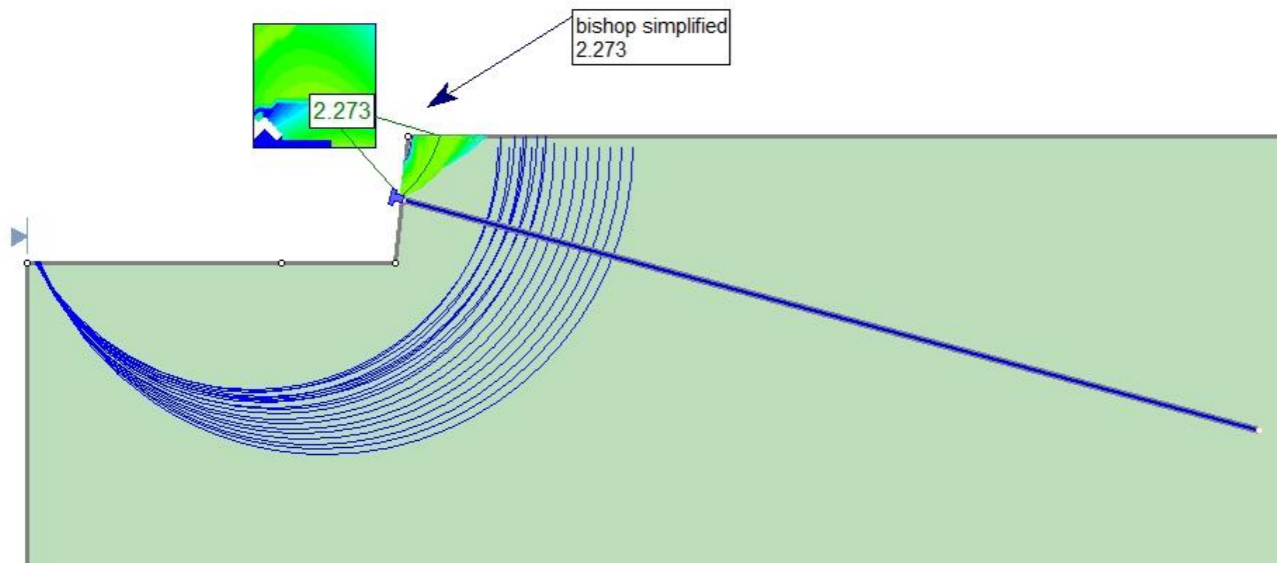


NAIL 6

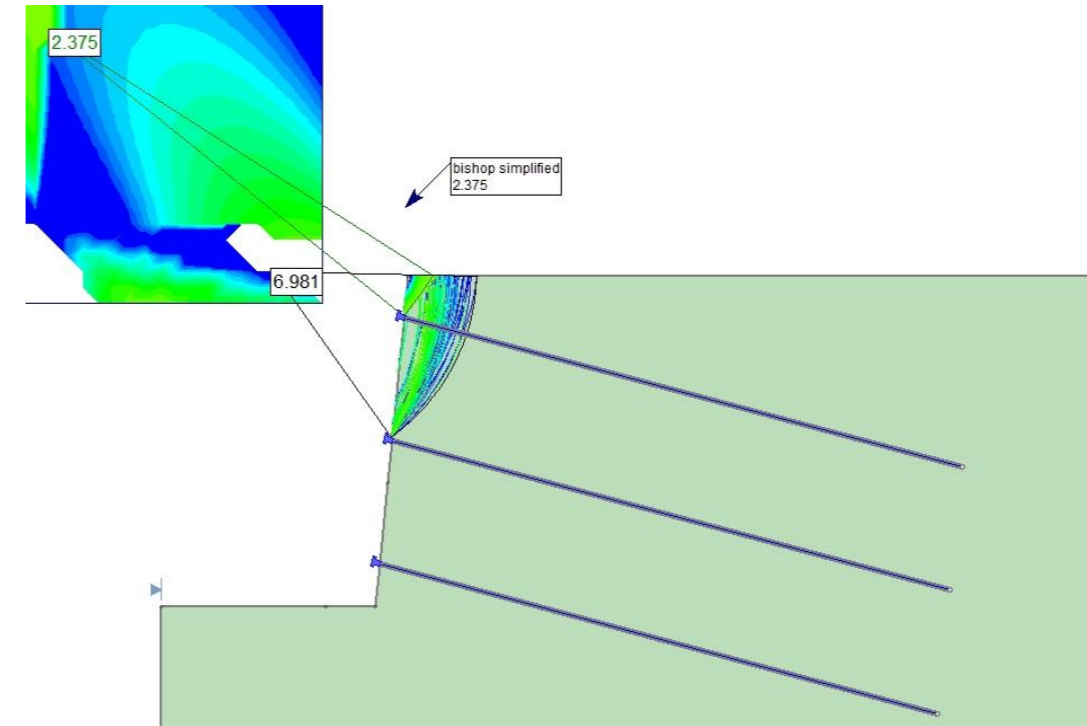


B3.2.2.1 CASO 3 – TERRENO 2 – IRS – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

