



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
(INGENIERÍA CIVIL) – (GEOTECNIA)

INTERACCIÓN ESTÁTICA ENTRE EL SUELO Y ELEMENTOS DE RETENCIÓN
ANCLADOS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JUAN CARLOS ROSAS GUZMÁN

TUTOR PRINCIPAL
MI. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

CD. UNIVERSITARIA, CD. MX. JUNIO 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: MI. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINAR
Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
Vocal: MI. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN
1^{er.} Suplente: MI. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ
2^{d o.} Suplente: MI. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Cd. Universitaria, Cd. de México, México.

TUTOR DE TESIS:

MI. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

FIRMA

(Segunda hoja)

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por las maravillosas oportunidades que ha puesto en mi camino, por brindarme luz cuando el sendero está sombrío y, principalmente, permitirme tomarlo de su mano derecha y seguir caminando.

A mi madre que siempre ha tenido las palabras exactas para motivarme, quien a cualquier hora tiene tiempo para escucharme y brindarme su mejor consejo. La persona que me ha enseñado que el rendirse no es una segunda opción, en fin, el ser que más valoro y amo.

A mi hermano Alejandro que siempre estuvo en los momentos buenos y difíciles, quien constantemente apuesta en mí. Mi más grande amigo que, con sus palabras oportunas reforzaban mi espíritu.

A mi abuela por alentarme, escucharme, por tener respuesta a cualquier situación de la vida y, sobre todo, por tratar de transmitirme en cada una de nuestras charlas sus años de experiencia.

Al MI. Germán López Rincón por tener la disposición y paciencia para dirigir mi trabajo de investigación, por transmitirme su gran conocimiento y, fundamentalmente, por inspirarme a que llegue a ser un profesional como él.

A mis sinodales y demás personas que confiaron, creyeron, me apoyaron e hicieron posible este trabajo.

JUAN CARLOS ROSAS GUZMÁN

RESUMEN

Sin lugar a dudas, unos de los retos más importantes del siglo pasado en México, era la ejecución de excavaciones profundas sostenidas por algún sistema de retención que, en algunos casos, fallaron rotundamente generando daños importantes de interés público. Un ejemplo es el caso de la línea 3 del metro, entre las estaciones Eugenia y Etiopia; la falla se suscitó cuando se pretendía construir un sifón invertido al colector Morena y así cruzar el trazo de la línea del metro; sin embargo, al colocar el último nivel de puntales, el muro empezó a desplazarse lateralmente hasta provocar dislocamiento del colector. (Luis B. Rodríguez y Bardomiano Soria, Grupo IPISA.)

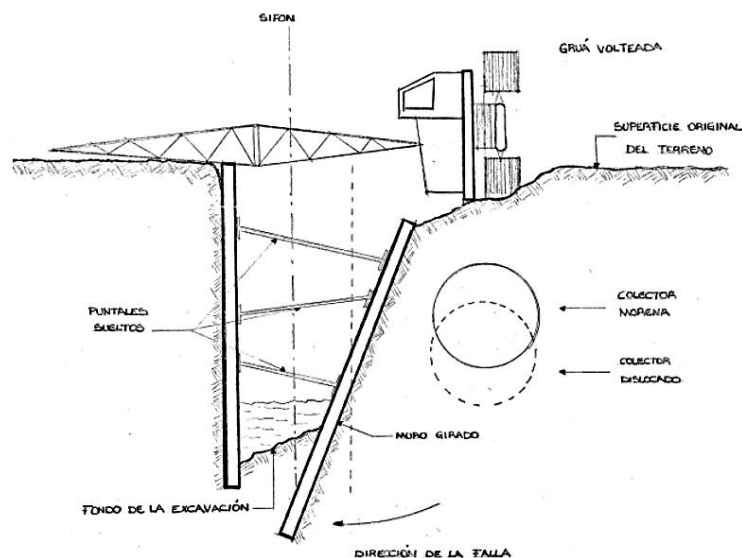


Fig. 1 Falla por pateo del sistema de contención del colector Morena, Cd México.
Fuente: Falla del 'Sifón Morena'; Luis B. Rodríguez y Bardomiano Soria, Grupo IPISA.

El significado de fricción, cohesión y condiciones de equilibrio plástico en la masa de suelo, son fundamentales para comprender el comportamiento del estado activo y pasivo del suelo que, a su vez, dan paso a la distribución de presiones horizontales sobre el elemento de retención.

Existen diferentes Teorías analíticas para el cálculo de presiones laterales, entre las más aceptadas son la propuesta por Coulomb y Rankine, que comparten similares hipótesis de trabajo. La influencia de cargas externas y presiones hidráulicas también deben tomarse en cuenta para la obtención de la presión actuante.

Para lograr un diseño de sistema de retención anclado eficiente, se debe tomar en cuenta, la visión geotécnica y estructural. La primera tiene como fin, determinar las presiones estáticas y dinámicas sobre el elemento, las fuerzas de tensión en cada uno de los niveles de anclaje y la longitud de empotre del muro, asimismo, conocer la geometría necesaria en los bulbos de anclaje para garantizar el equilibrio bajo un FS adecuado. La parte estructural busca en forma esencial, que los elementos a tensión no penetren el muro y que la sección expuesta a las diferentes sollicitaciones, trabaje de forma segura durante la vida útil de la estructura.

Lograr una interacción entre el muro de retención y el suelo de apoyo que lo circunda, permite conocer la distribución de presión pasiva real e identificar puntos de plasticidad en el suelo, asimismo, al asignar módulos de reacción a porciones específicas de suelo y resolver el sistema como un elemento tipo viga, se accede, a la distribución de fuerza cortante, momento flexionante y desplazamiento del muro en sus diferentes etapas de excavación.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El crecimiento demográfico y de servicios que demanda la sociedad, está limitado en muchos casos a una región reducida, debido generalmente a la concentración de poderes políticos, de trabajo, etc.; lo que origina la creación de infraestructura subterránea como: sótanos de estacionamiento, cimentaciones de grandes construcciones, instalaciones, transporte, entre otros. Para albergar la infraestructura anterior, es necesario el uso de sistemas de contención competentes, que permitan una construcción rápida y eficiente, con un daño nulo a edificaciones circundantes.

A lo largo de la línea histórica de estructuras de retención, se han observado colapsos de estas, originados principalmente por la imprecisión del cálculo de presiones horizontales que actúan sobre los elementos de contención, incapacidad estructural e influencia de cargas externas sobre el sistema.

Al realizar el diseño definitivo del sistema de contención, se cae en el error de separar el análisis de comportamiento del material contenido, del correspondiente al sistema de retención, lo cual origina una incompatibilidad de fuerza-deformación, dando como resultado estructuras endebles o sobrerreforzadas y desplazamientos verticales y horizontales contiguos al área de trabajo por encima de las tolerancias permisibles.

La dimensión, características estructurales y de carga sobre el elemento de retención, resistencia y deformación del suelo o roca, así como, la disponibilidad de área de trabajo y desplazamientos permisibles; son las componentes principales para desarrollar un procedimiento de análisis eficiente de sistemas de retención, que considere, la interacción suelo-estructura por medio del acoplamiento de la metodología de diseño vigente.

JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

Las fallas estructurales que se originan por la mala estimación de las presiones en el suelo o roca, así como los desplazamientos producidos por la inestabilidad del sistema, propician colapso en la excavación y desplazamientos importantes de edificaciones contiguas, que ponen en riesgo intereses públicos y pérdidas humanas.

Este trabajo de investigación ofrecerá, los elementos y consideraciones necesarias para el análisis de excavaciones profundas contenidas con elementos rígidos anclados, que sean capaces de ofrecer seguridad y economía durante la vida útil de la edificación; tomado en cuenta la compatibilidad fuerza-deformación entre la estructura y el suelo, para satisfacer por medio de una geometría adecuada del muro, los momentos flexionantes y fuerzas cortantes desarrolladas.

OBJETIVOS

Objetivo general: Contribuir al diseño eficiente de excavaciones profundas contenidas por medio de muros rígidos anclados o apuntalados, valiéndose de un análisis de interacción suelo-muro anclado y, lograr una sección estructural eficiente para soportar las sollicitaciones durante la construcción de la estructura.

Objetivos particulares: 1) Determinar el alivio de esfuerzos al realizar una excavación y mantener las expansiones del fondo lo mínimo posible; 2) Con las teorías de presión de tierras existentes, determinar la distribución de presiones sobre el muro de retención y con ellos las fuerzas de tensión de los niveles de anclaje requeridos para no exceder los desplazamientos verticales y horizontales permisibles; 3) Verificar el diámetro y longitud de bulbos de anclaje necesarios para resistir la fuerza de tensión inducida. 4) Conocer la distribución de presión pasiva requerida para el equilibrio del sistema por debajo del nivel de corte. 5) Estimar, con el análisis de interacción suelo-muro anclado, los módulos de reacción para la estratigrafía dada y determinar los diagramas de momento y cortante a los que estará sometida la estructura, para el consecuente diseño estructural.

CONTENIDO

ESTADO ACTIVO Y PASIVO EN LA MASA DE SUELO.....	14
1.1 CONDICIONES DE EQUILIBRIO PLÁSTICO.....	14
1.2 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN LA MASA DE SUELO	18
1.3 PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS	21
1.4 PRESIÓN LATERAL ACTIVA DE TIERRAS.....	22
1.5 PRESIÓN LATERAL PASIVA DE TIERRAS	24
1.6 PRESIÓN DE TIERRAS, TEÓRIA DE COULOMB.....	24
1.7 PRESIÓN DE TIERRAS, TEORÍA DE RANKINE.....	27
1.7.1 EMPUJE ACTIVO (SUELO FRICCIONANTE)	27
1.7.2 EMPUJE ACTIVO (SUELO COHESIVO).....	28
1.7.3 EMPUJE ACTIVO (SUELO COHESIVO-FRICCIONANTE).....	29
1.7.4 INFLUENCIA DEL NIVEL FREÁTICO	30
1.7.5 EMPUJE PASIVO.....	31
ESTABILIDAD DE FONDO EN EXCAVACIONES.....	32
2.1 PRESIONES BAJO EL NIVEL DE EXCAVACIÓN.....	32
2.2 FALLA DE FONDO EN UNA EXCAVACIÓN	33
2.2.1 SUELO ESTRATIFICADO.....	36
2.3 PRESIÓN HIDRÁULICA Y FLUJO NETO	38
2.4 EXTRACCIÓN DE AGUA EN LA EXCAVACIÓN	41
2.4.1 EXPANSIONES PRODUCIDAS POR EL ALIVIO DE ESFUERZOS	44
2.4.2 EXPANSIÓN LATERAL Y ASENTAMIENTO FUERA DE LA EXCAVACIÓN.....	48
DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN MUROS DE RETENCIÓN ANCLADOS	50
3.1 PRESIÓN SOBRE MURO DE CONCRETO REFORZADO	50
3.2 MURO ANCLADO DE CONCRETO REFORZADO	51
3.2.1 METODOLOGÍA DE DISEÑO SEGÚN UNIVERSITY OF CALIFORNIA, LOS ANGELES..	51
3.2.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO SEGÚN DR. ZEEVAERT	53
3.3 FUERZAS DE TENSIÓN EN LOS NIVELES DE ANCLAJE.....	58
3.4 RESISTENCIA A LA TENSIÓN EN BULBOS DE ANCLAJE	59
3.4.1 CLASIFICACIÓN Y PARTES CONSTITUTIVAS DE ANCLAS.....	59
3.4.2 ESTADO DE ESFUERZOS SOBRE BULBOS EN ANCLAS	61
3.4.3 PRUEBAS DE PENETRACION Y PRESION DE INYECCIÓN EN BULBOS EN ANCLAS..	63
3.5 FALLAS EN EL SISTEMA DE ANCLAJE	66
INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-MURO ANCLADO	70
4.1 CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES.....	70
4.1.1 TORONES DE ANCLAJE	70