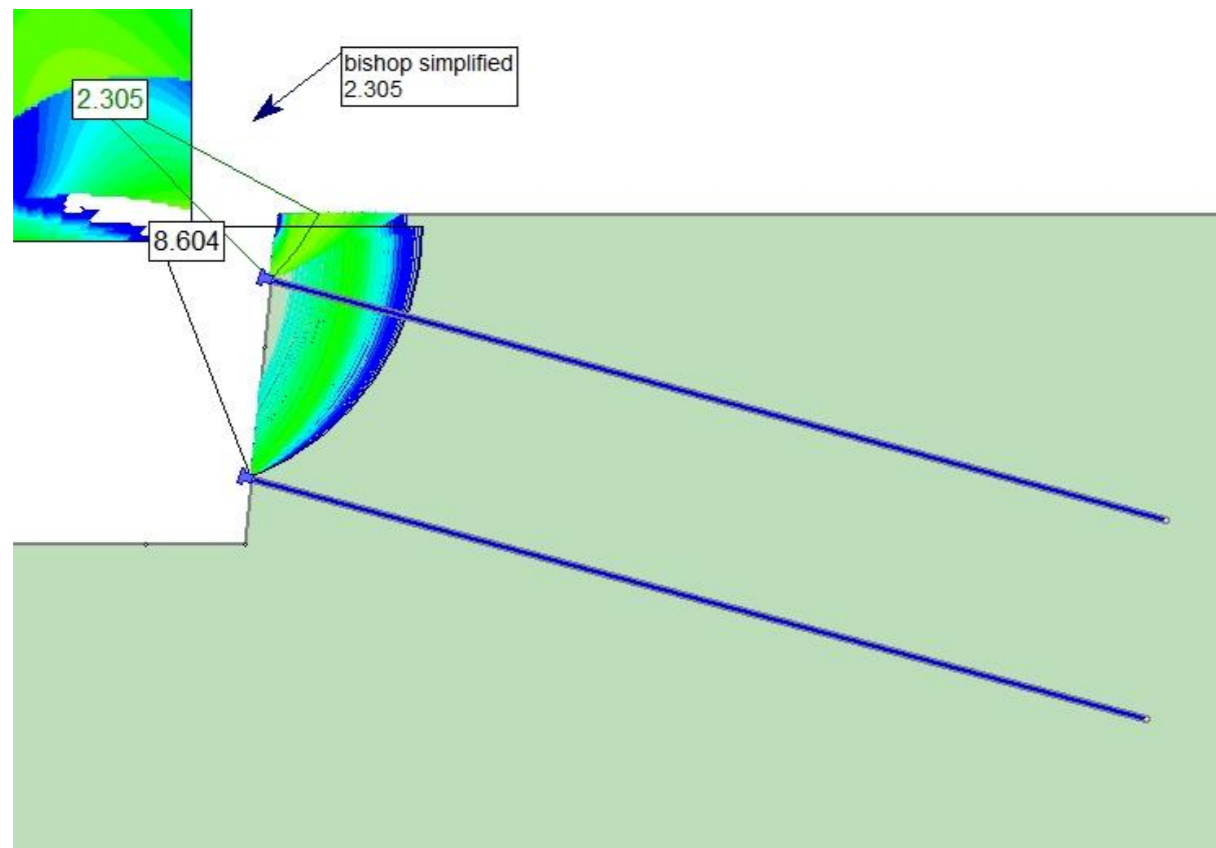
NAIL 1



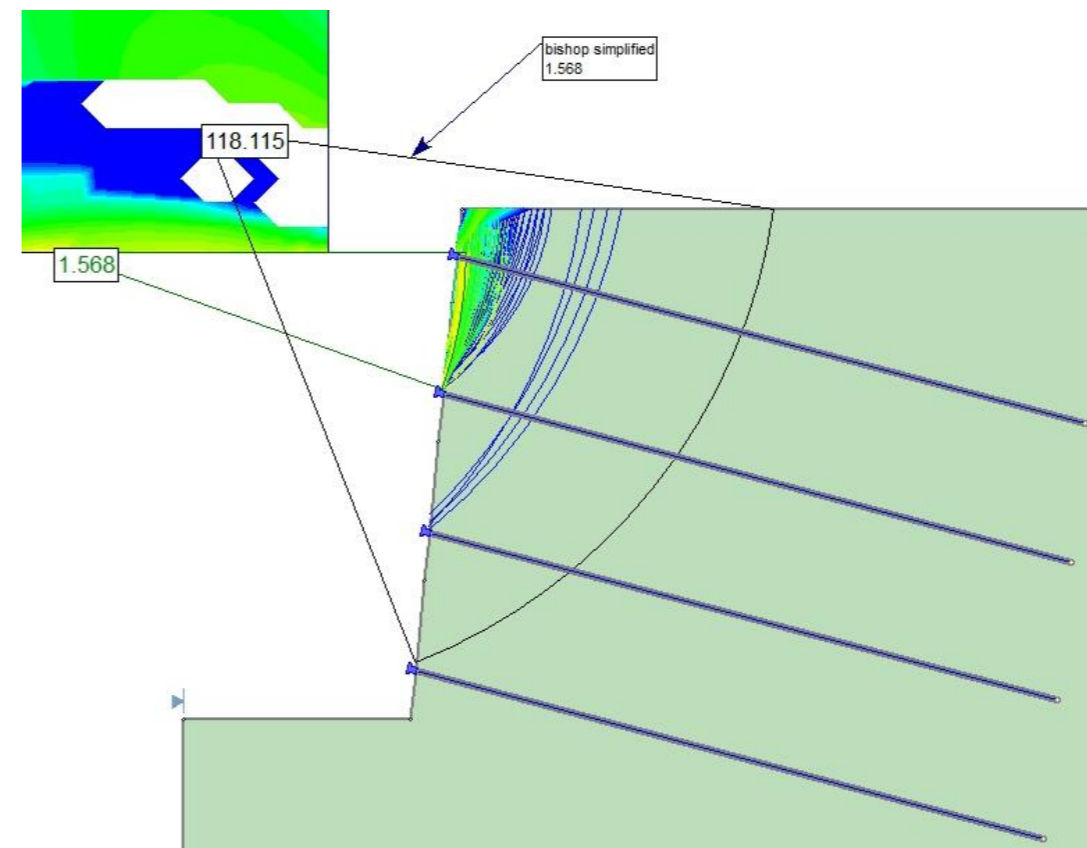
NAIL 3



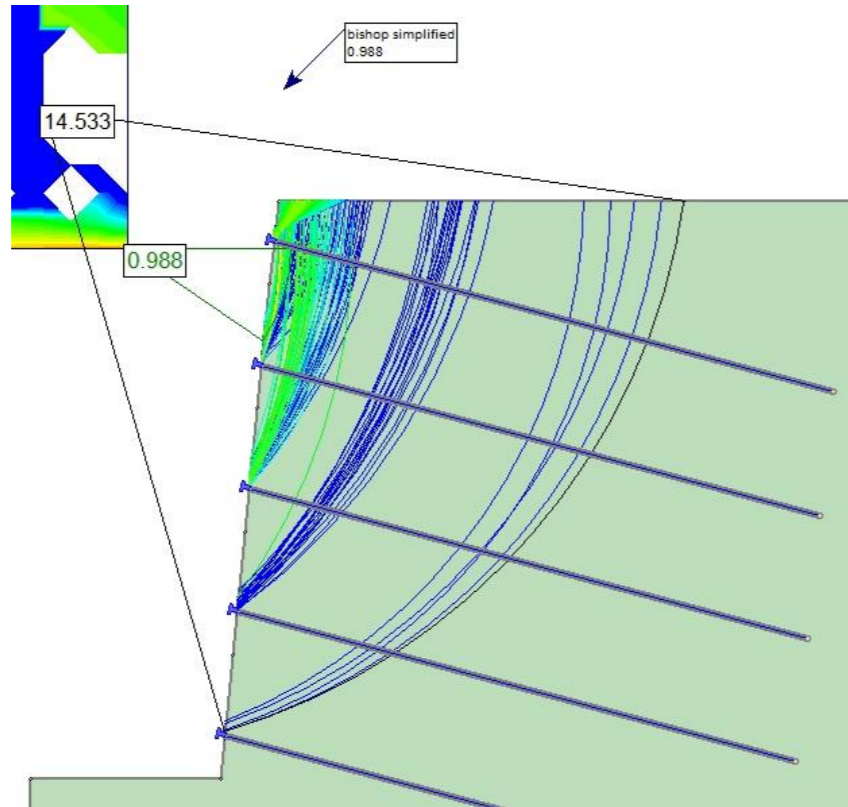
NAIL 2



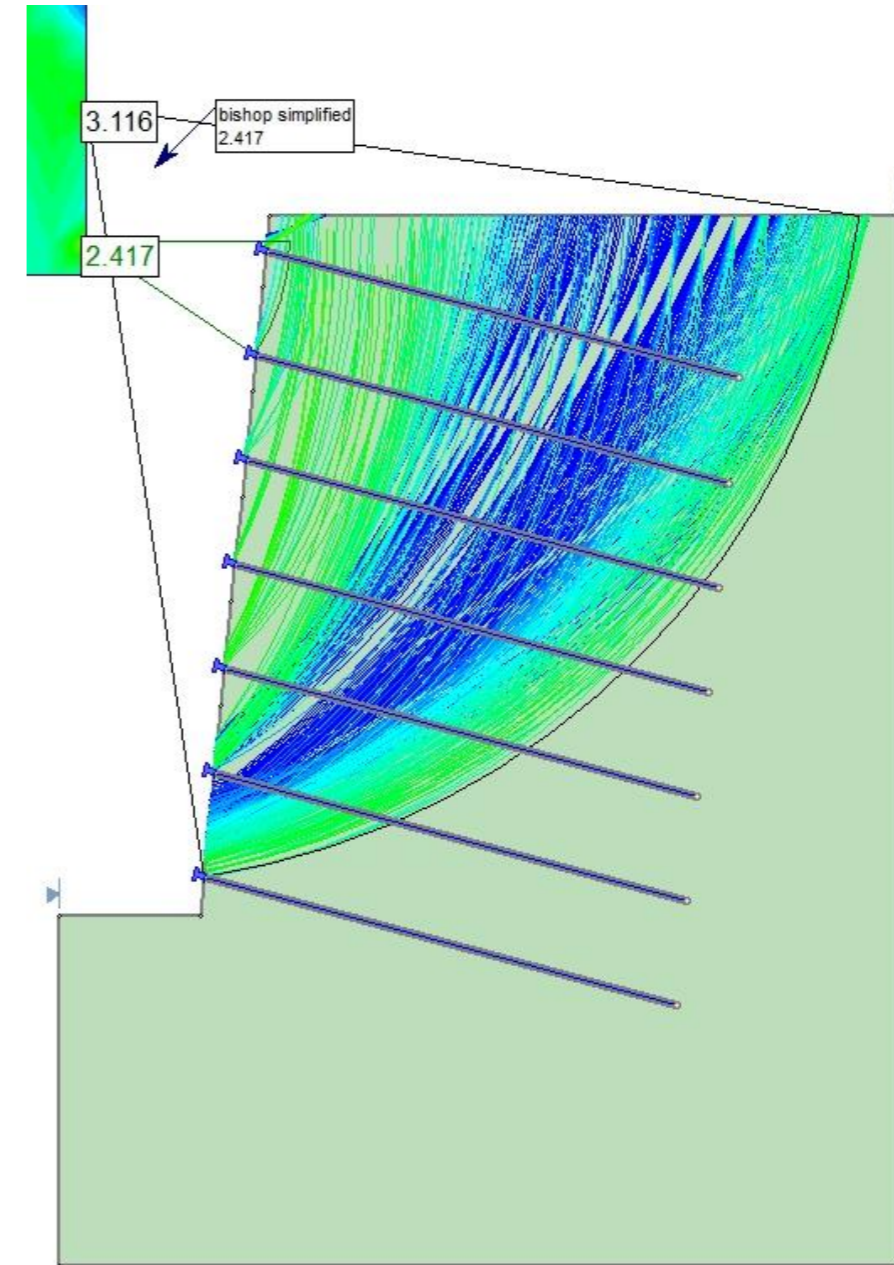
NAIL 4



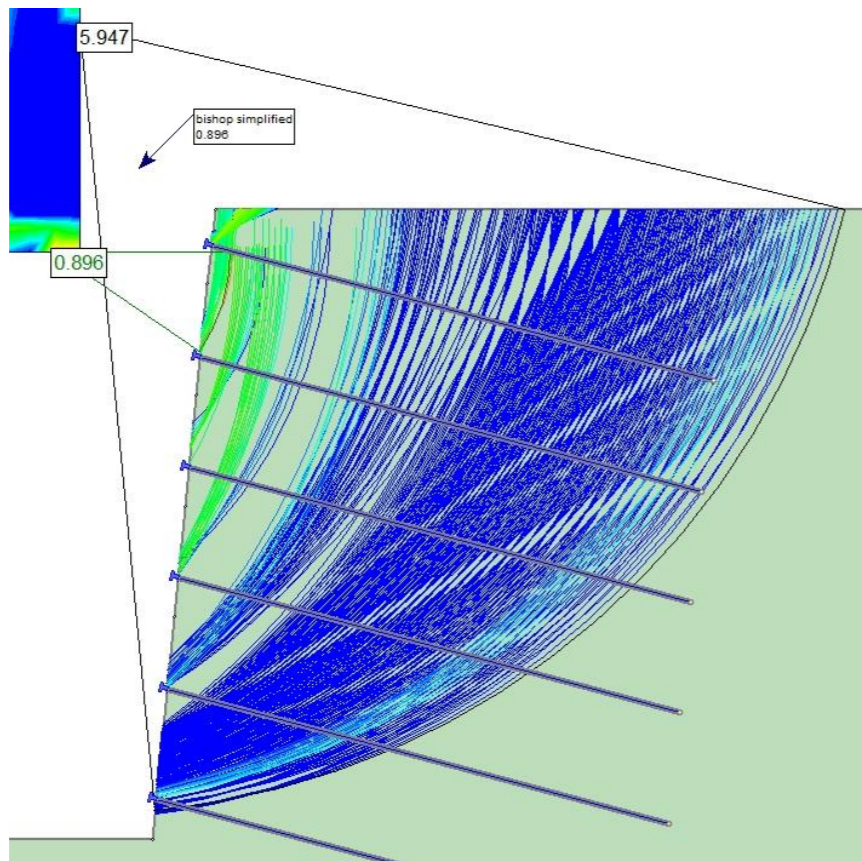
NAIL 5



NAIL 7

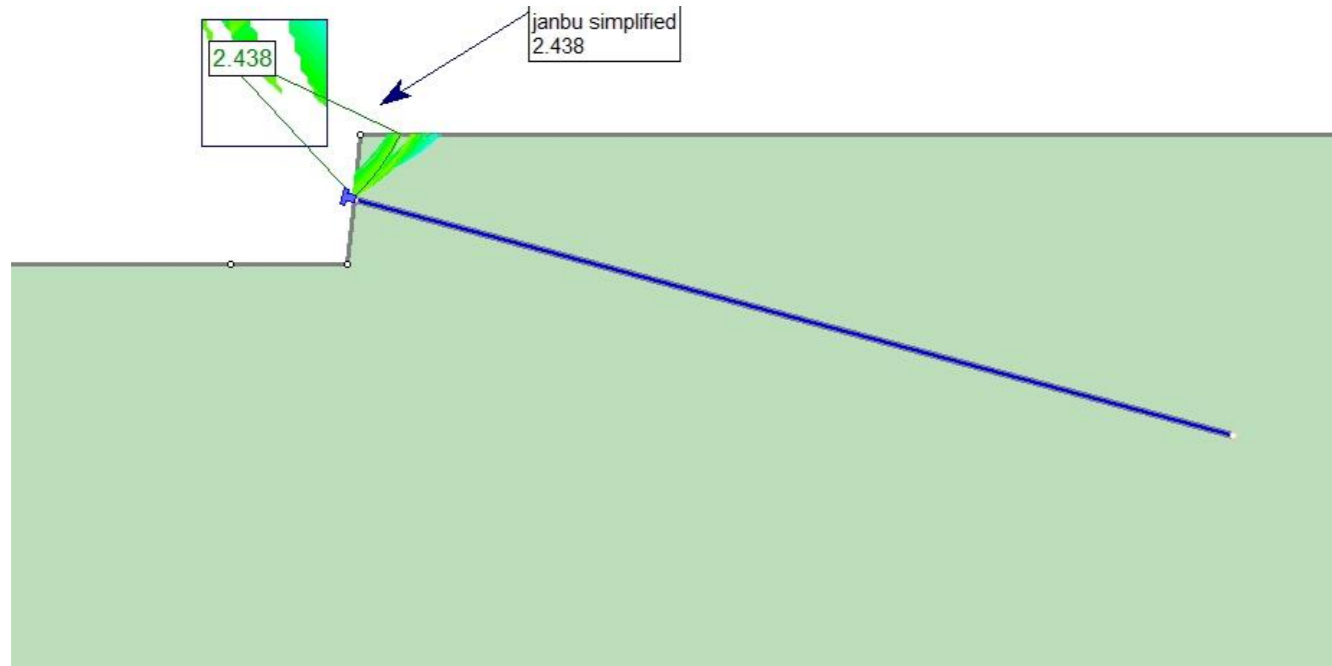


NAIL 6

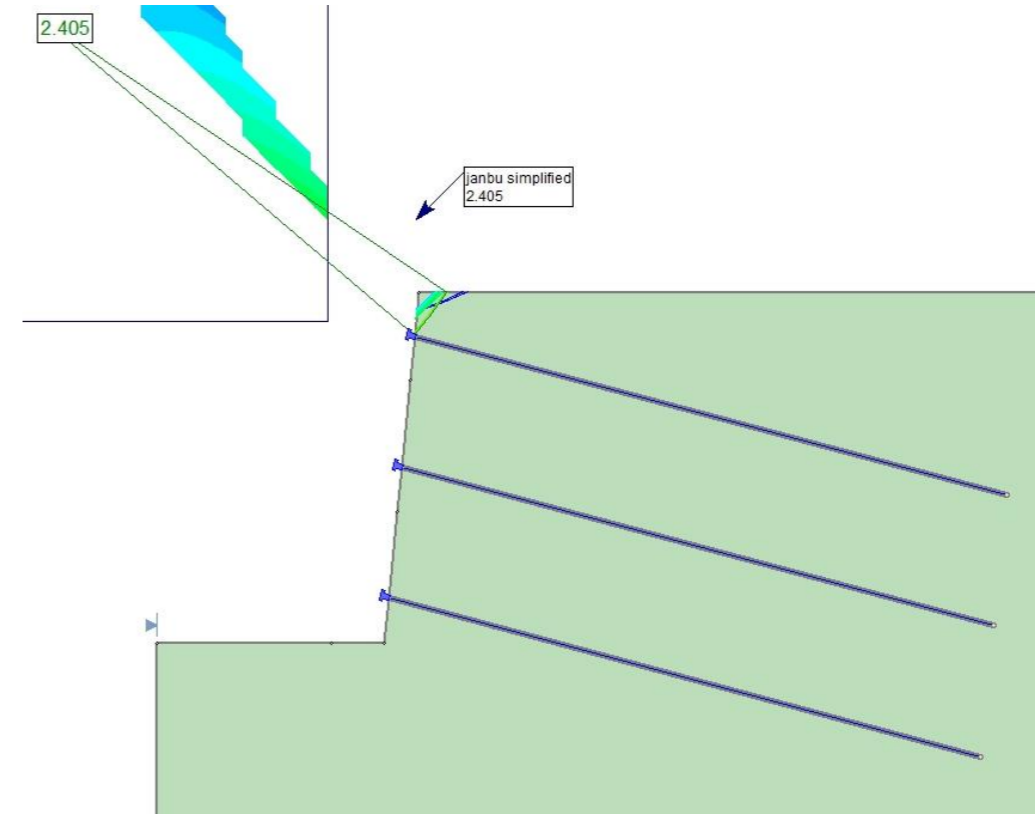


B3.2.2.2 CASO 3 – TERRENO 2 – IRS – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