4.1.2 ZAPATAS DE REACCIÓN.....	71
4.2 MODELO VIGA-COLUMNA-RESORTE (APROXIMACIÓN PY)	73
4.3 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA, METODOLOGÍA DEL DR. ZEEVAERT	74
4.3.1 INFLUENCIAS HORIZONTALES.....	74
4.3.2 MÓDULO DE DEFORMACIÓN UNITARIA.....	76
4.3.3 DEFORMACIONES HORIZONTALES	79
4.3.4 CONSTANTE DE RIGIDEZ O MÓDULOS DE REACCIÓN DEL SUELO.....	79
CASO DE ESTUDIO	81
5.1 CONDICIONES GEOLÓGICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO	81
5.1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SITIO DE ESTUDIO	81
5.1.2 FISIOGRAFÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	82
5.1.3 GEOLOGÍA LOCAL.....	82
5.1.4 SISMOLOGÍA	82
5.2 CARACTERIZACIÓN DEL DEPÓSITO DE SUELO	84
5.3 ESTABILIDAD INICIAL DE LA MASA DE SUELO	85
5.4 ENVOLVENTE DE DISEÑO.....	88
5.5 FUERZAS DE TENSIÓN PARA LOS NIVELES DE ANCLAJE.....	91
5.6 DESARROLLO DE PRESIÓN PASIVA EN EL EMPOTRE.....	94
5.6.1 MOMENTO RESISTENTE NOMINAL DE LA SECCIÓN DEL MURO.....	94
5.6.2 PRESIÓN PASIVA REQUERIDA PARA EL EQUILIBRIO EN EL EMPOTRE	94
5.7 BULBOS DE ANCLAJE.....	95
5.8 ESTABILIDAD GLOBAL EL SISTEMA DE RETENCIÓN MURO-ANCLA	96
5.9 PUNZONAMIENTO EN LA BASE DEL MURO.....	97
5.10 CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL TORÓN DE ANCLAJE.....	98
5.11 ZAPATA O PEDESTAL DE REACCIÓN	99
5.12 ETAPAS DE EXCAVACIÓN.....	101
5.13 INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA	108
5.13.1 INFLUENCIAS HORIZONTALES EN LAS ETAPAS DE EXCAVACIÓN	109
5.13.2 MÓDULO DE DEFORMACIÓN UNITARIA.....	114
5.13.3 DEFORMACIÓN UNITARIA HORIZONTAL	120
5.14 MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO.....	122
CONCLUSIONES.....	135
ANEXO A.....	137
ANEXO B	139
BIBLIOGRAFÍA.....	147

LISTADO DE FIGURAS

Fig. 1.1 Vector esfuerzo en un punto y equilibrio estático.....	15
Fig. 1.2 Condición de esfuerzo sobre una muestra en una prueba triaxial.	16
Fig. 1.3 Gráfico de Mohr en la ruptura de un plástico ideal.....	17
Fig. 1.4 Idealización de la resistencia por fricción.	18
Fig. 1.5 Idealización de la resistencia por cohesión	19
Fig. 1.6 Idealización de la resistencia por cohesión más fricción.....	19
Fig. 1.7 Idealización de la resistencia por cohesión más fricción.....	21
Fig. 1.8 Representación del concepto elástico y equilibrio plástico	21
Fig. 1.9 Idealización de presión activa y pasiva de la masa de suelo.	22
Fig. 1.10 Representación gráfica del estado activo y pasivo del suelo.....	24
Fig. 1.11 Cuña de falla derivada de la teoría de Coulomb.....	25
Fig. 1.12 Cuña de presión activa de Coulomb.....	26
Fig. 1.13 Cuña de presión pasiva de Coulomb.	26
Fig. 1.14 Cuña de presión activa de Rankine.....	27
Fig. 1.15 Distribución de presión activa en arena seca.....	28
Fig. 1.16 Distribución de presión activa en arcilla saturada.	28
Fig. 1.17 Distribución de esfuerzos activos de Rankine.....	29
Fig. 1.18 Influencia en el nivel freático en la presión horizontal sobre un muro.	31
Fig. 1.19 Distribución de esfuerzos pasivo de Rankine.....	31
Fig. 2.1 Distribución de presiones en un corte ademado.	33
Fig. 2.2 Expansión en el fondo de un corte de arcilla ademada.....	34
Fig. 2.3 Mecanismo de falla de fondo en una excavación ademada en un suelo saturado.....	35
Fig. 2.4 Estabilidad del fondo de una excavación en suelo estratificado.....	37
Fig. 2.5 Tubo piezométrico y diagrama de presiones hidráulicas de acuerdo a la saturación del material.....	38
Fig. 2.6 Coeficiente de permeabilidad k para un depósito de suelo estratificado.	39
Fig. 2.7 Cambio de elevación piezométrica λ en un depósito de suelo estratificado.....	40
Fig. 2.8 Etapa de excavación y posición del nivel de agua abatido en los pozos.	42
Fig. 2.9 Distribución de esfuerzos por alivio de esfuerzos y abatimiento del nivel freático.....	44
Fig. 2.10 Distribución de esfuerzos por alivio de esfuerzos y abatimiento del nivel freático.....	45
Fig. 2.11 Interacción del flujo neto y el cambio de esfuerzo efectivo.	46
Fig. 2.12 Ciclos de histéresis en una prueba de compresión múltiple.....	47
Fig. 2.13 Distribución de esfuerzos de una carga lineal de ancho finito y longitud infinita.....	48