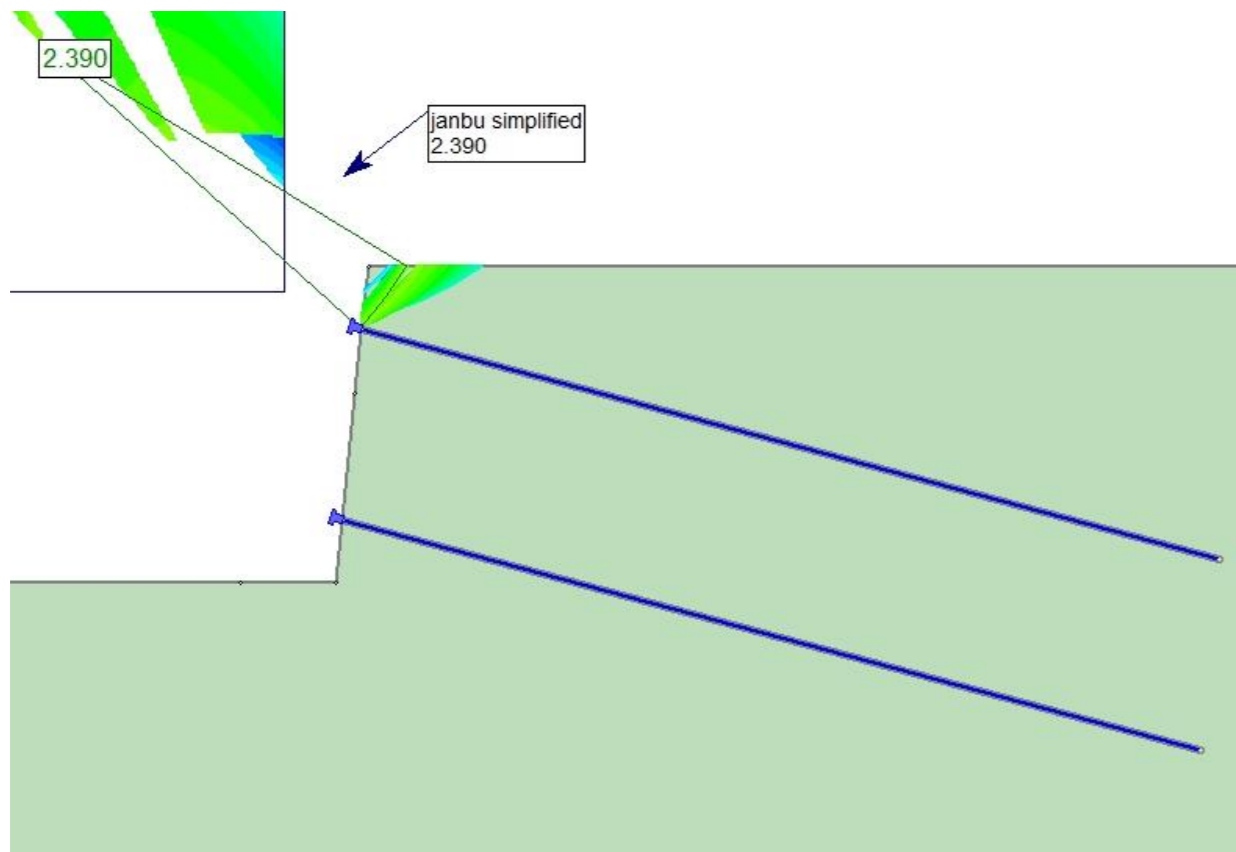
NAIL 1



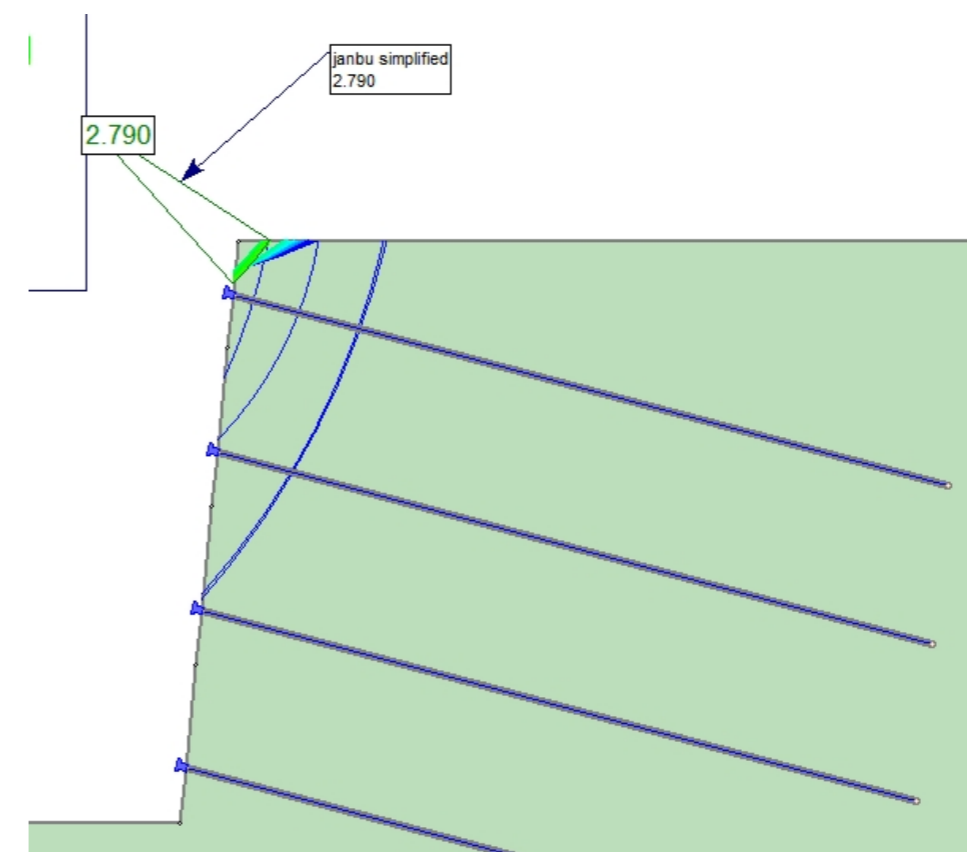
NAIL 3



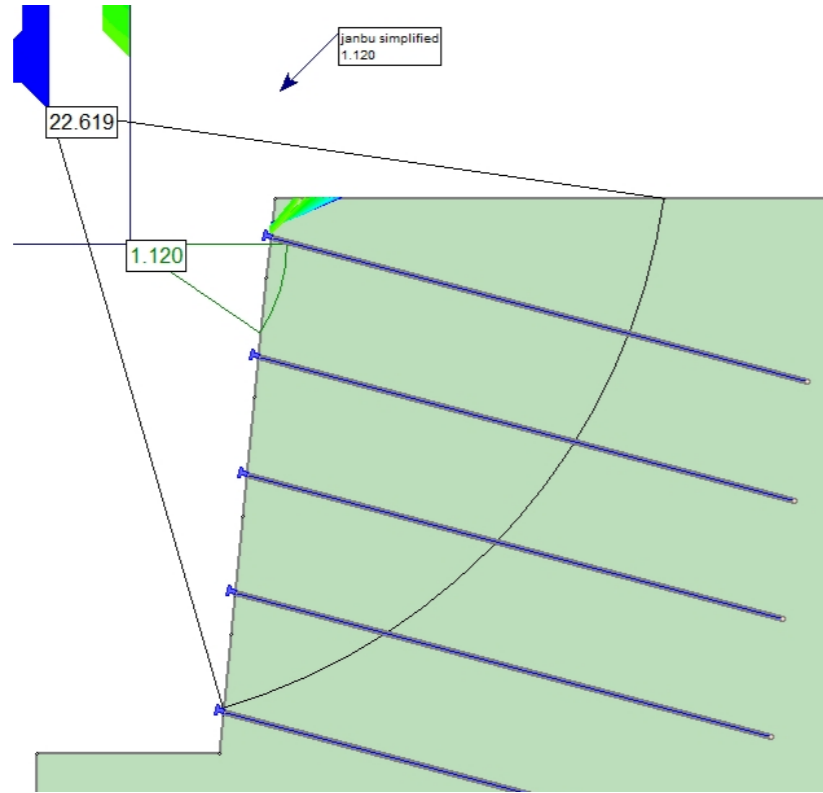
NAIL 2



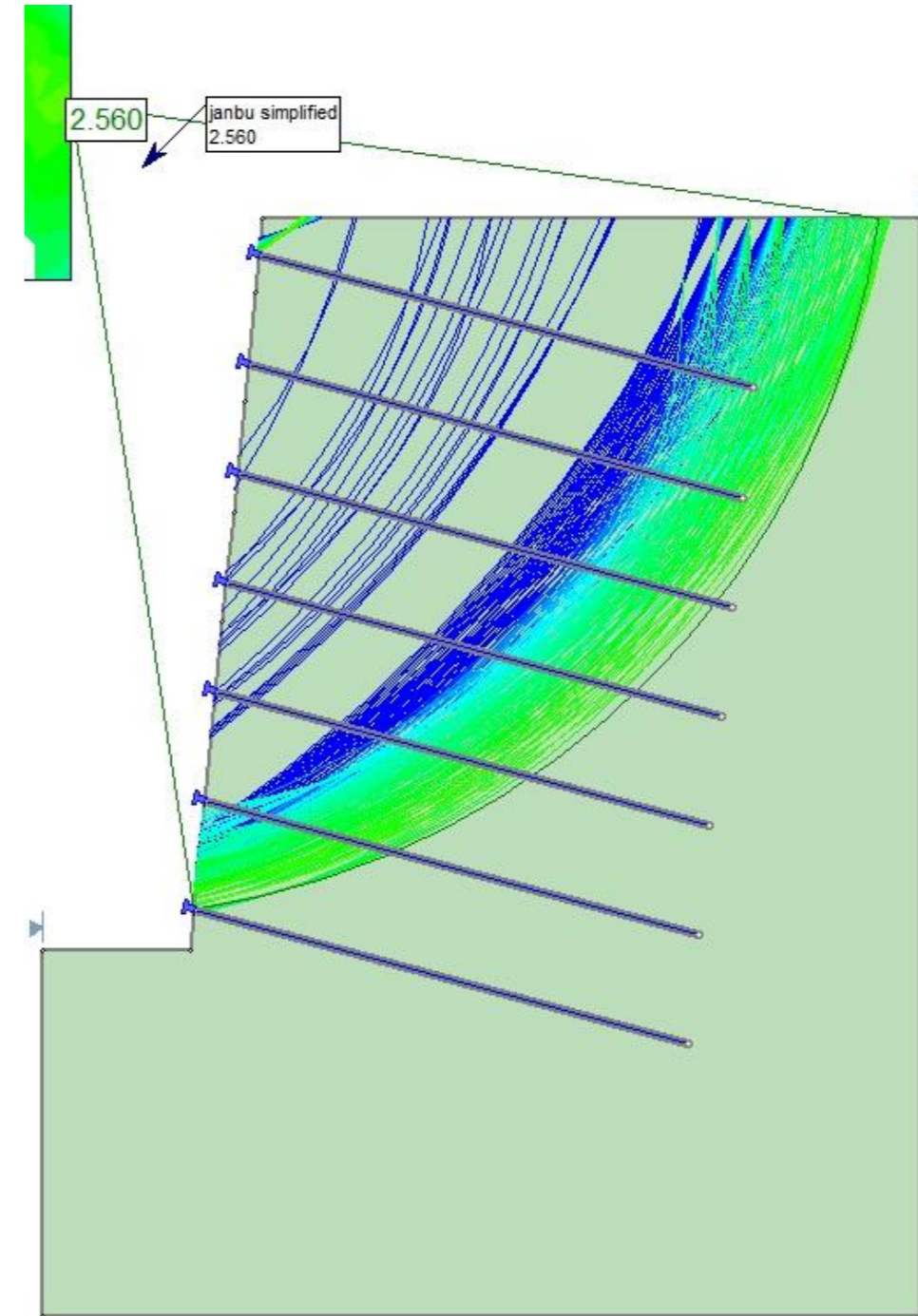
NAIL 4



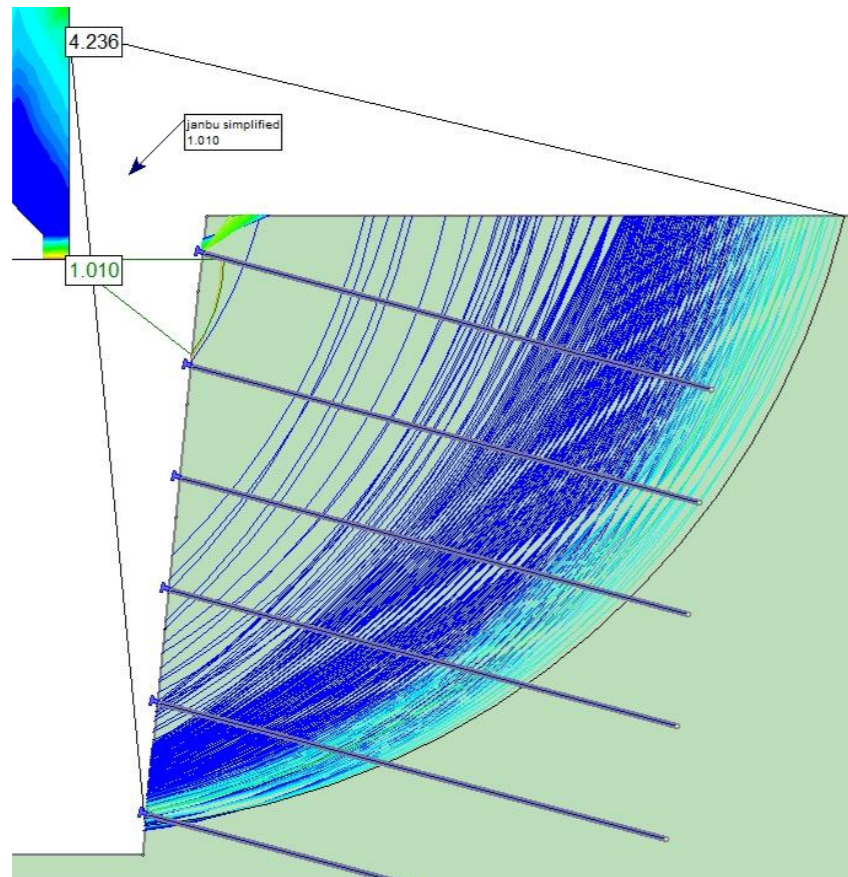
NAIL 5



NAIL 7

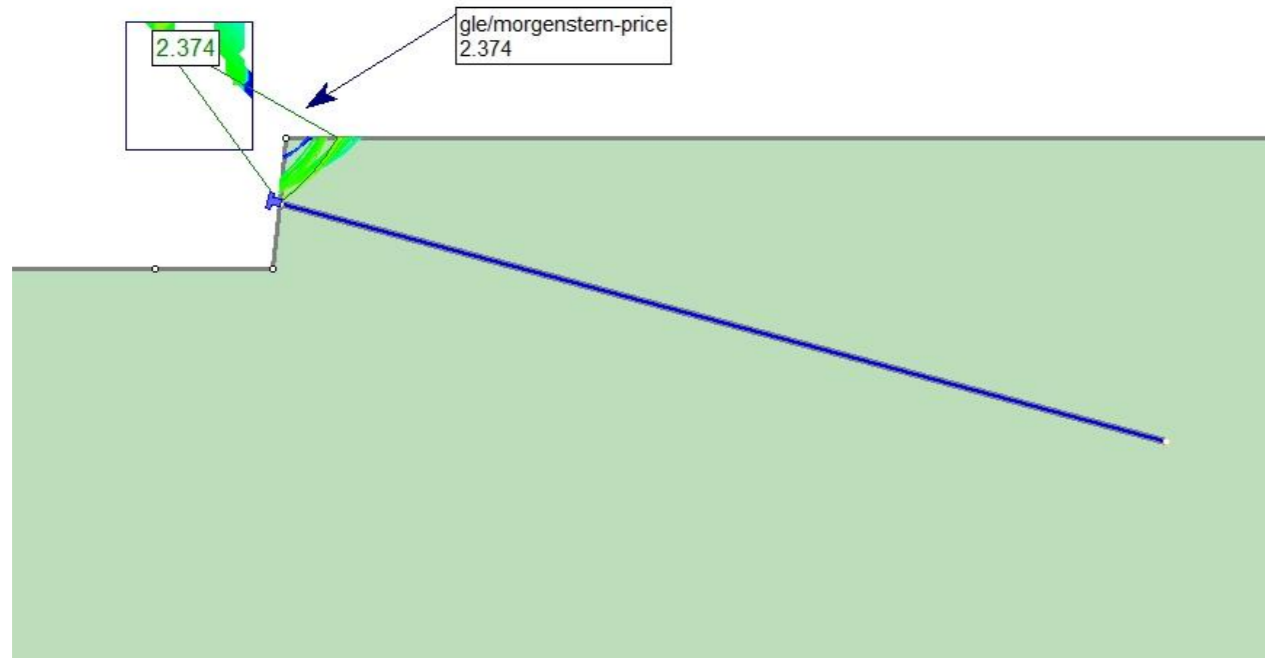


NAIL 6

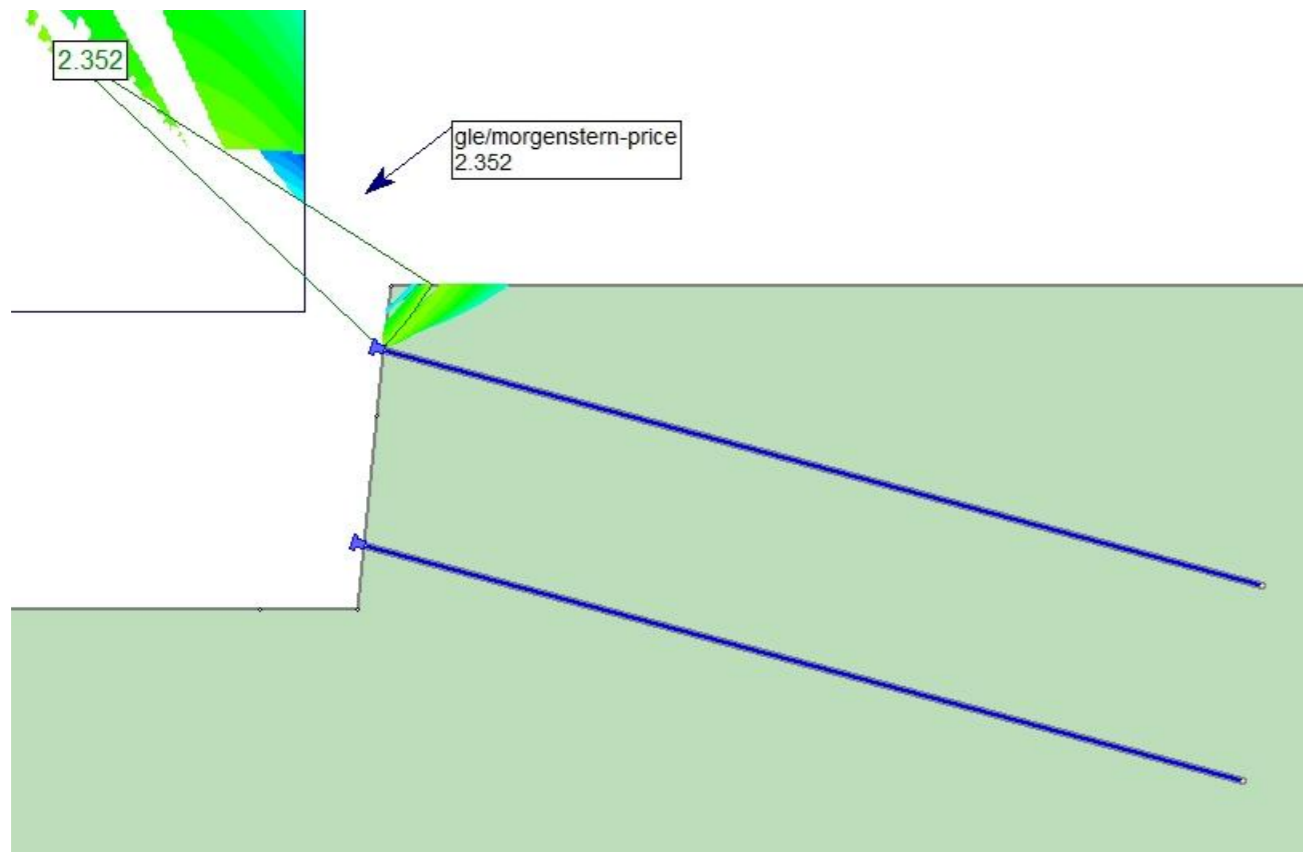


B3.2.2.3 CASO 3 – TERRENO 2 – IRS – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

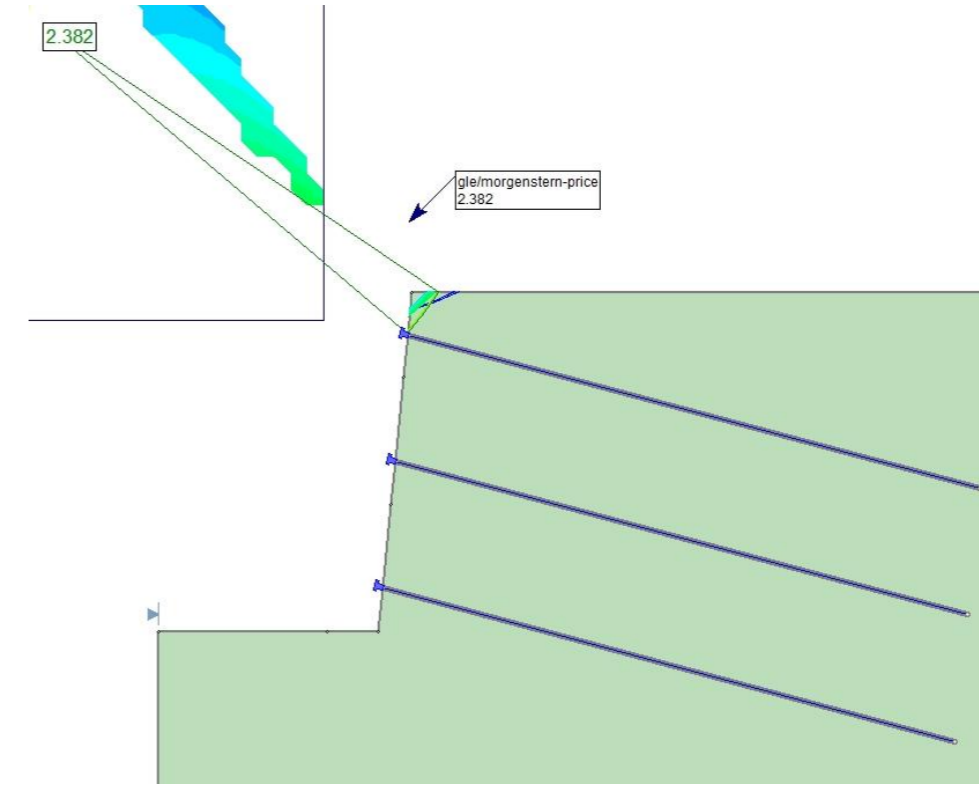
NAIL 1



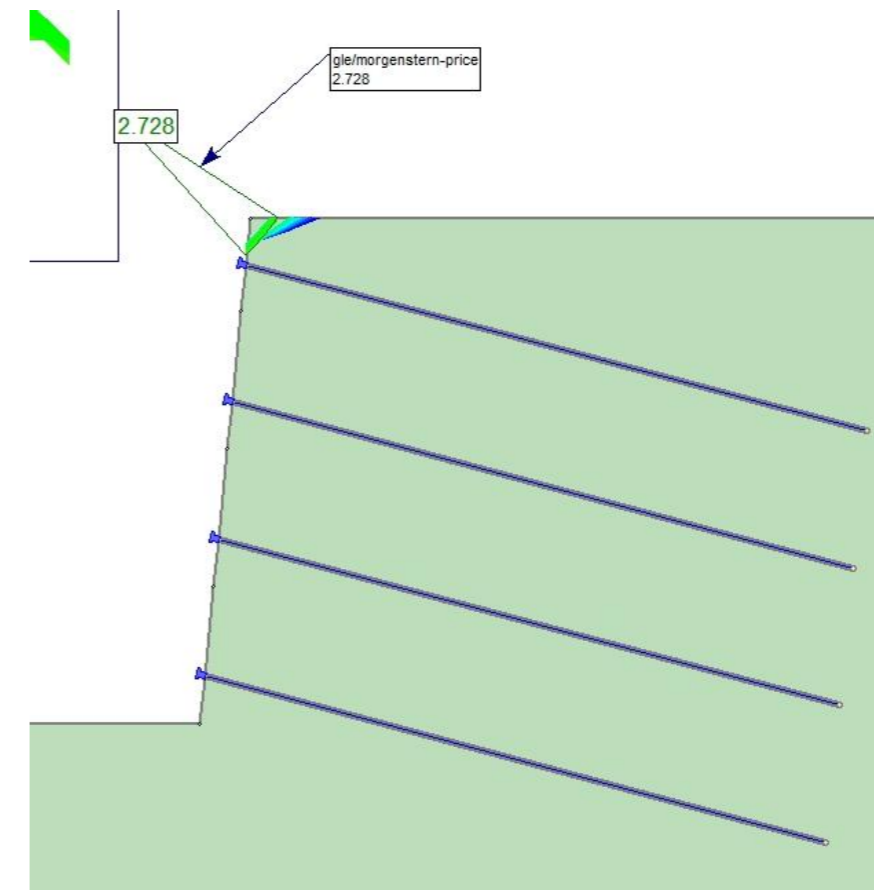
NAIL 2



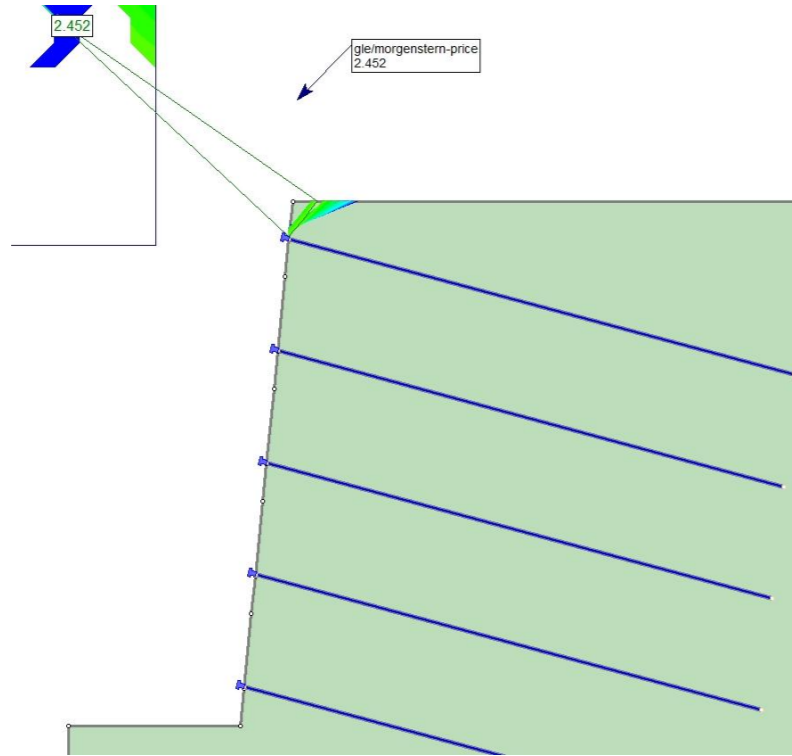
NAIL 3



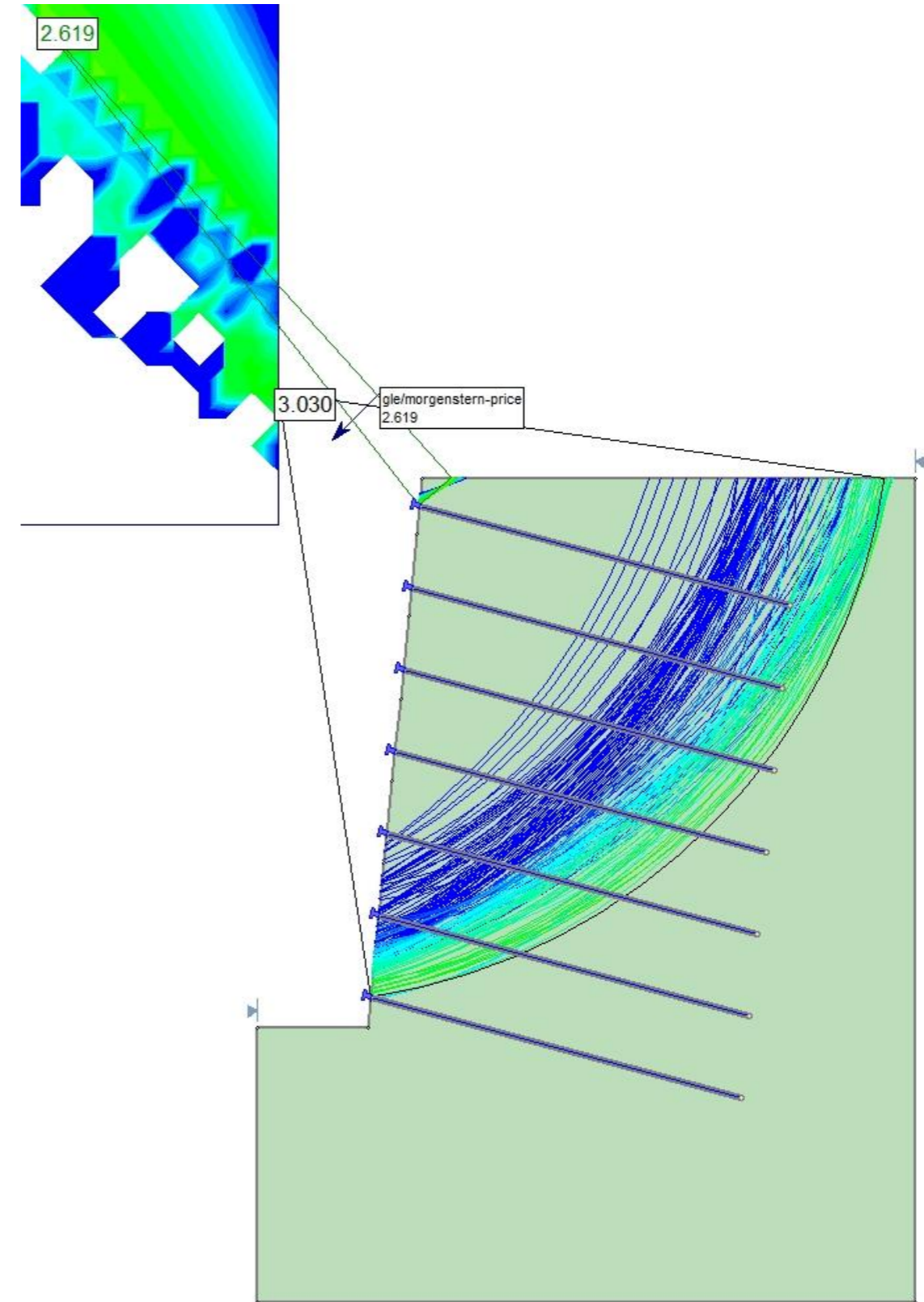
NAIL 4



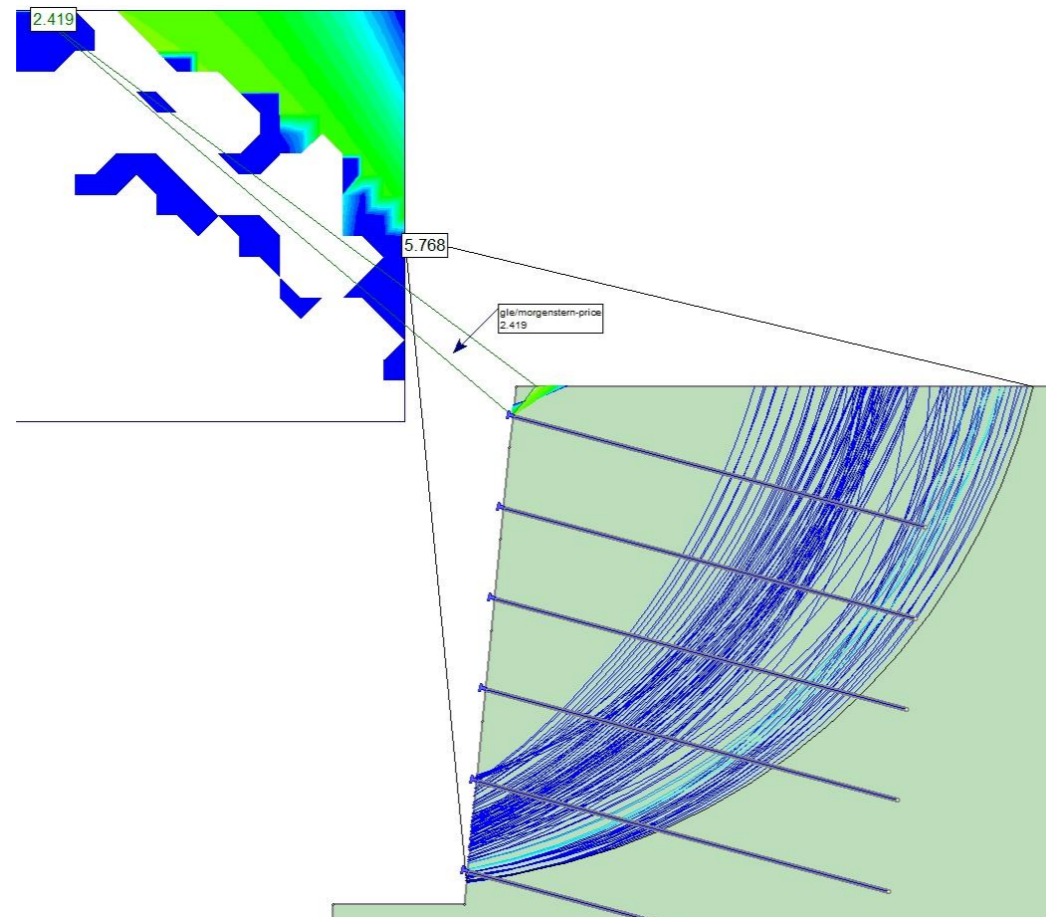
NAIL 5



NAIL 7



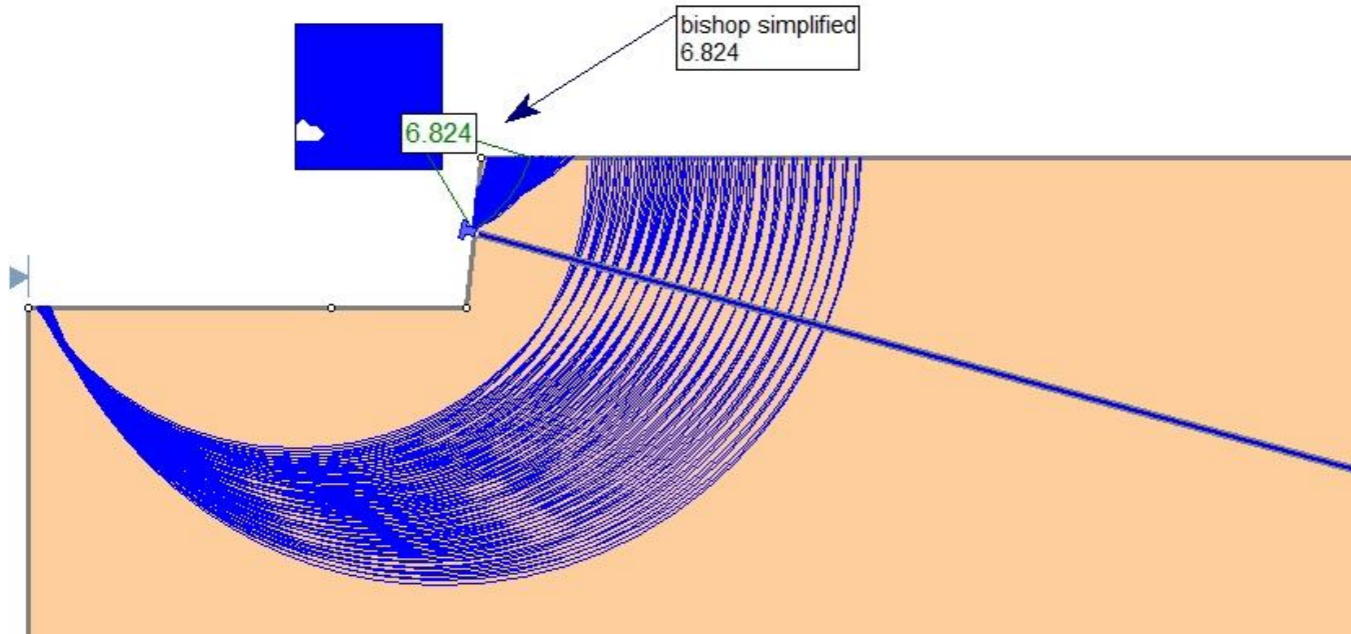
NAIL 6



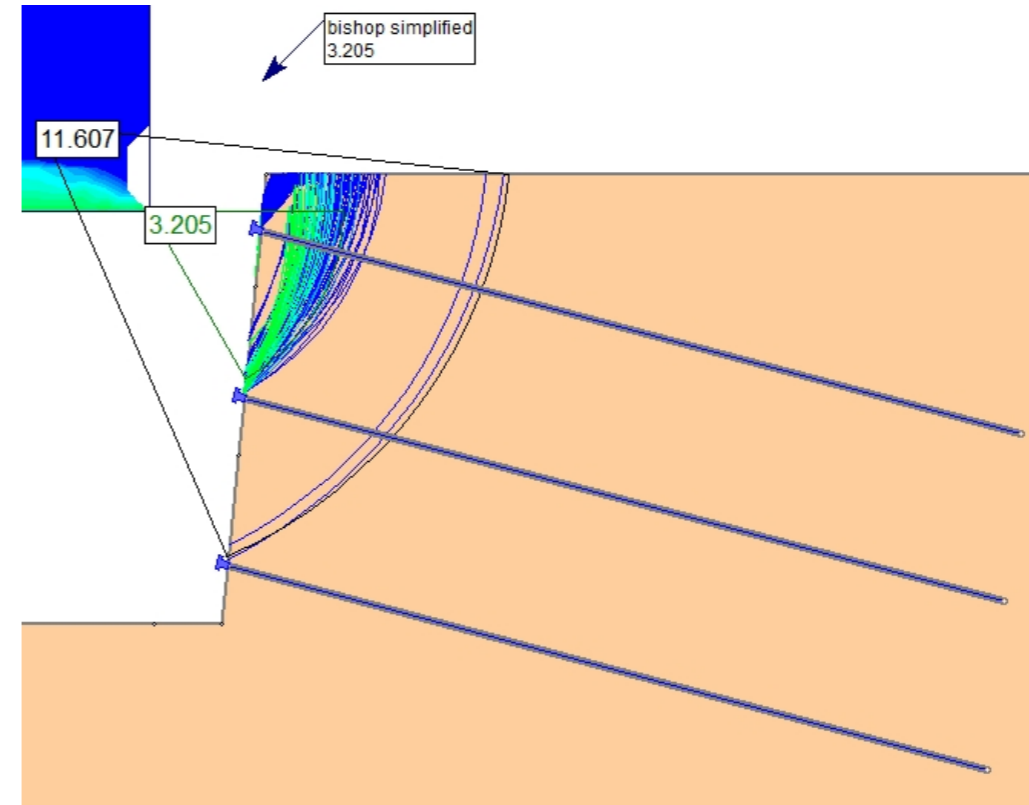
B3.3 CASO 3 – TERRENO 3

B3.3.1.1 CASO 3 – TERRENO 3 – IU – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

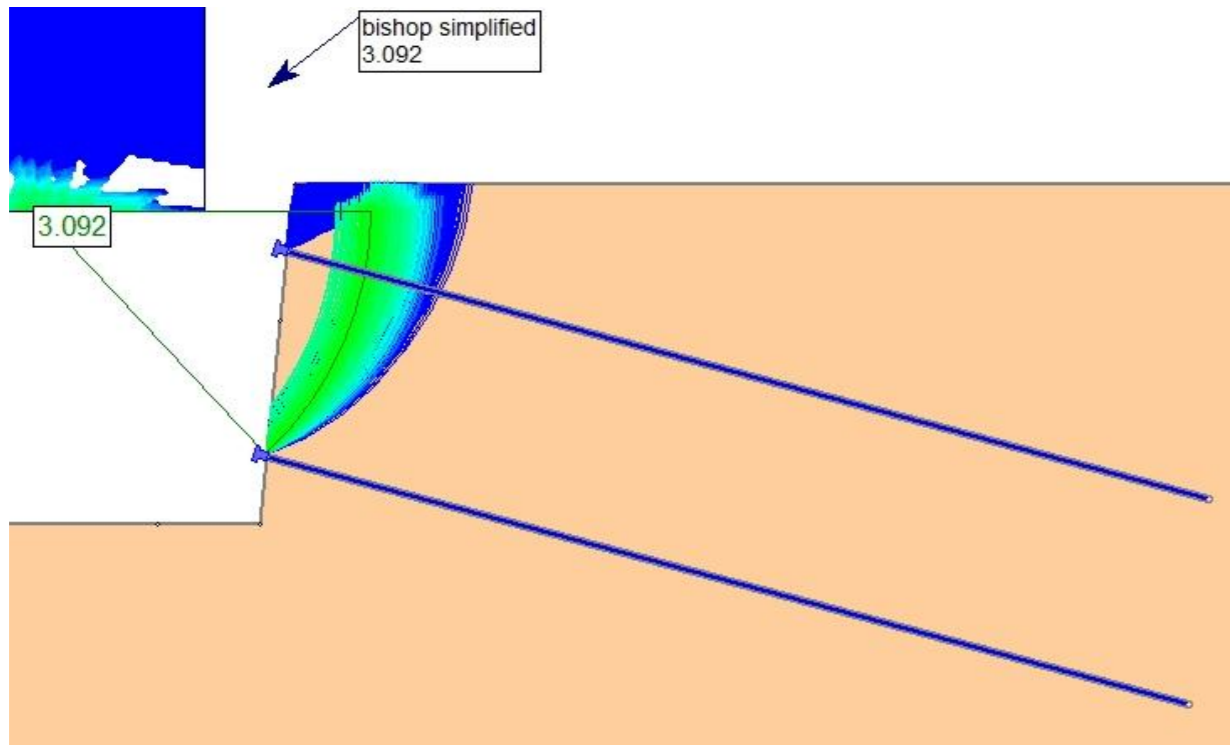
NAIL 1



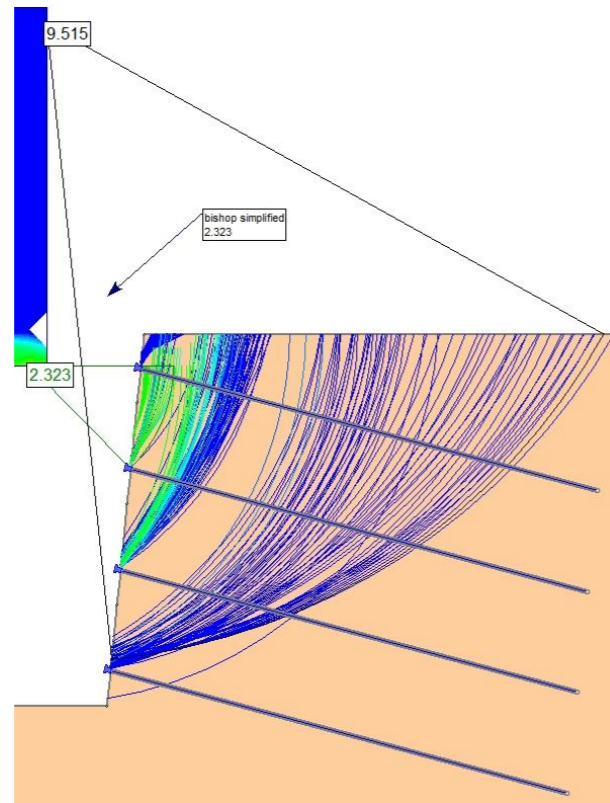
NAIL 3



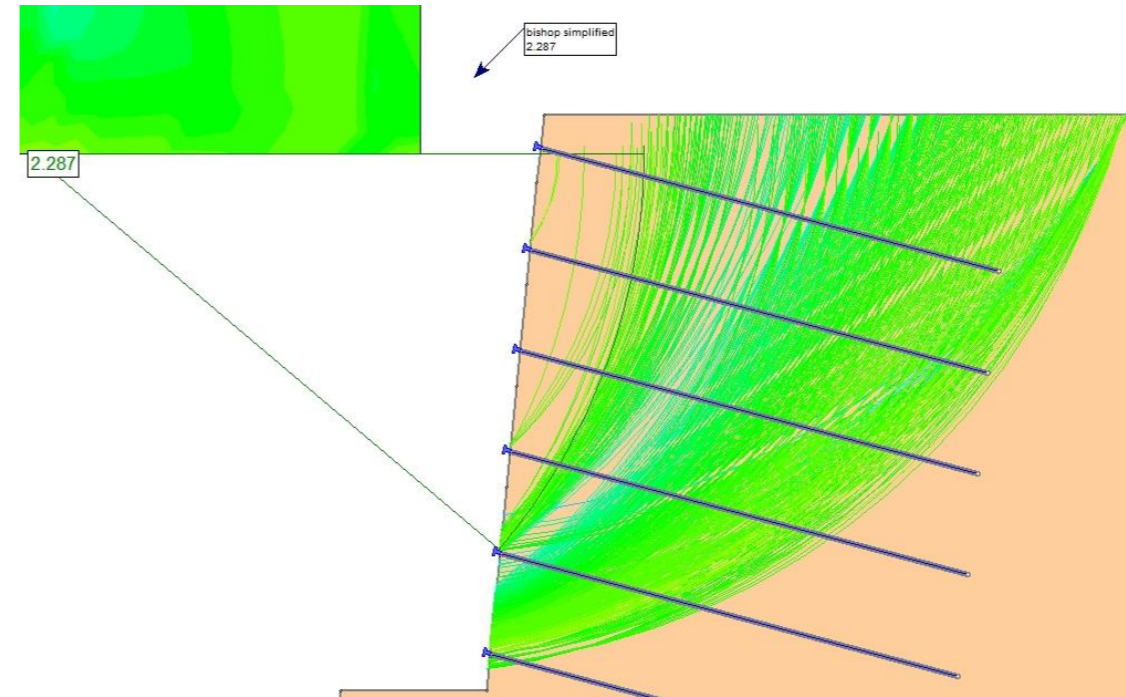
NAIL 2



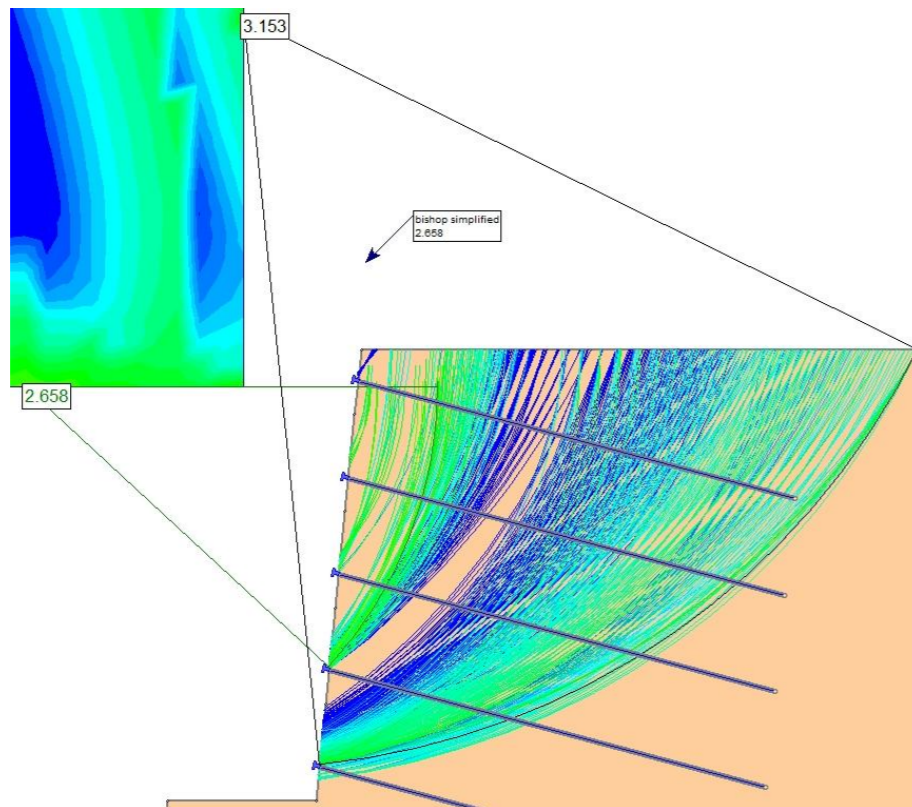
NAIL 4



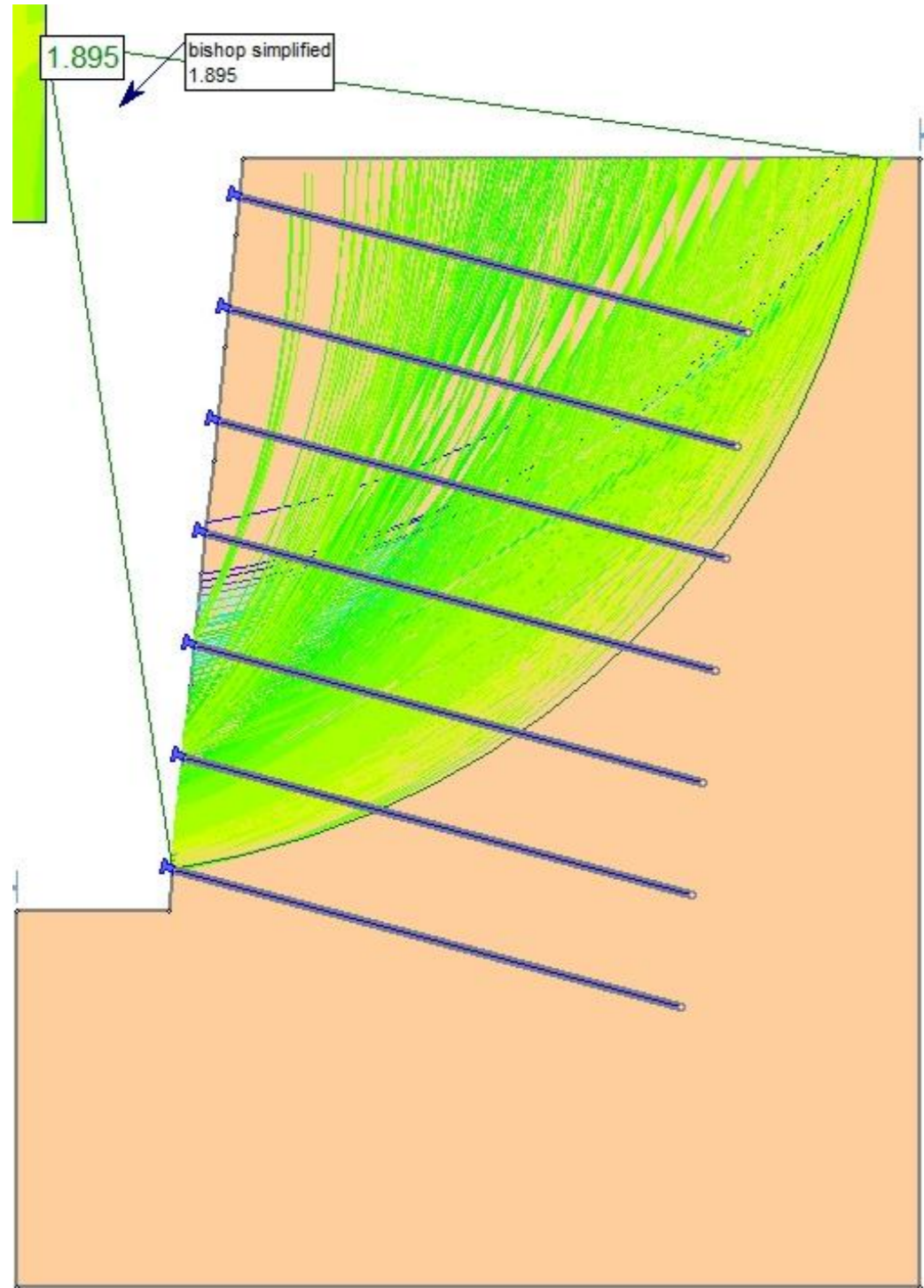
NAIL 6



NAIL 5

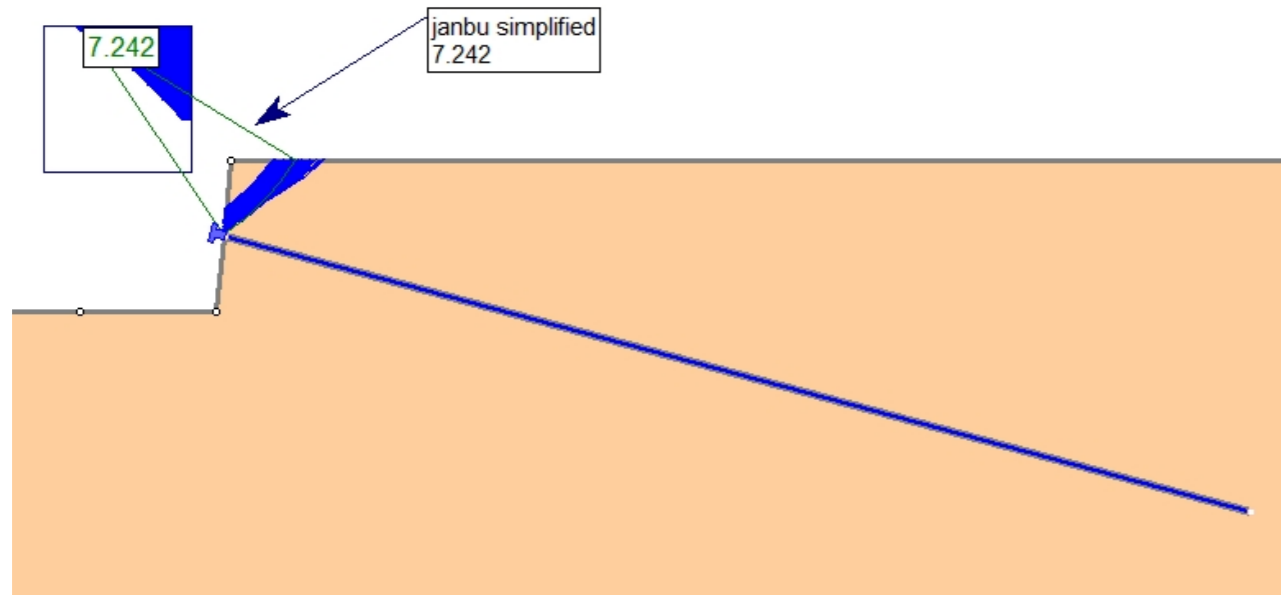


NAIL 7

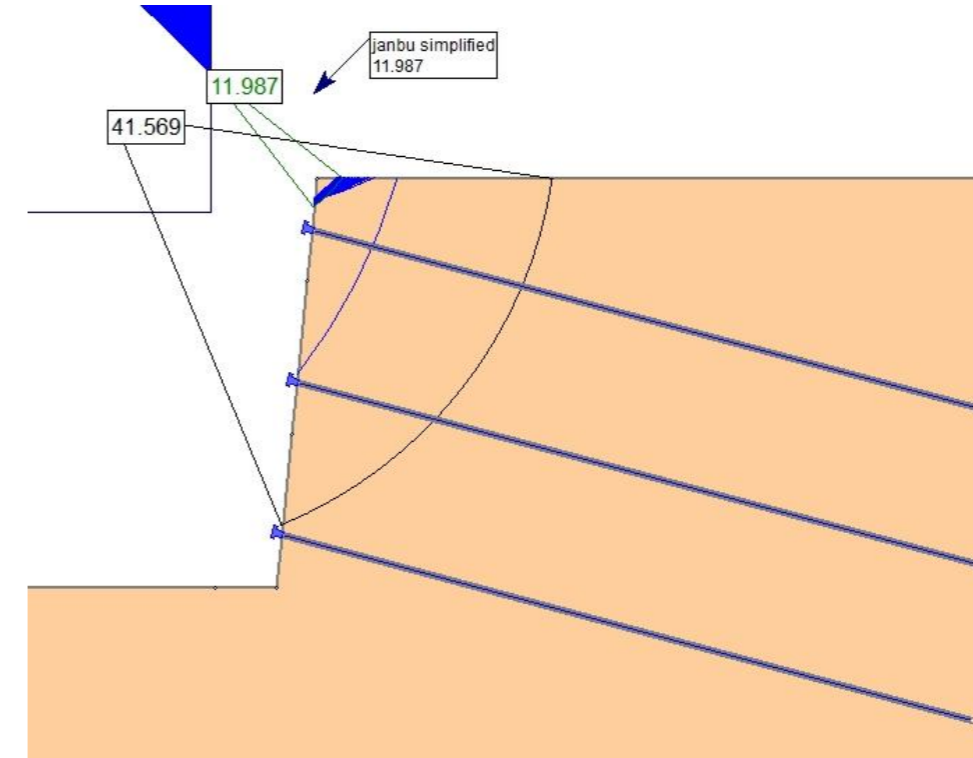


B3.3.1.2 CASO 3 – TERRENO 3 – IU – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