Fig. 2.14 Distribución de esfuerzos horizontales por alivio de esfuerzos y abatimiento del nivel freático.....	49
Fig. 3.1 Diagrama de presión de tierra sobre un muro en cantiliver.	50
Fig. 3.2 Formación hidráulica de bulbos de anclaje.	51
Fig. 3.3 Distribución de presiones sobre muros anclados o apuntalados en suelos friccionantes y cohesivos.....	52
Fig. 3.4 Diagrama de presión de tierra sobre un muro tablaestaca.	53
Fig. 3.5 Diagrama de presión de tierra sobre un muro tablaestaca.	55
Fig. 3.6 Etapa del concreto no agrietado.	56
Fig. 3.7 Etapa de esfuerzos elásticos (concreto agrietado).....	56
Fig. 3.8 Etapa de resistencia última (falla en la viga).	57
Fig. 3.9 Diagrama momento-curvatura para una viga de concreto, únicamente con refuerzo de tensión.....	57
Fig. 3.10 Deformación unitaria y esfuerzos en una viga de concreto reforzado.	58
Fig. 3.11 Método de articulación para el diseño de anclaje.	59
Fig. 3.12 Principales componentes de un ancla.	60
Fig. 3.13 Principales componentes de un ancla.	61
Fig. 3.14 Sección longitudinal del bulbo de anclaje.....	61
Fig. 3.15 Resistencia a la tensión en anclas.....	63
Fig. 3.16 Resistencia de tensión final del bulbo en función de la presión máxima del grout.....	65
Fig. 3.17 Mecanismos de falla en un sistema muro-anclado.	66
Fig. 3.18 Redistribución de carga en las anclas, debido a la movilización de la fuerza cortante.	67
Fig. 3.19 Estabilidad vertical en muros con anclas inclinadas.....	67
Fig. 3.20 Estabilidad vertical en muros con anclas inclinadas u horizontales.....	68
Fig. 3.21 Estabilidad global de un muro anclado.....	68
Fig. 3.22 Estabilidad en el bloque del bulbo.....	69
Fig. 4.1 Cortante en uno sentido sobre una zapata aislada.....	71
Fig. 4.2 Cortante en dos sentidos sobre una zapata aislada.....	72
Fig. 4.3 Modelo py para un muro en voladizo y anclado.	73
Fig. 4.4 Modelo de ancla como un resorte.	74
Fig. 4.5 Esfuerzo horizontal en un punto debido a un área rectangular uniformemente cargada.	75
Fig. 4.6 Construcción de matriz de influencias horizontales.	76
Fig. 4.7 Deformación de un elemento de suelo función del incremento de esfuerzo aplicado.	77
Fig. 5.1 Croquis de localización de la zona de estudio.	81

Fig. 5.2 Zonificación geológica de la Cd. México.	82
Fig. 5.3 Zonificación geotécnica de Cd. México.	83
Fig. 5.4 Perfil estratigráfico del lugar de estudio.....	84
Fig. 5.5 Análisis de estabilidad de talud sin elementos de retención, margen derecha.....	86
Fig. 5.6 Análisis de estabilidad de talud sin elementos de retención, margen izquierda.	87
Fig. 5.7 Curva de distribución de esfuerzos por sobrecarga.	88
Fig. 5.8 Diagramas de presión actuante sobre el sistema de retención.....	90
Fig. 5.9 Bloques de esfuerzo para 3 y 4 niveles de anclaje.	91
Fig. 5.10 Bloque de esfuerzos de la sección propuesta.....	94
Fig. 5.11 Fuerzas que participan en la obtención del FS de la presión pasiva.....	94
Fig. 5.12 Esquema final del sistema muro-anclaje.	96
Fig. 5.13 Estabilidad global del sistema muro-ancla.	97
Fig. 5.14 Fuerzas actuantes para la revisión por punzonamiento.....	97
Fig. 5.15 Planta y sección trasversal de la zapata de reacción bajo cortante uno y dos sentidos.	100
Fig. 5.16 Distribución de presiones para la primera etapa de excavación.	103
Fig. 5.17 Distribución de presiones para la segunda etapa de excavación.....	105
Fig. 5.18 Distribución de presiones para la tercera etapa de excavación.....	107
Fig. 5.19 Consideraciones para obtener los elementos mecánicos en un muro de retención con y sin anclas.....	108
Fig. 5.20 Diagrama y distribución de esfuerzos para la primera etapa de excavación (3.5 m).109	
Fig. 5.21 Diagrama y distribución de esfuerzos para la segunda etapa de excavación (6.20 m).	110
Fig. 5.22 Diagrama y distribución de esfuerzos para la tercera etapa de excavación (8.30 m).	111
Fig. 5.23 Diagrama y distribución de esfuerzos para la cuarta etapa de excavación (12.0 m).112	
Fig. 5.24 M_z a la profundidad de 5.0 m.....	115
Fig. 5.25 M_z a la profundidad de 8.43 m.....	115
Fig. 5.26 M_z a la profundidad de 10.83 m.....	116
Fig. 5.27 M_z a la profundidad de 15.80 m.....	116
Fig. 5.28 Curvas de comportamiento de M_z para el 2do y 3er estrato, según el confinamiento en laboratorio.	117
Fig. 5.29 Curvas de comportamiento de M_z para el 4to y 5to estrato, según el confinamiento en laboratorio.	118
Fig. 5.29a Variación del M_z respecto al σ_c a la profundidad media en cada estrato.	119
Fig. 5.30 Diagrama de cuerpo libre del elemento viga en la primera etapa de excavación.	123

Fig. 5.31 Requerimiento de presión pasiva sin considerar K_e en la primera etapa de excavación.	124
Fig. 5.32 Requerimiento de presión pasiva considerando K_e en la primera etapa de excavación.	124
Fig. 5.33 Diagrama de cuerpo libre del elemento viga en la segunda etapa de excavación.....	125
Fig. 5.34 Requerimiento de presión pasiva sin considerar K_e en la segunda etapa de excavación.	126
Fig. 5.35 Requerimiento de presión pasiva considerando K_e en la segunda etapa de excavación.	126
Fig. 5.36 Diagrama de cuerpo libre del elemento viga en la tercera etapa de excavación.....	127
Fig. 5.37 Requerimiento de presión pasiva sin considerar K_e en la tercera etapa de excavación.	128
Fig. 5.38 Requerimiento de presión pasiva considerando K_e en la tercera etapa de excavación.	128
Fig. 5.39 Diagrama de cuerpo libre del elemento viga en la cuarta etapa de excavación.....	129
Fig. 5.40 Requerimiento de presión pasiva sin considerar K_e en la cuarta etapa de excavación.	130
Fig. 5.41 Requerimiento de presión pasiva considerando K_e en la cuarta etapa de excavación.	130
Fig. 5.42 Distribución de fuerza cortante en el muro durante las etapas de excavación.....	131
Fig. 5.43 Distribución de momento flexionante en el muro durante las etapas de excavación.	132
Fig. 5.44 Deflexiones en el muro durante las etapas de excavación.....	133
Fig. A.2 Círculo de Mohr para equilibrio plástico.	137
Fig. B1 Ley fenomenológica para materiales arenosos.....	139
Fig. B2 Ley fenomenológica para materiales finos.	140
Fig. B3 Valores de M_z para algunos materiales a una presión de confinamiento de 1kg/cm^2 . 141	
Fig. B4 Valores de m_v , ν y K_0 según el tipo de sedimento.	141
Fig. B5 Edificio anexo a estructura tipo A; localización de sondeo SM-1.....	142
Fig. B6 Prueba de compresión simple una profundidad de 4.90-5.10 m.	142
Fig. B7 Prueba de compresión simple una profundidad de 8.35-8.50 m.	143
Fig. B8 Prueba de compresión simple una profundidad de 10.75-10.90 m.	143
Fig. B9 Prueba de compresión simple una profundidad de 15.70-15.90 m.	144
Fig. B10 Prueba de compresión simple una profundidad de 4.90-5.10 m.	144
Fig. B11 Prueba de compresión simple una profundidad de 8.35-8.50 m.	145
Fig. B12 Prueba de compresión simple una profundidad de 10.75-10.90 m.	145
Fig. B13 Prueba de compresión simple una profundidad de 15.70-15.90 m.	146

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1.1 Coeficientes de fricción en distintos materiales.....	18
Tabla 1.2 Desplazamiento debido a presión activa.	23
Tabla 3.1 Comparación de diagramas de presión según el material retenido.	52
Tabla 3.2 Factores de resistencia para muros de retención anclados.	53
Tabla 3.3 Comparación entre diferentes pruebas de penetración en suelos.	64
Tabla 4.1 Valores de rigidez en arenas con diferente densidad.....	73
Tabla 5.1 Caracterización del depósito de suelo.	85
Tabla 5.2 Distribución de esfuerzos por sobrecarga.....	88
Tabla 5.3 Presión activa, pasiva y constante de la envolvente de diseño.....	89
Tabla 5.4 Fuerza de tensión para cada nivel de anclaje en función del bloque actuante.	92
Tabla 5.5 Formulación de ecuación de 3er grado para conocer la longitud de empotre D.	92
Tabla 5.6 Obtención de raíces y cálculo del empotre definitivo para las diferentes separaciones S_x , S_z	93
Tabla 5.7 Presión pasiva y activa sobre el empotre, para diferentes arreglos de anclaje.....	93
Tabla 5.8 Desviación estándar de la tensión T, para la elección de las propuestas de anclaje.	93
Tabla 5.9 Comparación de la presión pasiva necesaria para el equilibrio contra la desarrollada.	94
Tabla 5.10 Resistencia admisible a la tensión en bulbos de anclaje.....	95
Tabla 5.11 Comparación de fuerza de tensión requerida y la suministrada por los bulbos.	95
Tabla 5.12 Factor de seguridad por punzonamiento del muro en el estrato de apoyo.....	98
Tabla 5.13 Área de acero requerida por cada nivel de anclaje.	98
Tabla 5.14 Número de torones necesarios según el diámetro.....	99
Tabla 5.15 Peralte necesario al evaluar cortante en un sentido.....	99
Tabla 5.16 Peralte necesario al evaluar cortante en dos sentidos.	100
Tabla 5.17 Capacidad de carga para cada nivel de anclaje.	101
Tabla 5.18 Presiones actuantes y resistentes sobre el sistema de retención, para la primera etapa de excavación.	102
Tabla 5.19 Presiones actuantes y resistentes sobre el sistema de retención, para la segunda etapa de excavación.	104
Tabla 5.20 Presiones actuantes y resistentes sobre el sistema de retención, para la tercera etapa de excavación	106
Tabla 5.21 Resumen de tensiones en cada nivel de anclaje según la etapa de excavación.....	107
Tabla 5.22 Matriz de influencias debidas q_i en cada etapa de excavación.	113
Tabla 5.23 Valores de M_z según el confinamiento de laboratorio.	117

Tabla 5.24 Valores de M_z según el confinamiento en campo.....	119
Tabla 5.25 Valores de M_h para cada sustrato en la 1ra etapa de excavación.....	120
Tabla 5.26 Valores de M_h para cada sustrato en la 2da etapa de excavación.	120
Tabla 5.27 Valores de M_h para cada sustrato en la 3ra etapa de excavación	121
Tabla 5.28 Valores de M_h para cada sustrato en la 4ta etapa de excavación.	121
Tabla 5.28a Matriz de desplazamientos unitarios para cada etapa de excavación.....	121
Tabla 5.29 Rigidez K_e del ancla en cada etapa de excavación.	122
Tabla 5.30 Compatibilidad de fuerza-deformación por medio de la rigidez en la primera etapa de excavación.	123
Tabla 5.31 Compatibilidad de fuerza-deformación por medio de la rigidez en la segunda etapa de excavación.	125
Tabla 5.32 Compatibilidad de fuerza-deformación por medio de la rigidez en la tercera etapa de excavación.	127
Tabla 5.33 Compatibilidad de fuerza-deformación por medio de la rigidez en la cuarta etapa de excavación.	129
Tabla 5.34 Cálculo de cuantía r por flexión según el momento máximo en el muro (M_w).....	134
Tabla 5.35 Capacidad al cortante de la sección de muro (V_c).	134
Tabla 5.36 Propuesta de acero de refuerzo en el muro de retención.	135

CAPÍTULO 1

ESTADO ACTIVO Y PASIVO EN LA MASA DE SUELO

1.1 CONDICIONES DE EQUILIBRIO PLÁSTICO

Al someter una muestra de suelo a una prueba de compresión triaxial, se establece por lo general que σ_1 es igual al esfuerzo vertical inducido, $\sigma_2=\sigma_3$ y representa la presión de confinamiento. Al incorporar estos esfuerzos la falla ocurre a lo largo de una superficie inclinada de deslizamiento, de interés especial, para conocer el estado de esfuerzos.

En la mecánica del medio continuo se establece que, *si un cuerpo deformable se somete a sollicitaciones de cualquier tipo, éste se deforma hasta cierto límite; debido a que las fuerzas cohesivas han entrado en juego, tomando un valor que permite equilibrar las fuerzas externas aplicadas* (R. Rivera, 2011).

La representación del estado de esfuerzos en la masa de suelo se expresa por medio de una matriz S o T mejor conocida como *tensor esfuerzo, que mide físicamente los esfuerzos existentes en tres planos mutuamente perpendiculares. La matriz S al representar un fenómeno físico, tiene propiedades adicionales de una matriz, como cuando no ocurre rotación del elemento se forma una matriz simétrica, posee propiedades que no varían aun cuando se cambie el sistema de coordenadas, la suma de su diagonal principal es siempre la misma, etc.* (A. Deméneghi, 2015).