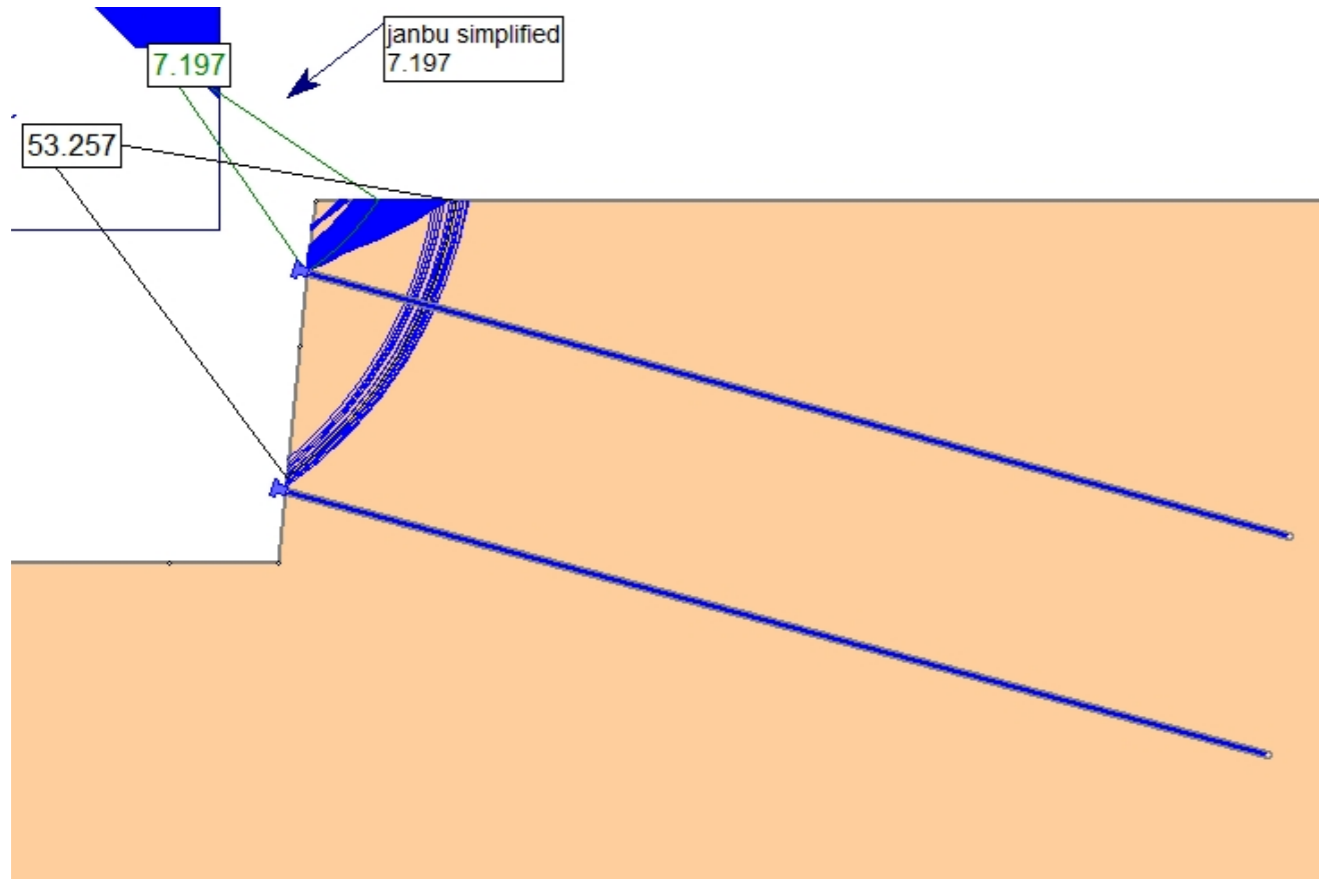
NAIL 1



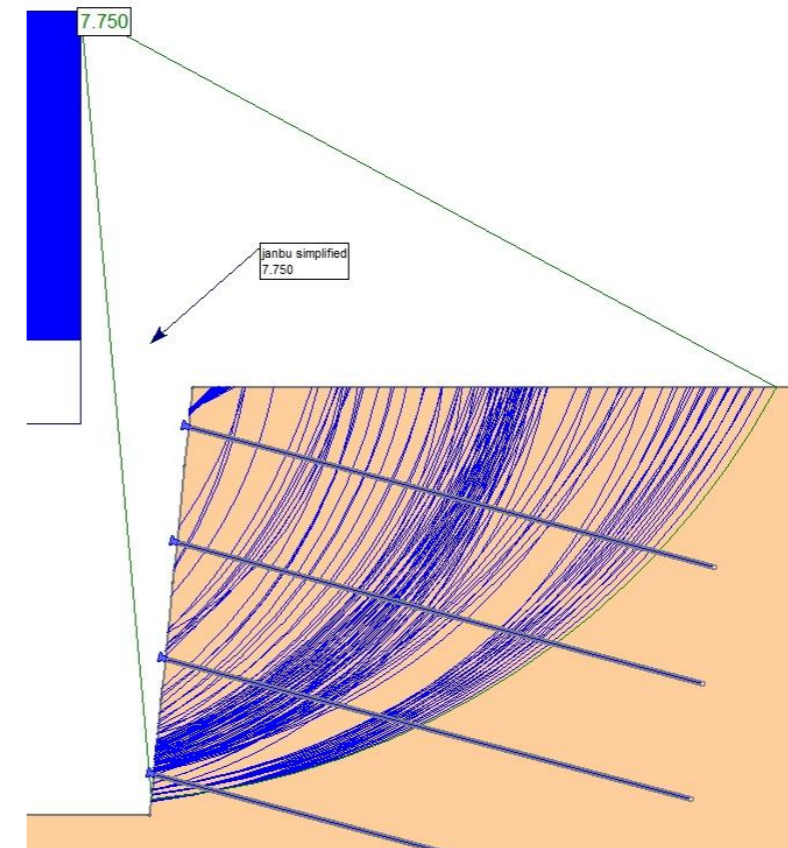
NAIL 3



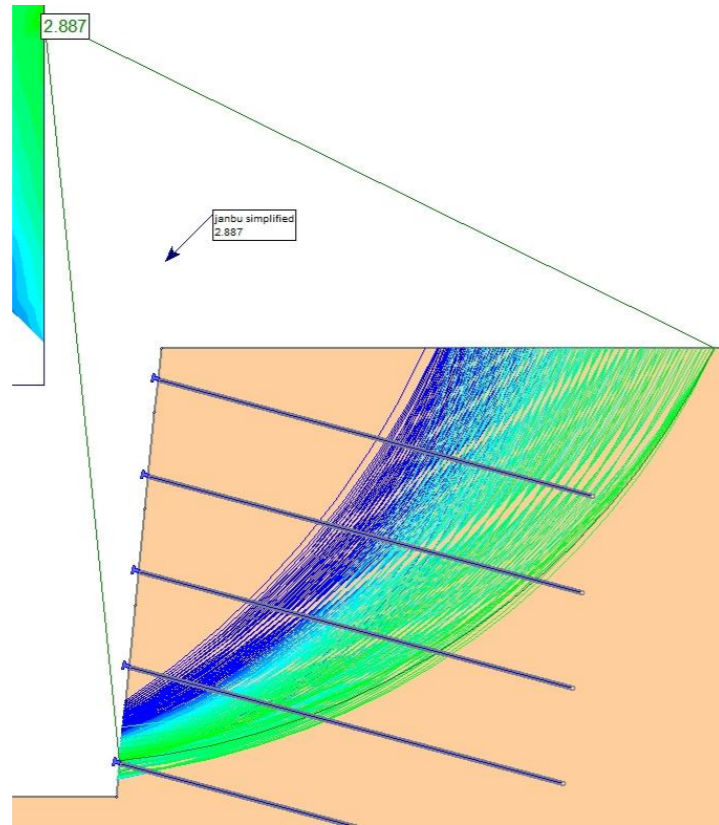
NAIL 2



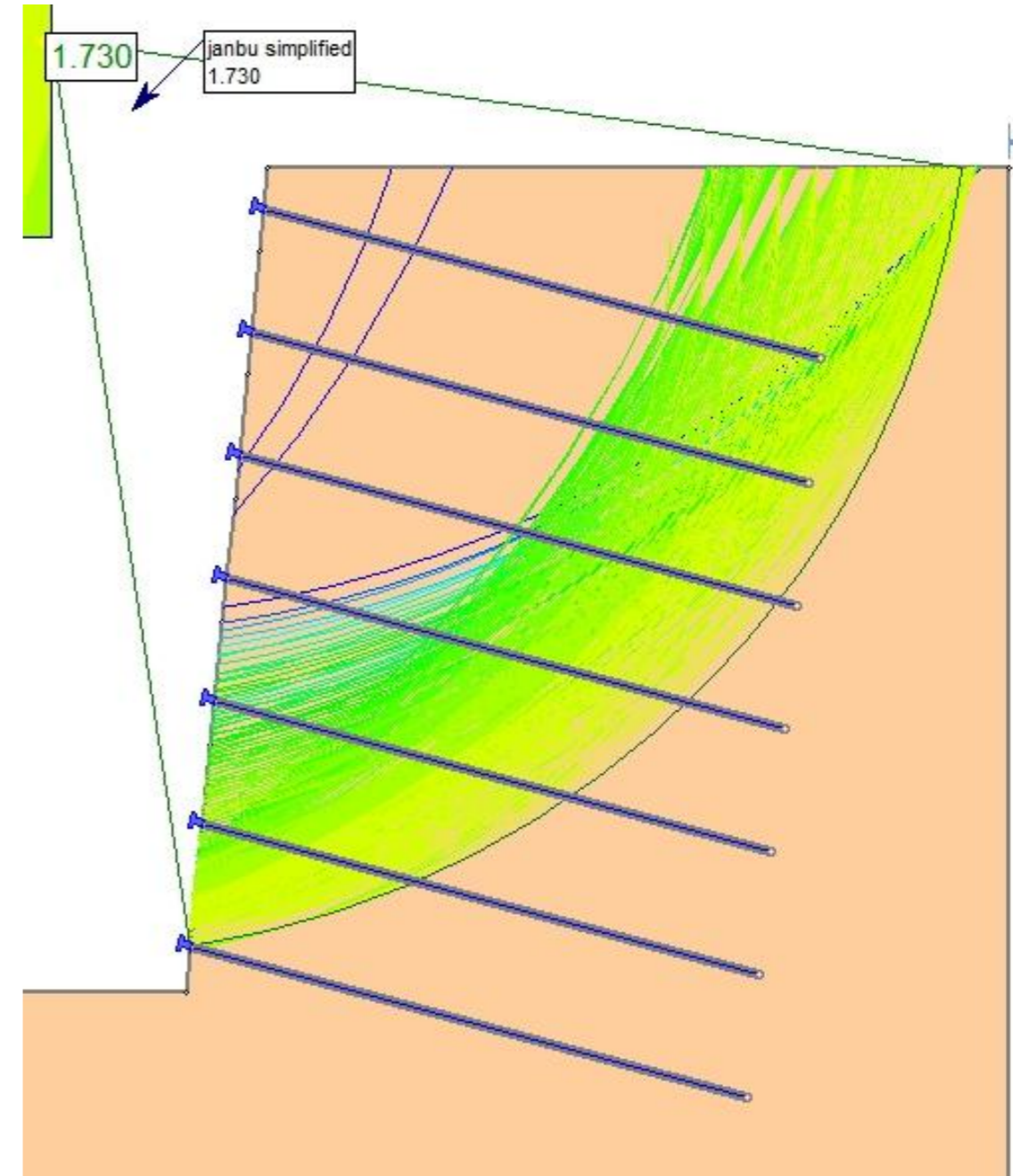
NAIL 4



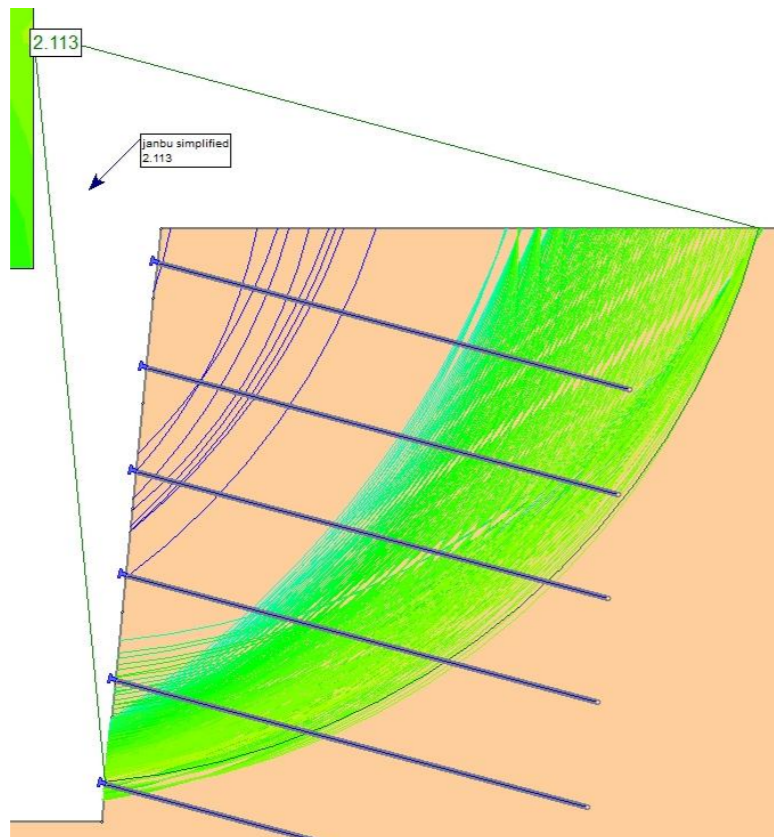
NAIL 5



NAIL 7



NAIL 6

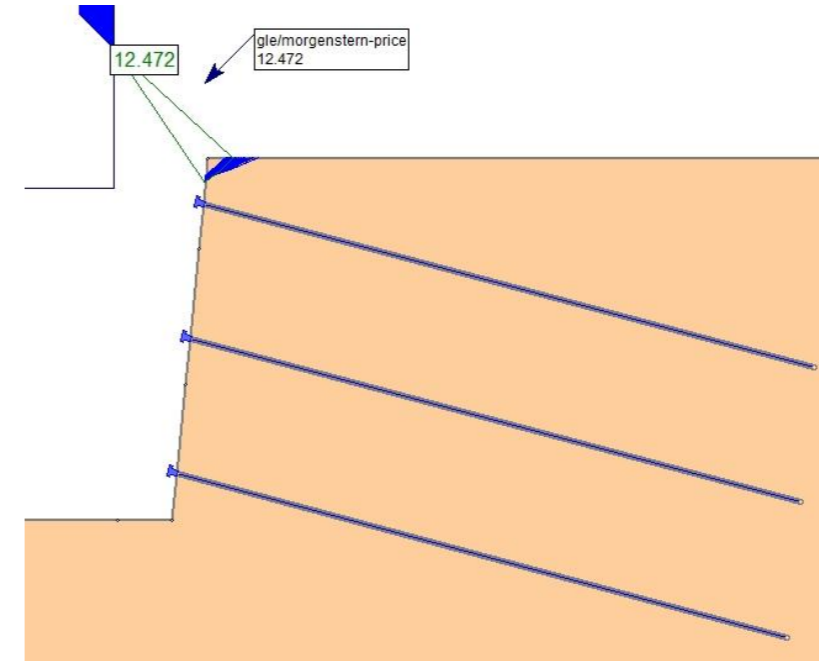


B3.3.1.3 CASO 3 – TERRENO 3 – IU – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

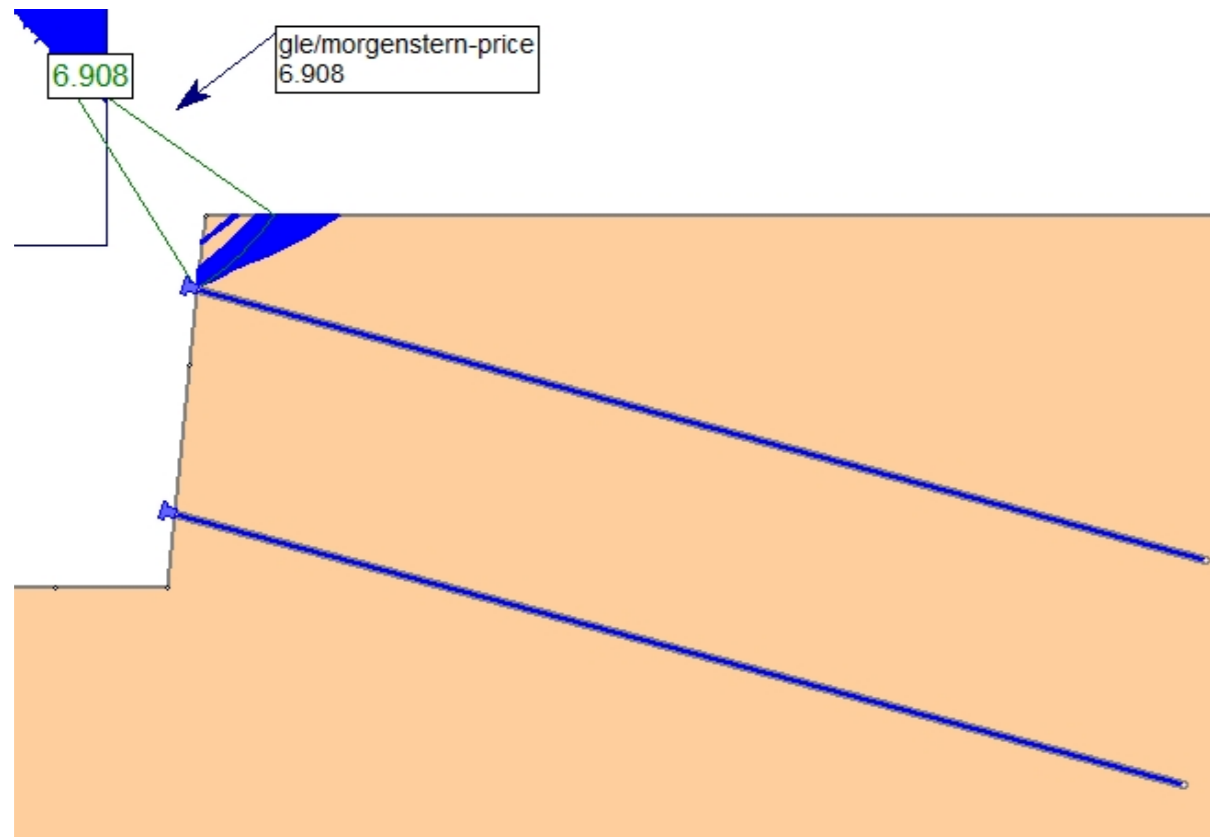
NAIL 1



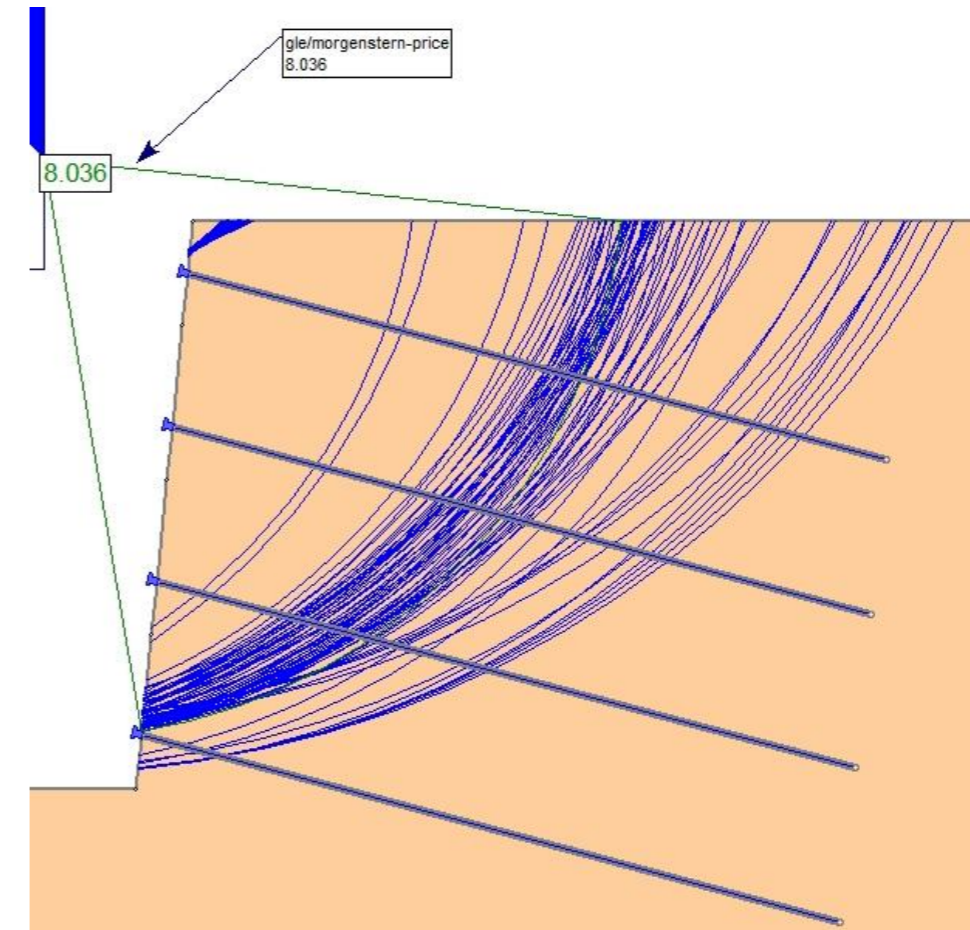
NAIL 3



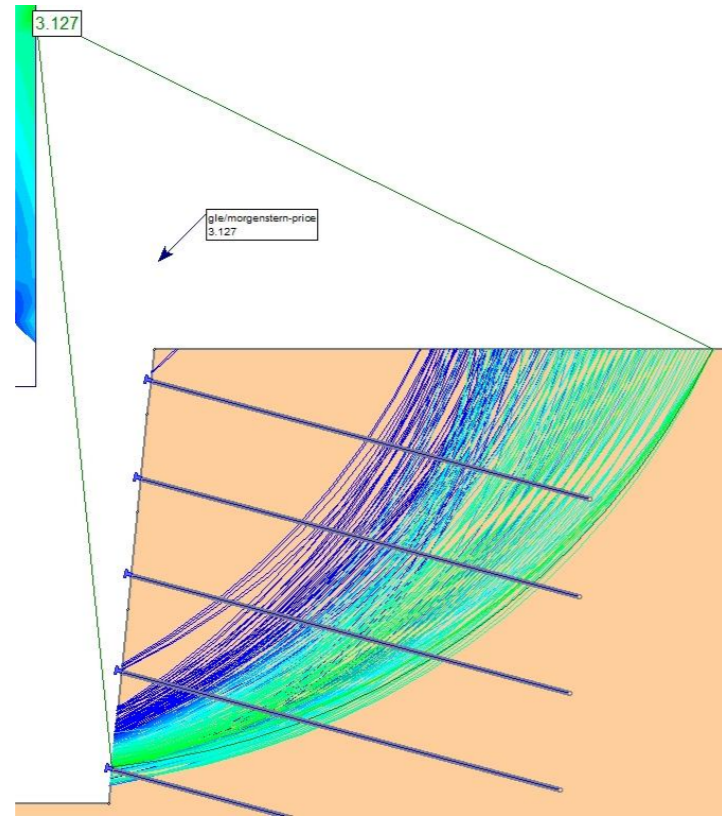
NAIL 2



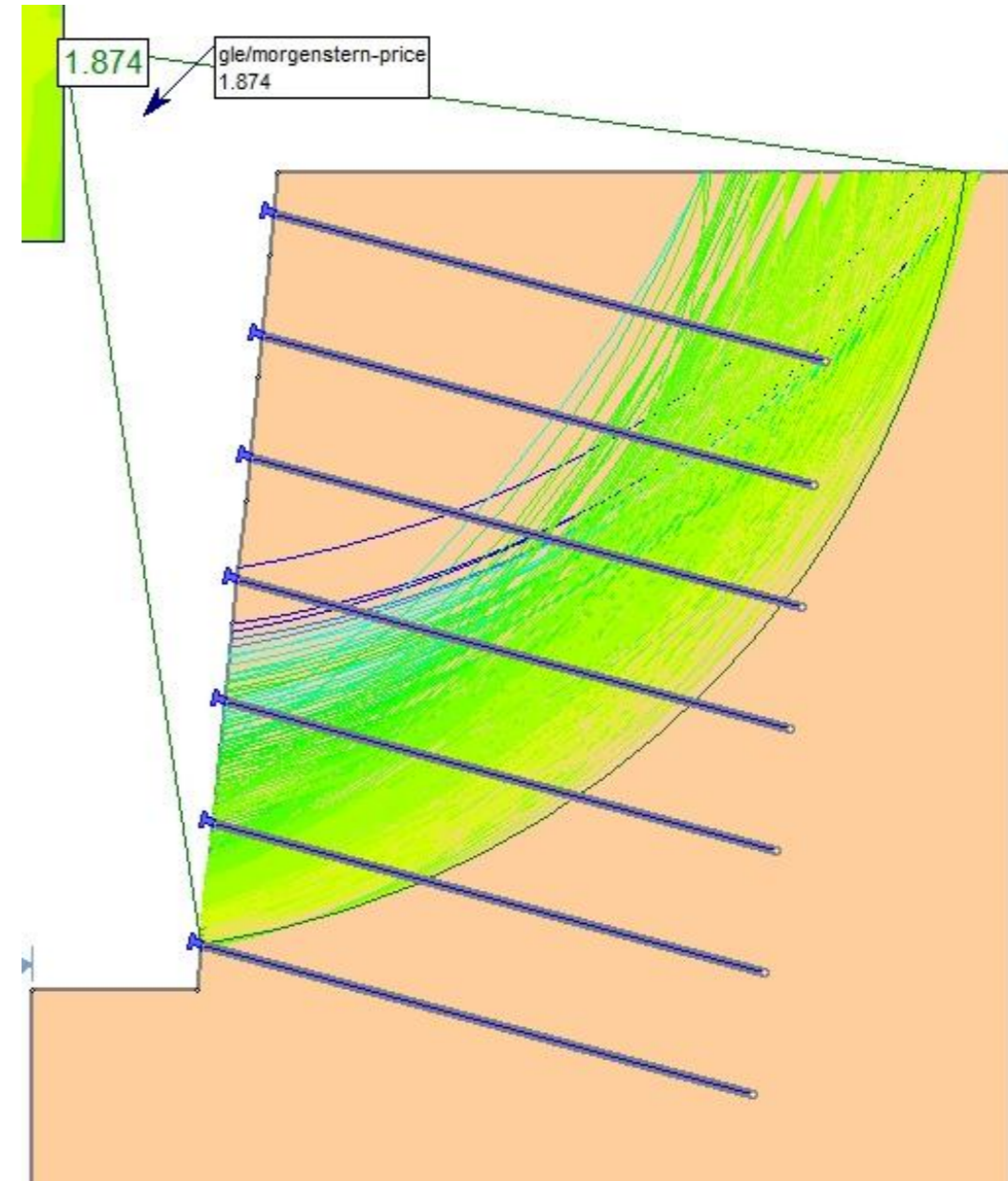
NAIL 4



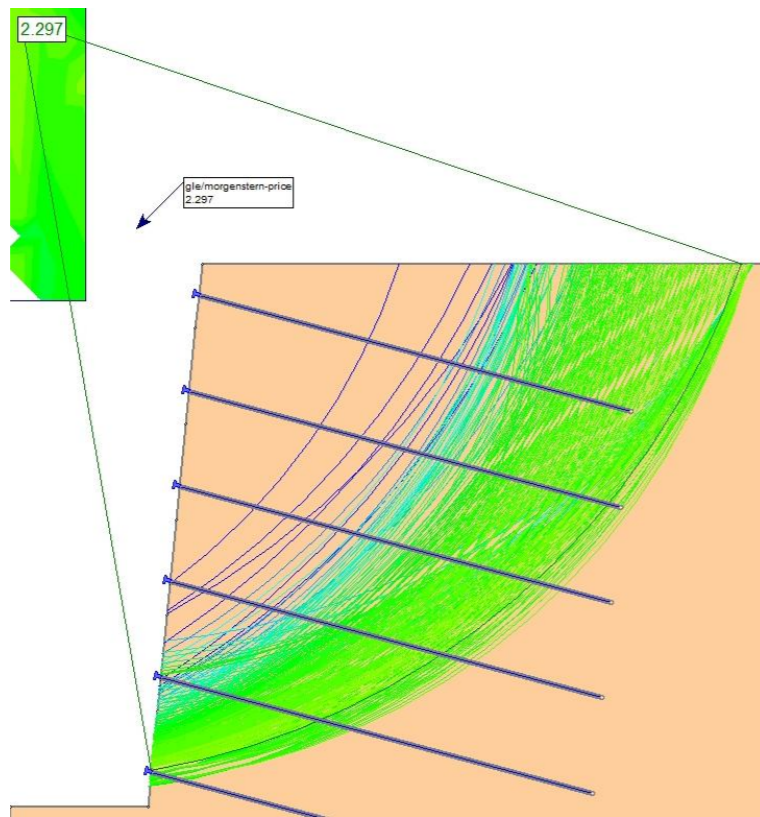
NAIL 5



NAIL 7

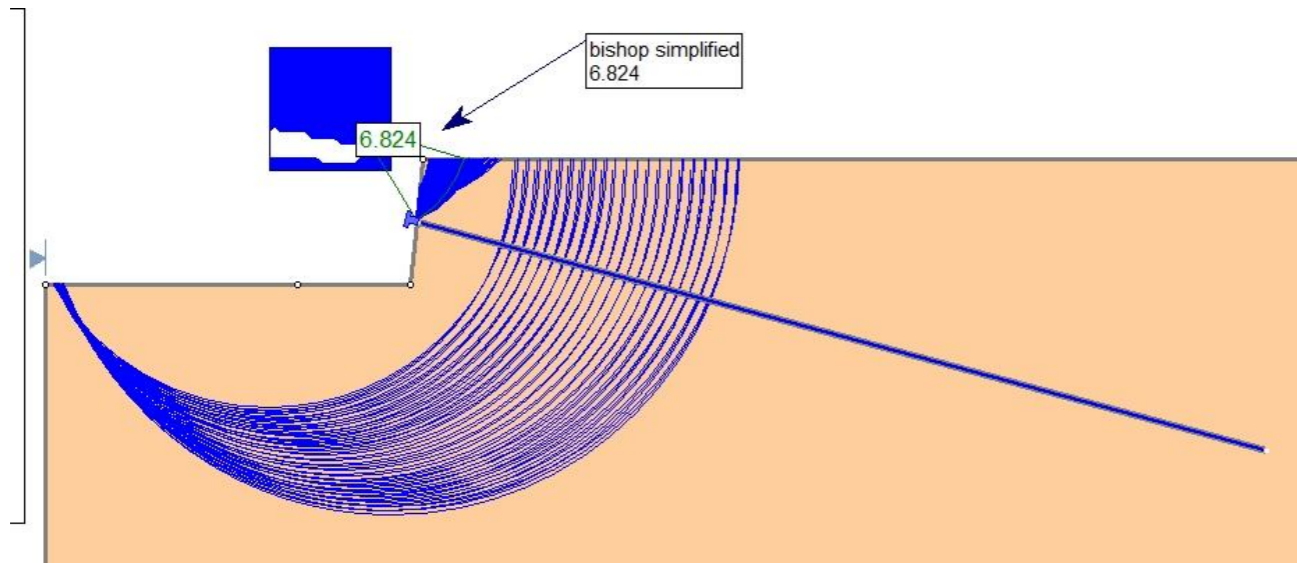


NAIL 6

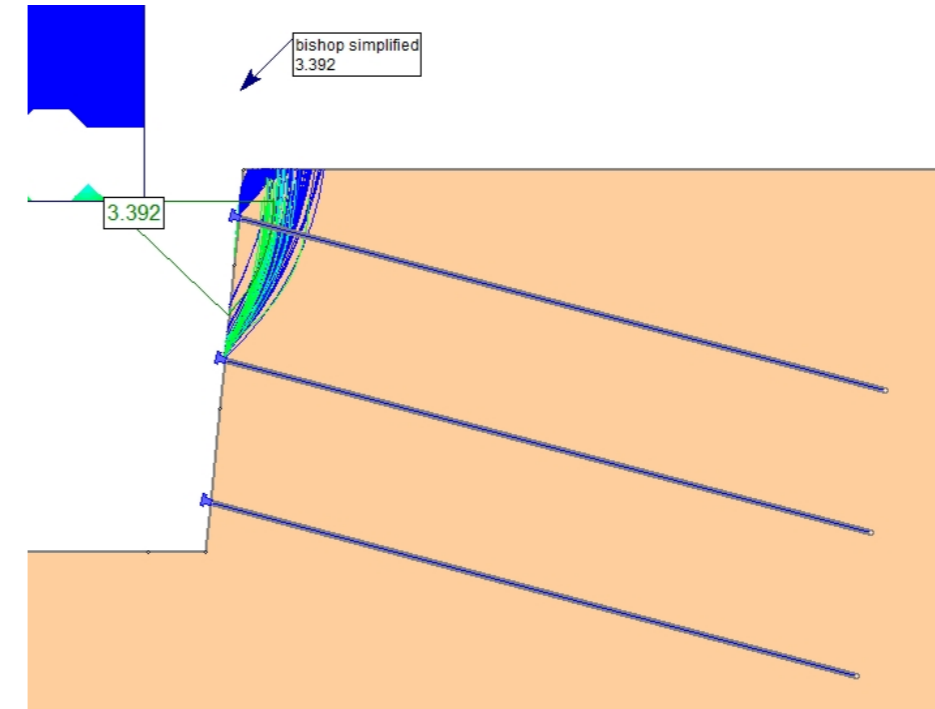


B3.3.2.1 CASO 3 – TERRENO 3 – IRS – MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