Considerando un punto en el medio, el vector esfuerzo \underline{s}_n o \underline{t}_n , se puede separar en una componente de esfuerzo normal $\underline{\sigma}_n$ y una cortante $\underline{\tau}_n$. Para obtener la magnitud de $\underline{\sigma}_n$ se proyecta el vector esfuerzo sobre la dirección del vector normal \underline{n} , que define al plano donde actúa el vector esfuerzo, y que se puede expresar en función de los cosenos directores $(\cos\alpha, \beta, \gamma)$. Fig. 1. 1.a. (R. Rivera, 2011).

Para describir el conjunto de vectores esfuerzo asociados a todos los puntos de un plano establecido, se determina una envolvente para todos ellos. Con el procedimiento de Cauchy, para el equilibrio de un tetraedro, $\Sigma F_x=0; \Sigma F_y=0; \Sigma F_z=0$ (Fig. 1.1.b) y al considerar que las dimensiones del elemento tienden a cero, se adquiere la forma matricial siguiente.

$$\begin{Bmatrix} S_x \\ S_y \\ S_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \cos \alpha \\ \cos \beta \\ \cos \gamma \end{Bmatrix} \text{ Por tanto: } \underline{s}=\underline{S} \underline{n} \quad [1.1]$$

Dónde: \underline{s} = Vector esfuerzo.

S = Tensor esfuerzo.

\underline{n} = Vector normal.

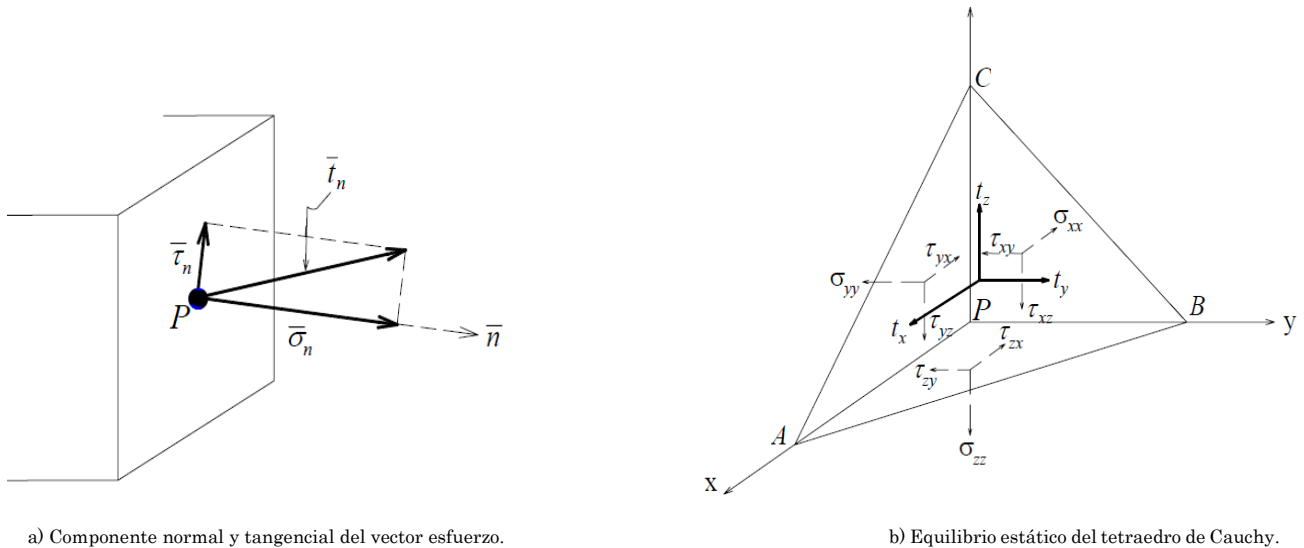


Fig. 1.1 Vector esfuerzo en un punto y equilibrio estático.
Fuente: Fundamentos de mecánica del medio continuo (R. Rivera, 2011).

Cuando en un plano se presenta únicamente esfuerzo normal, el esfuerzo cortante vale cero, a este plano se le llama plano principal. A la dirección del vector normal al plano principal se denomina dirección principal y al esfuerzo normal que ocurre en dicha dirección se le llama esfuerzo principal. (A. Deméneghi, 2015).

En la Fig. 1.2.a una probeta de suelo sometida a un esfuerzo isotrópico se le aplica un incremento de esfuerzo vertical, de tal forma que en la sección a-a' a través del espécimen, actúa un esfuerzo principal mayor σ_1 y un esfuerzo principal menor $\sigma_2=\sigma_3$; en ambos casos al ser esfuerzos principales el cortante vale cero. Para cuantificar el estado de esfuerzos se considera un esfuerzo plano, por tanto, la Ec.1.1 toma la siguiente forma:

$$\begin{pmatrix} S_x \\ S_y \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{yx} & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \cos \alpha \\ \cos \beta \\ 0 \end{pmatrix} \text{ Por tanto: } \underline{s} = S \underline{n} \quad [1.2]$$

Al determinar el esfuerzo sobre una sección arbitraria inclinada, se realiza el equilibrio estático de Cauchy, en términos de esfuerzos principales en base al elemento diferencial, Fig. 1.2b.

$$F_3 = \sigma_3 A$$

$$F_3 = \sigma_3 \cdot d_z \cdot 1$$

$$F_3 = \sigma_3 \cdot ds \cdot \sin \alpha$$

$$F_1 = \sigma_1 A$$

$$F_1 = \sigma_1 \cdot d_x \cdot 1$$

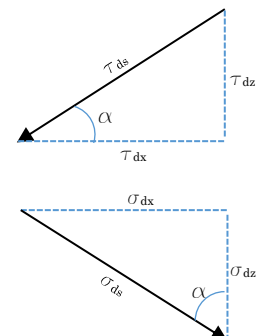
$$F_1 = \sigma_1 \cdot ds \cdot \cos \alpha$$