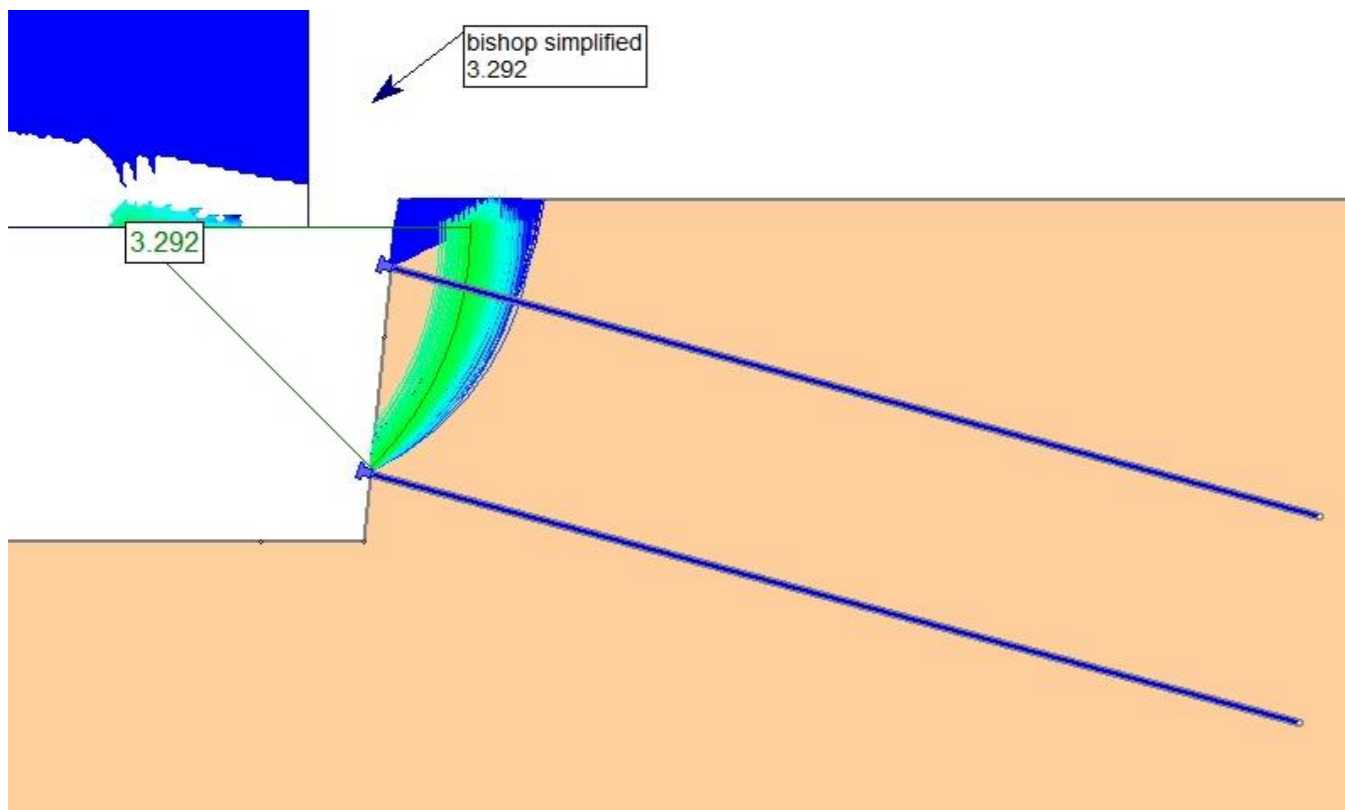
NAIL 1



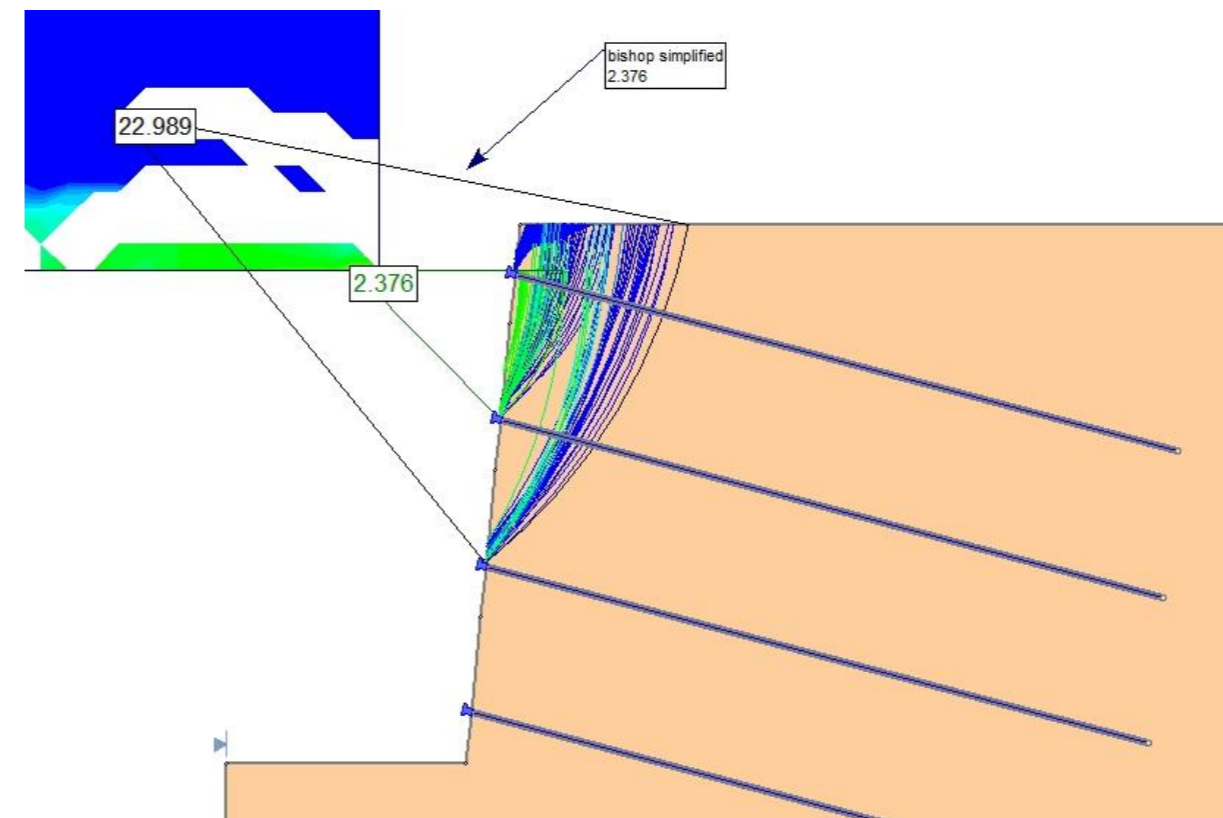
NAIL 3



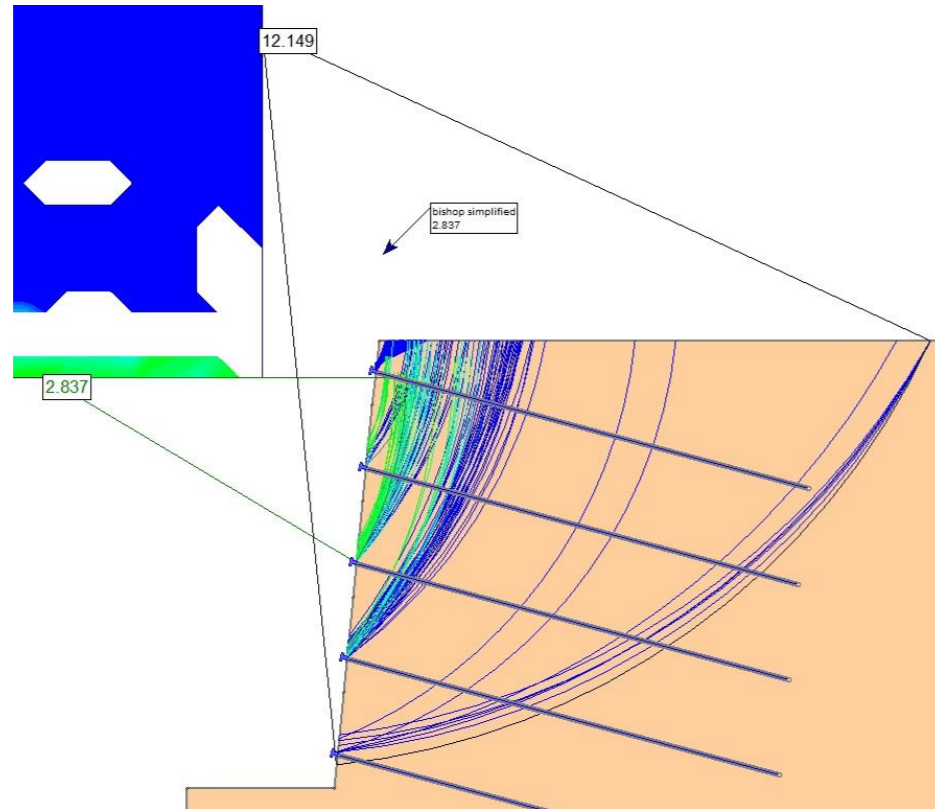
NAIL 2



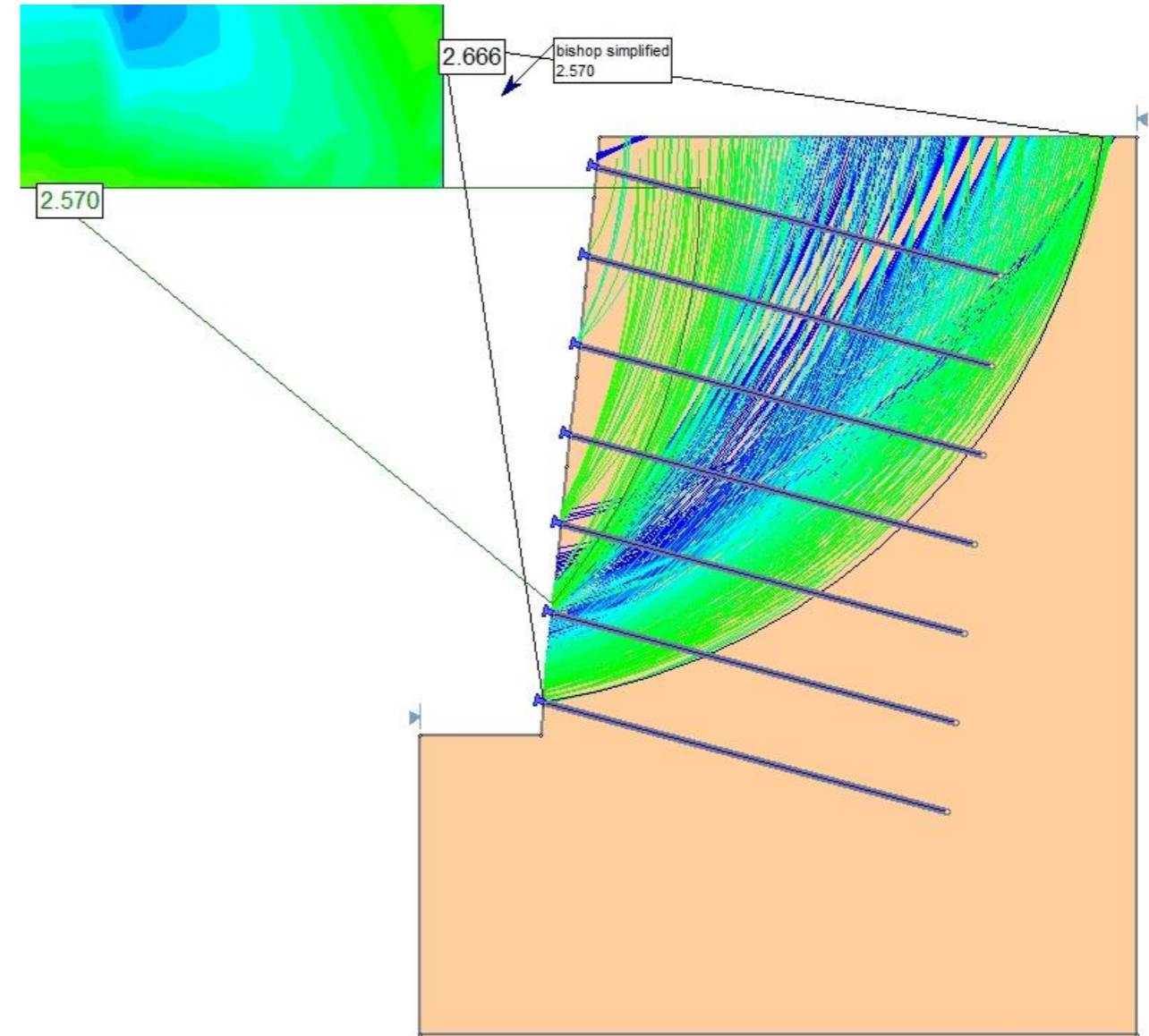
NAIL 4



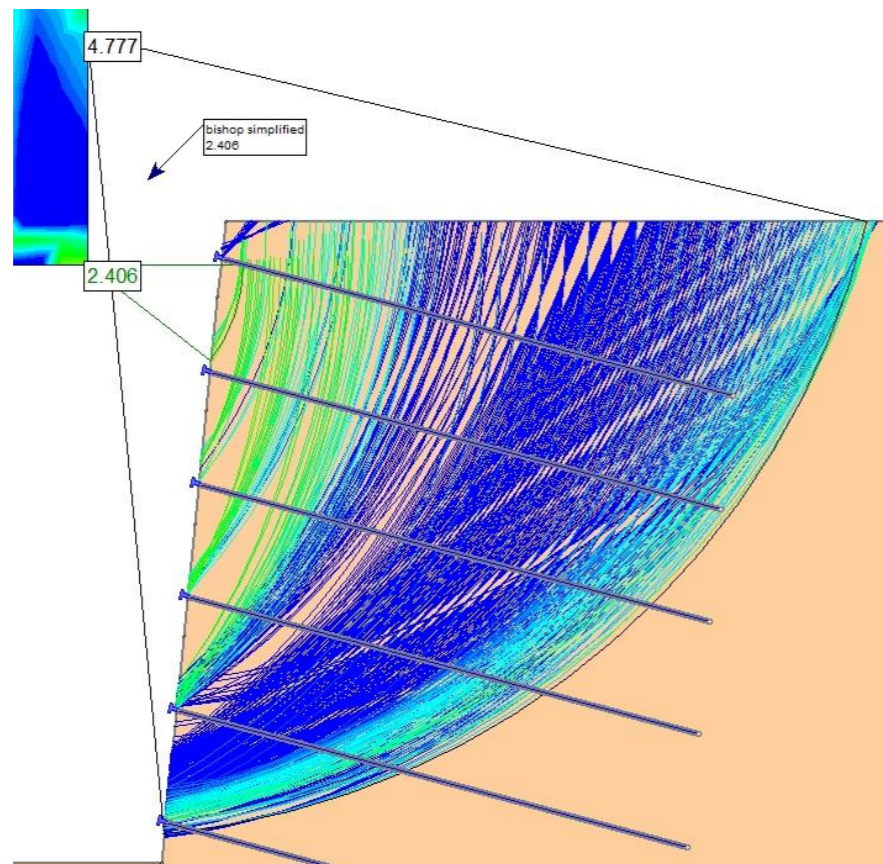
NAIL 5



NAIL 7

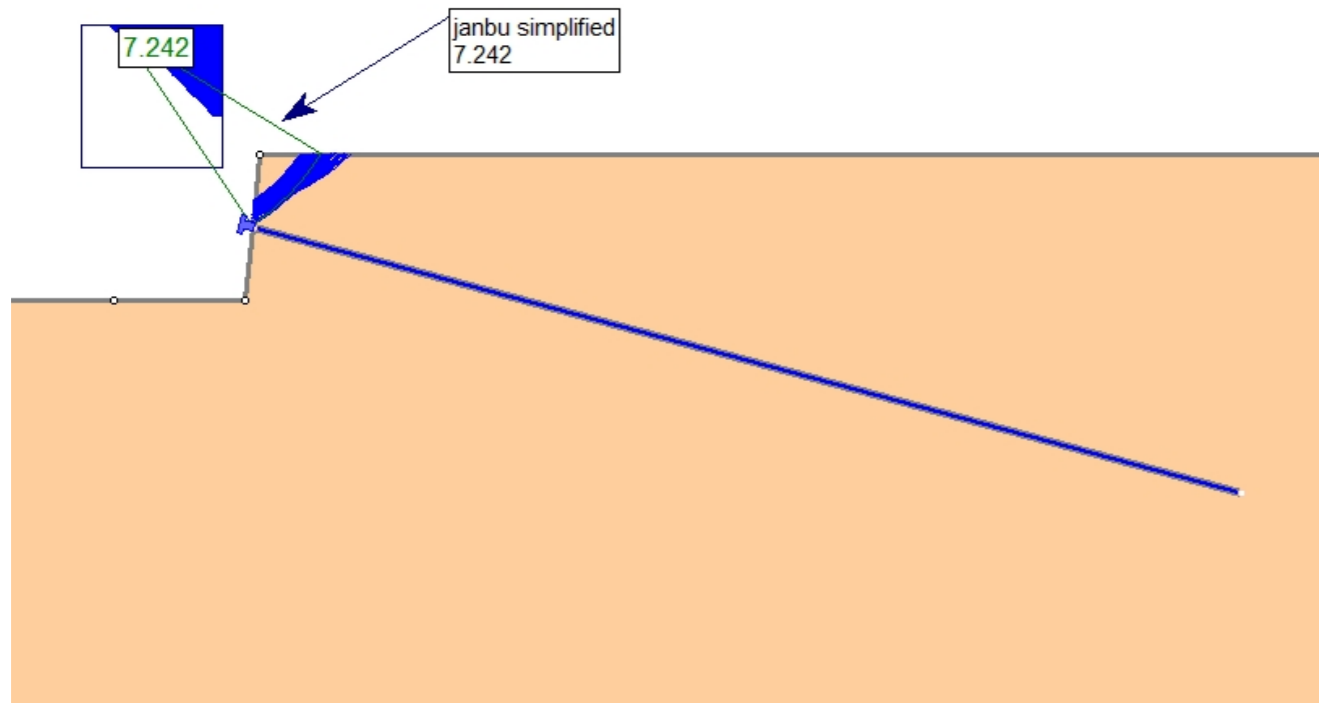


NAIL 6

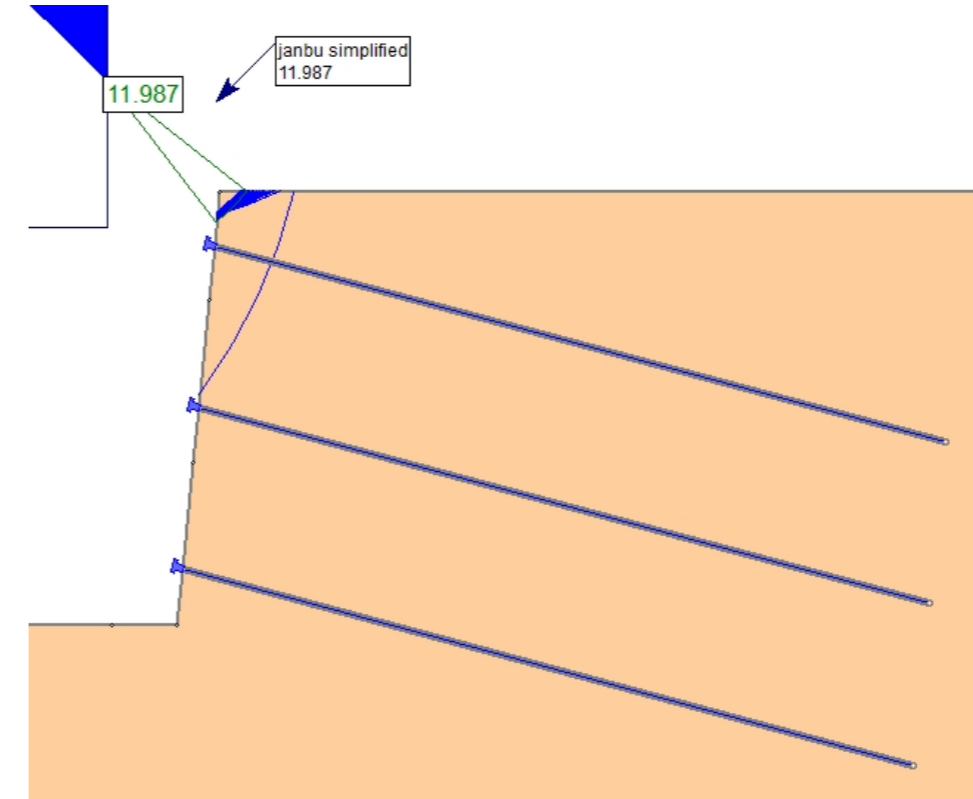


B3.3.2.2 CASO 3 – TERRENO 3 – IRS – MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

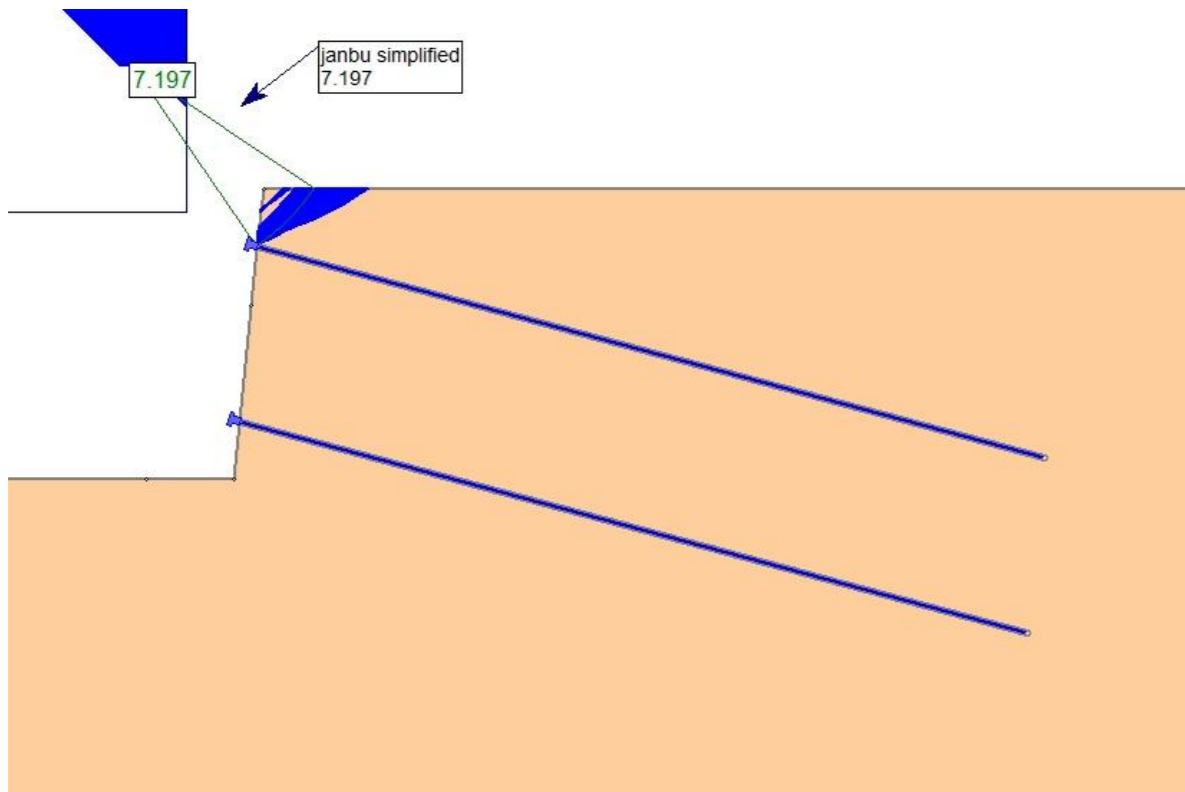
NAIL 1



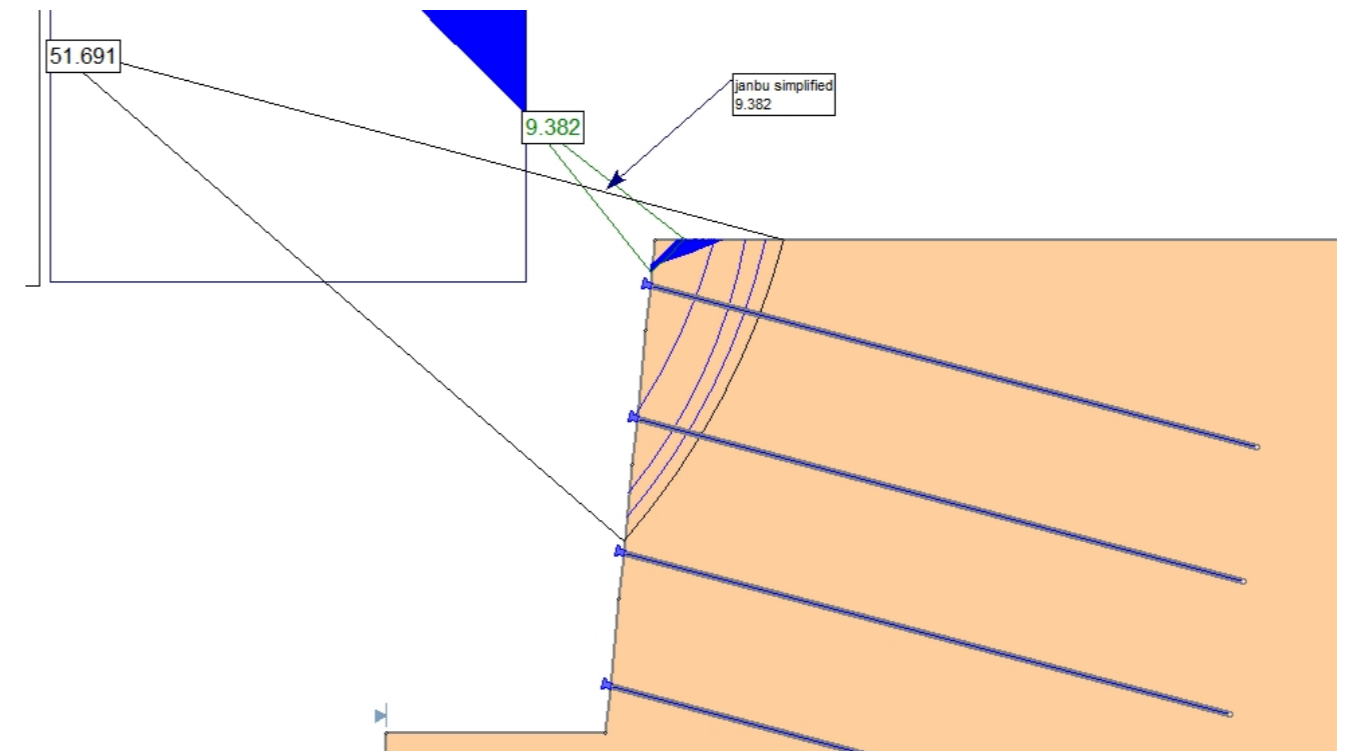
NAIL 3



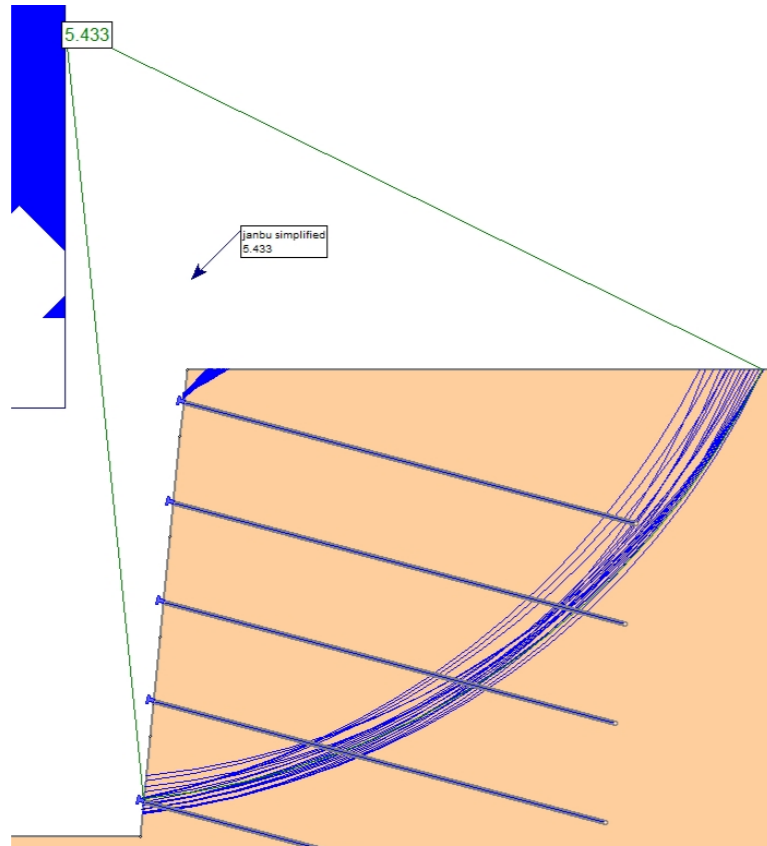
NAIL 2



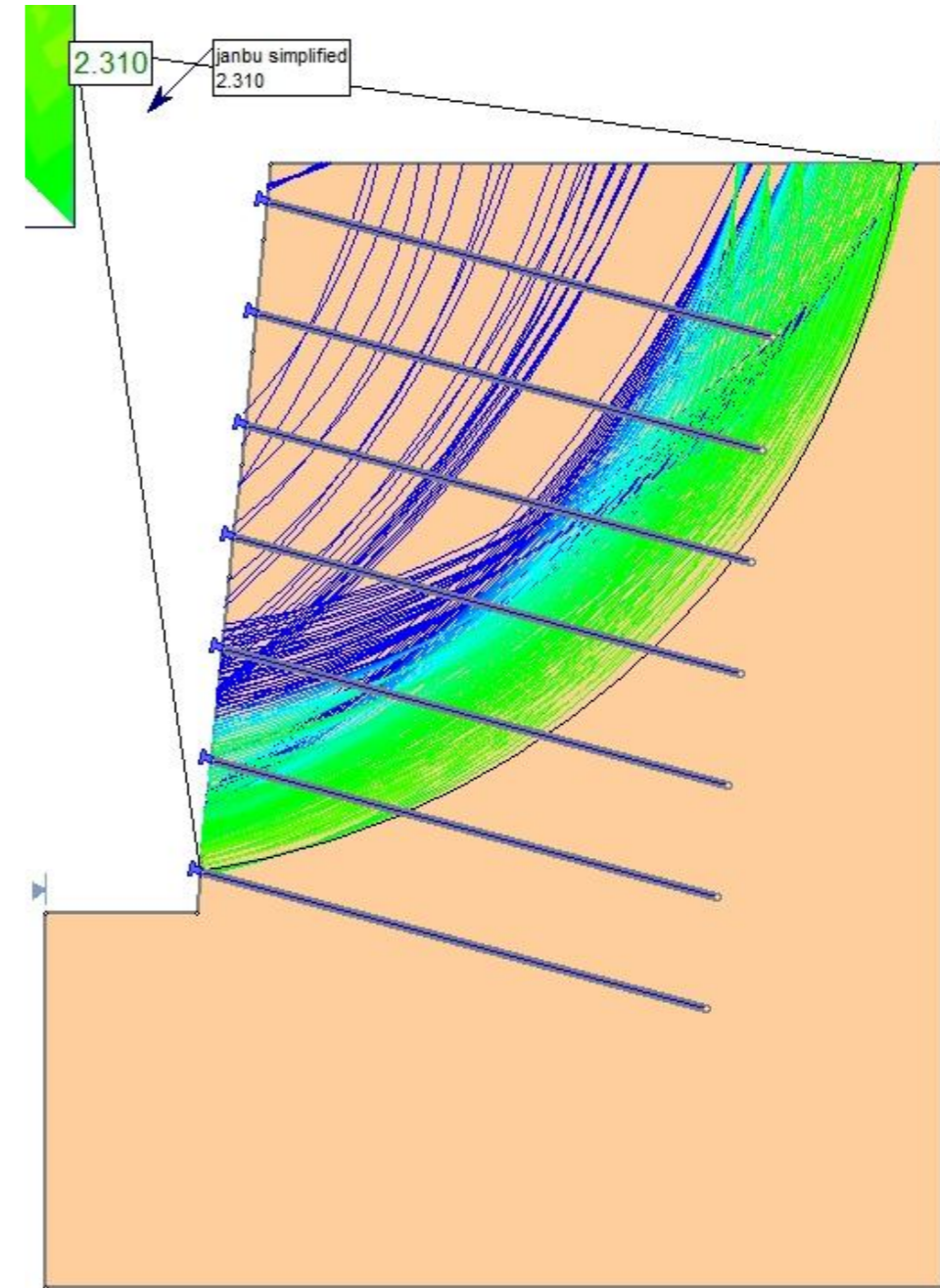
NAIL 4



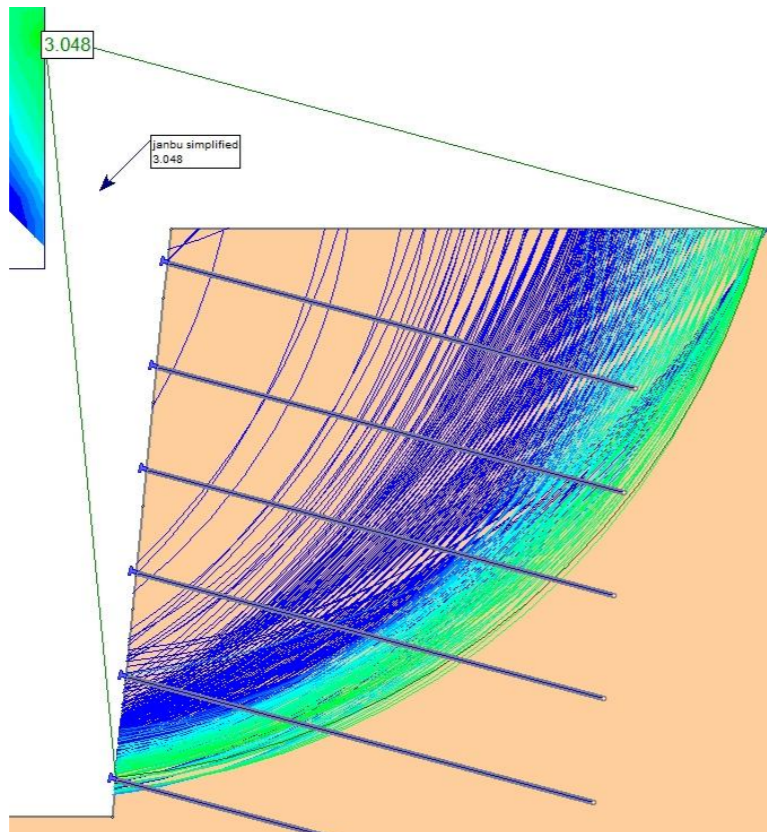
NAIL 5



NAIL 7

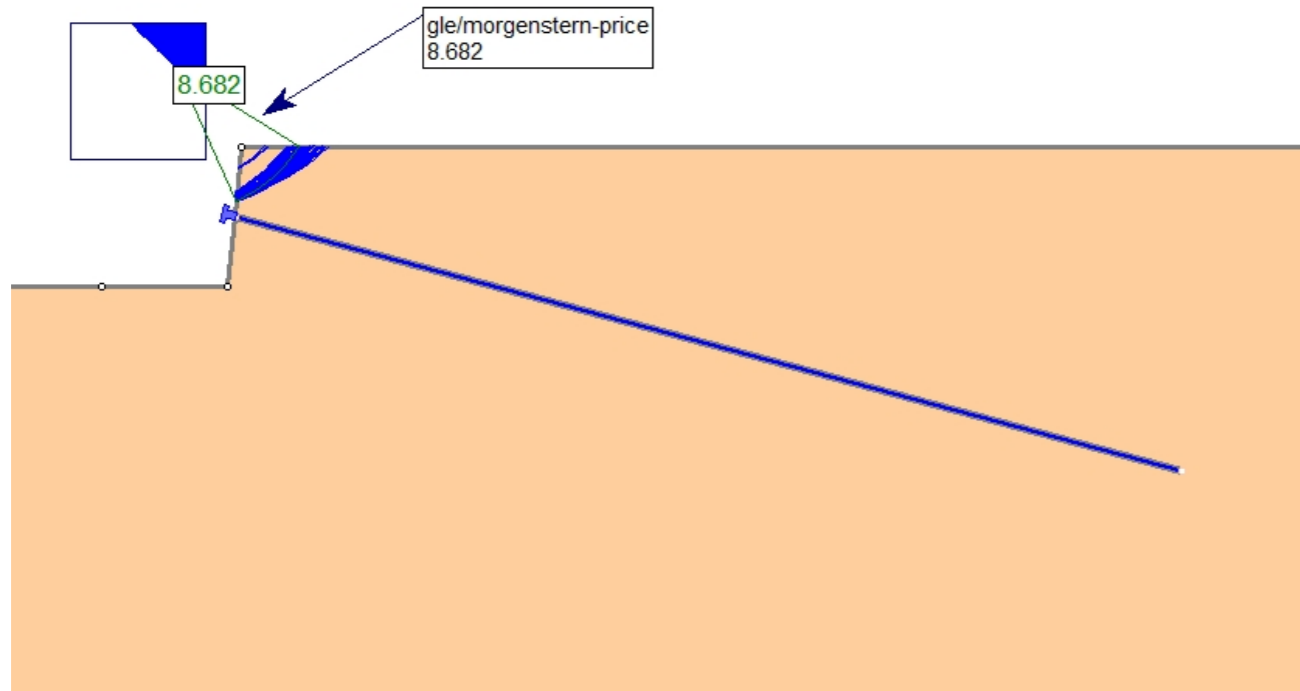


NAIL 6

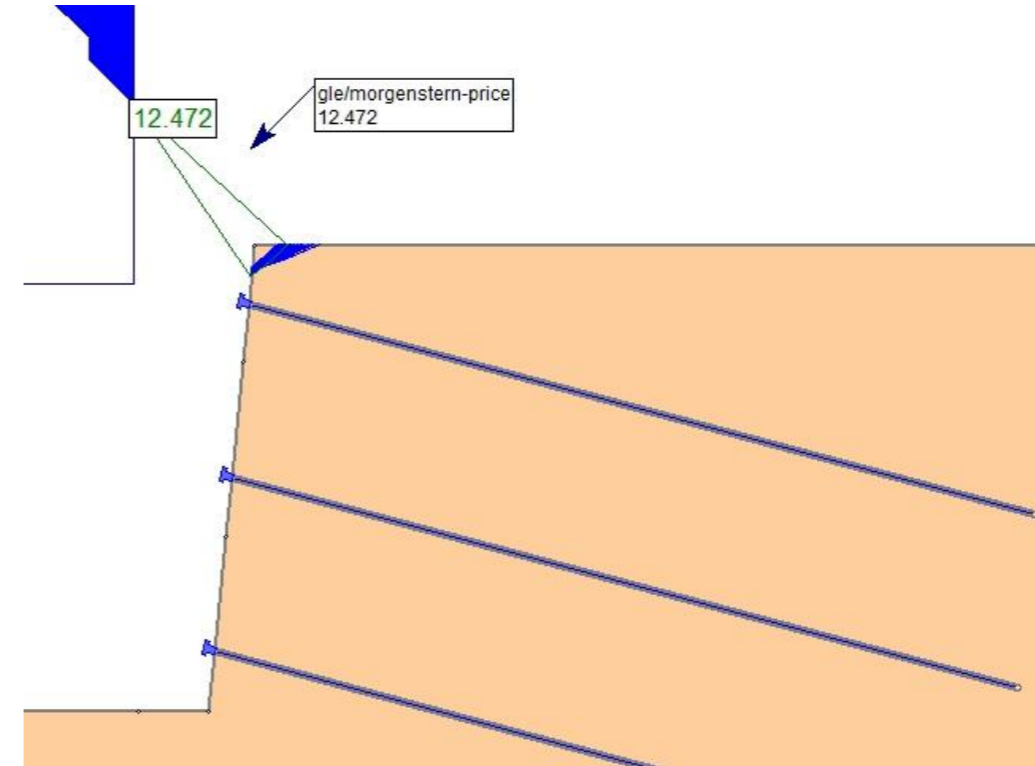


B3.3.2.3 CASO 3 – TERRENO 3 – IRS – MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

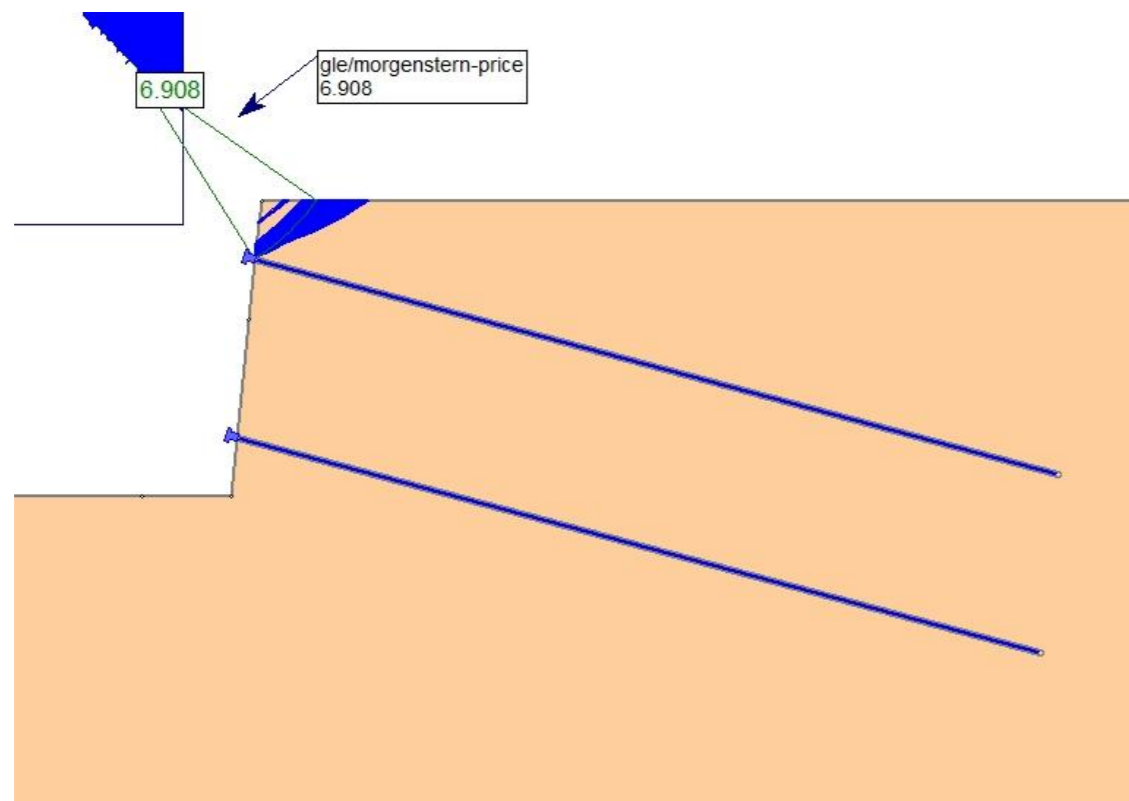
NAIL 1



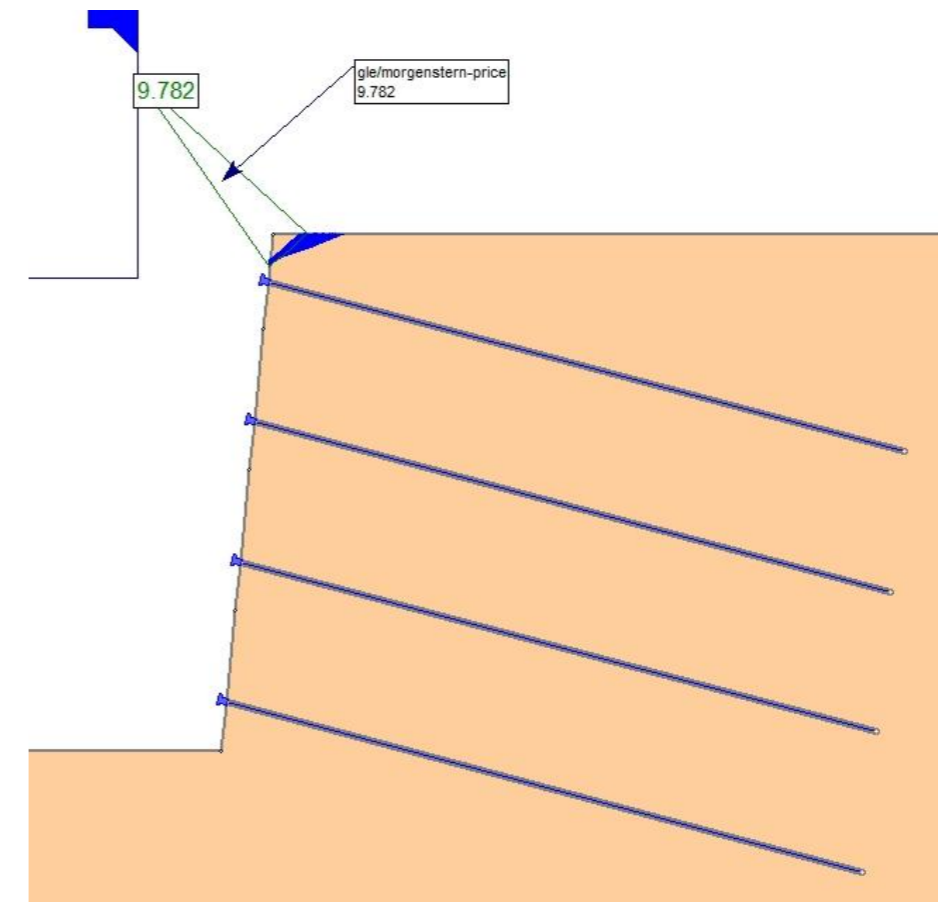
NAIL 3



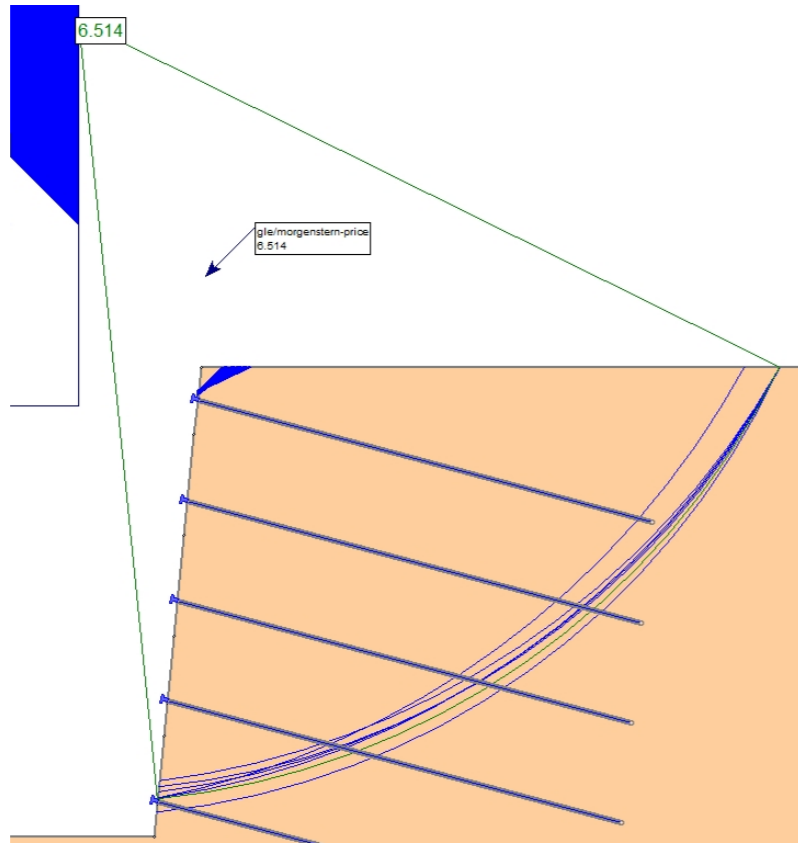
NAIL 2



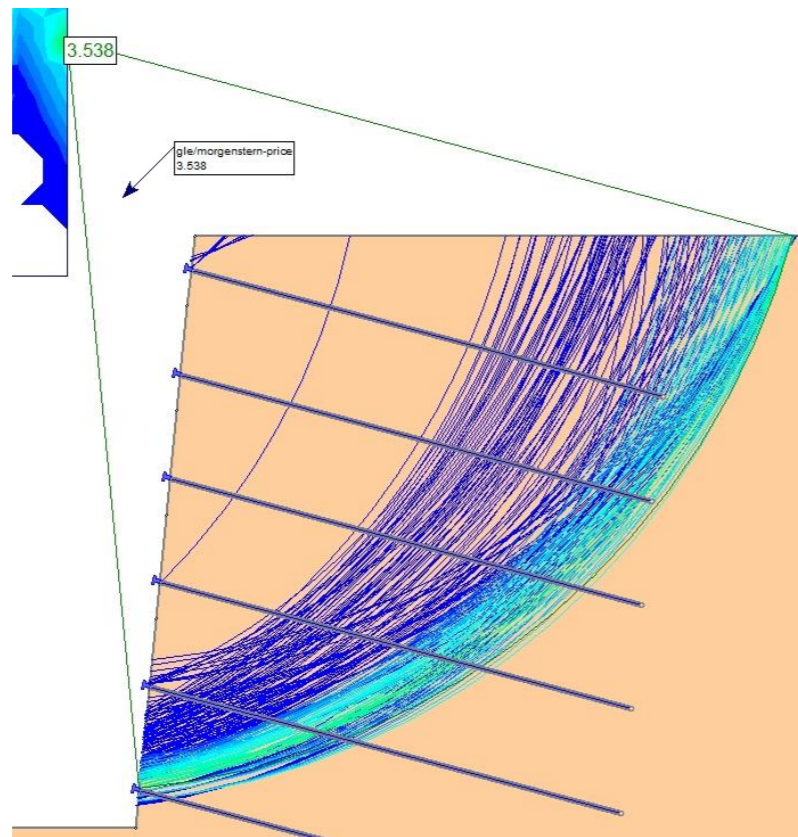
NAIL 4



NAIL 5



NAIL 6



NAIL 7