$$F_{\tau x} = \tau ds \cdot \cos \alpha$$

$$F_{\tau z} = \tau ds \cdot \sin \alpha$$

$$F_{\sigma x} = \sigma ds \cdot \sin \alpha$$

$$F_{\sigma z} = \sigma ds \cdot \cos \alpha$$



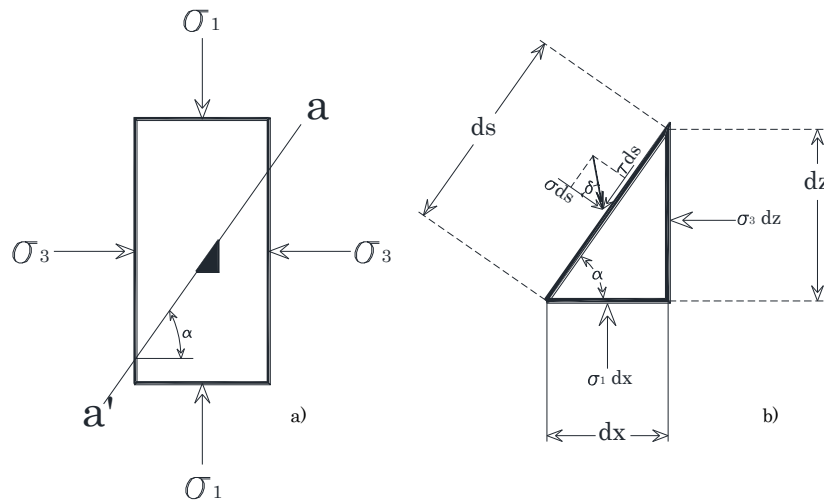


Fig. 1.2 Condición de esfuerzo sobre una muestra en una prueba triaxial.
Adaptado: Theoretical Soils Mechanics (K. Terzaghi, 1943).

Realizando el equilibrio estático se tiene:

$$\begin{aligned} \uparrow \leftarrow \quad \Sigma F_H=0 \quad \sigma_3 \cdot ds \cdot \sin \alpha + \tau \cdot ds \cdot \cos \alpha - \sigma \cdot ds \cdot \sin \alpha &= 0 \end{aligned} \quad [1.3]$$

$$\Sigma F_V=0 \quad \sigma_1 \cdot ds \cdot \cos \alpha + \tau \cdot ds \cdot \sin \alpha - \sigma \cdot ds \cdot \cos \alpha = 0 \quad [1.4]$$

Reduciendo y resolviendo las Ec.1.3 y 1.4, se puede calcular el valor de σ y τ en esfuerzos principales para cualquier plano a-a y su correspondiente α , sin embargo; el ángulo α deberá ser menos a 90° , Fig. 1.2.a.

$$\sigma = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cos 2\alpha \quad [1.5]$$

$$\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin 2\alpha \quad [1.6]$$

Conociendo la magnitud y dirección de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , se puede trasladar el estado de esfuerzos al grafico de Mohr, donde dicho estado se representa con el círculo de diámetro $\sigma_1 - \sigma_3$. Al hacer girar una recta que va desde el centro del círculo con dirección anti-horaria de ángulo 2α , se encuentra el punto s con coordenadas que representa a σ y τ para dicho plano. El ángulo δ de la resultante de los esfuerzos normal y tangencial se obtiene al trazar una línea desde el origen hasta el punto s , Fig. 1.3.

En las pruebas de esfuerzo cortante el material fallará tan pronto como el esfuerzo cortante sobre cualquier sección satisfaga la Ley de resistencia de Coulomb, $s = c + \sigma \tan \varphi$. Terzaghi de acuerdo con la experiencia en campo y laboratorio, asume que la ecuación anterior es válida para cualquier valor intermedio principal σ_2 , además de que c y φ son constantes para toda la sección. En el plano de Mohr el círculo representa el estado de esfuerzos, la recta Mo-M es la línea de ruptura que satisface la ecuación de resistencia; por tanto, el equilibrio existe cuando el círculo es tangente a dicha recta (punto s), de otra forma no se satisface el equilibrio antes expuesto.

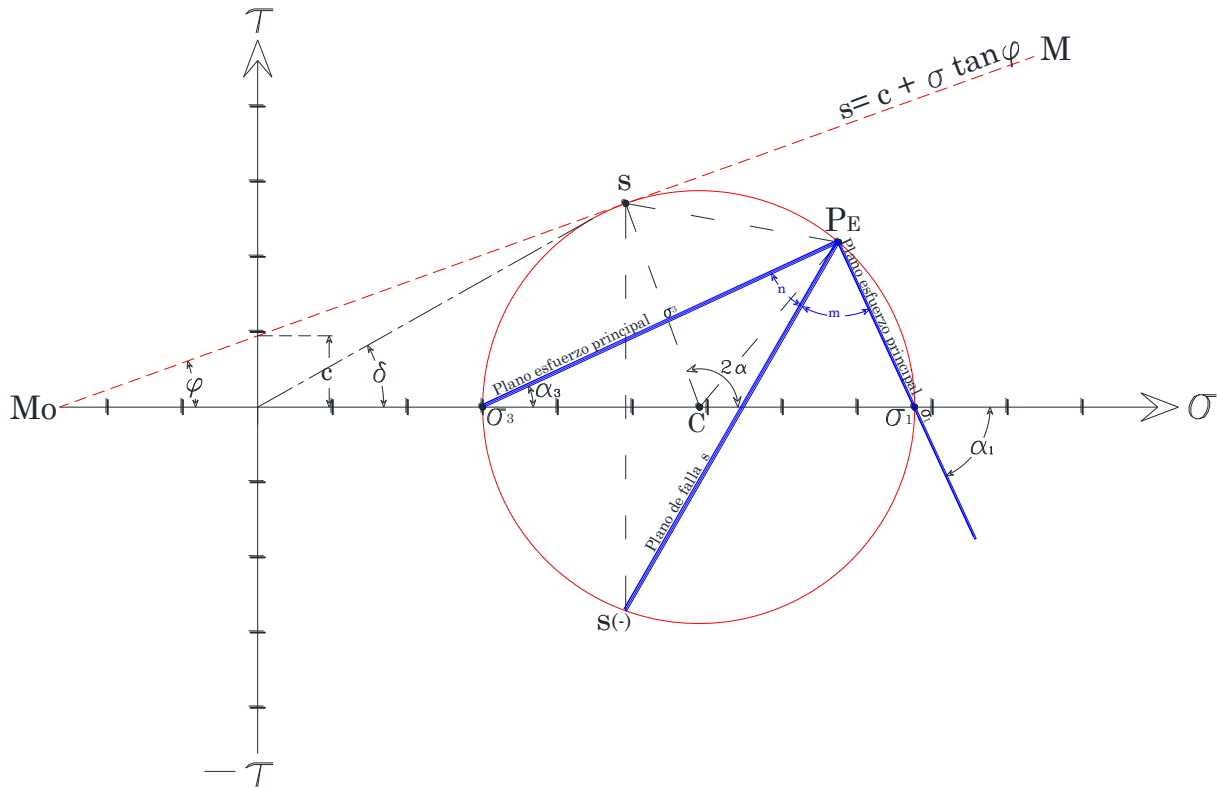


Fig. 1.3 Gráfico de Mohr en la ruptura de un plástico ideal.
Adaptado: Theoretical Soils Mechanics (K. Terzaghi, 1943).

Cuando los planos de esfuerzo principal mayor σ_1 , principal menor σ_3 y el plano de falla s convergen en el polo de esfuerzo P_E , los planos s y σ_1 forman el ángulo m que describe la inclinación de deslizamiento del estado activo y el estado pasivo lo forma el ángulo n entre los planos s y σ_3 . Fig.1.3. En el anexo A se presenta un ejemplo numérico para la obtención de todos los elementos del círculo de falla de Mohr a partir de los datos de falla de una probeta de suelo.

Realizando simplificaciones geométricas del círculo y satisfaciendo las ecuaciones anteriores de tiene lo siguiente:

$$\sigma_1 = 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \sigma_3 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 2c\sqrt{N_\varphi} + \sigma_3 N_\varphi \quad [1.7]$$

Donde el valor de flujo N_φ es:

$$N_\varphi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad [1.8]$$

Considerando un suelo puramente friccionante, se elimina el primer término de la Ec.1.7 resultando $\sigma_1 = \sigma_3 N_\varphi$. Para este caso, la relación de esfuerzos principales mayor y menor en estado de equilibrio plástico, tiene el mismo valor de flujo N_φ en toda la porción de suelo. Si el esfuerzo en algún punto de la masa de suelo satisface la Ec.1.7, el estado de equilibrio plástico está presente, a lo anterior se puede presentar un flujo plástico o un estado de equilibrio elástico envolviendo al esfuerzo existente.

El estado de equilibrio plástico se deriva de la Teoría de plasticidad permanente para sólidos y a su vez basada en la ruptura de falla de la Teoría de Mohr, la que ha mostrado tener buena aproximación.

1.2 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN LA MASA DE SUELO

Para comprender con mayor claridad el concepto de presión de tierra, se recurre a la definición de resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo. Diversas observaciones e investigaciones concluyen que el suelo es un material elasto-plasto-viscoso y, por tanto, para el análisis se deberán de considerar los tres estados, de esta forma la constitución de la fase sólida en un suelo grueso se compone de materiales granulares; que aportan resistencia por fricción y en suelos finos el cementante de acuerdo a su origen generará una resistencia plasto-viscosa.

La estabilidad estática en el depósito se debe a componentes elásticos que, en cadena, proporcionan contactos firmes que se pierden al producirse la ruptura cuando su resistencia se rebase (L. Zeevaert, 1998); cuando se rompe esta estructura el material presenta una falla plasto-viscosa.

En 1773 Coulomb formuló una ley fenomenológica para evaluar la resistencia al esfuerzo cortante en materiales pétreos, que de forma reológica se puede dividir de tres maneras:

1) *Resistencia por fricción*: al idealizar un bloque sometido a una carga P sobre un plano horizontal y al requerir su movilización, se utilizaría una fuerza horizontal mayor, para romper el equilibrio estático que ofrece la fricción entre el bloque y la superficie de apoyo, Fig. 1.4.

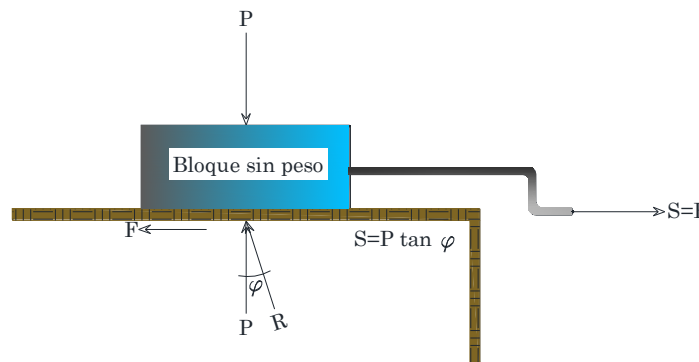


Fig. 1.4 Idealización de la resistencia por fricción.
Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

Por tanto, la resistencia S estará dada por el producto de la carga P y el coeficiente de fricción μ_s , donde $\mu_s = \tan \varphi$. Cuando inicia el movimiento en el bloque, la fricción entre éste y la superficie del plano horizontal es mucho menor a la que se requirió inicialmente para su movimiento; esta nueva fricción llamada *fricción dinámica o residual* es además función de la velocidad. En la Tabla 1.1 se pueden ver algunos valores de coeficientes de fricción dinámica y estática; sin embargo, para materiales pétreos el valor de μ_s oscila entre 0.30 y 0.65. Cabe aclarar que, si existe un lubricante entre los cuerpos, los coeficientes serán mucho más pequeños.

Tabla 1.1 Coeficientes de fricción en distintos materiales.
Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

Material	Condición	Coeficiente estático		Coeficiente dinámico		Velocidad (m/s)
		μ_s	φ	μ_s	φ	
Acero vs acero	Seco	0.15	$8^\circ \frac{1}{2}$	0.09	$5^\circ \frac{1}{4}$	3 a 30
Mampostería vs concreto	Seco	0.76	$37^\circ \frac{1}{4}$	---	---	---
Mampostería vs tierra	Seco	0.65	33°	---	---	---
Mampostería vs tierra	Húmedo	0.30	$16^\circ \frac{3}{4}$	---	---	---
Hierro vs bronce	Seco	0.19	$10^\circ \frac{3}{4}$	0.18	$10^\circ \frac{1}{4}$	---
Hierro vs bronce	Engrasado	0.08	$4^\circ \frac{1}{2}$	0.08	$4^\circ \frac{1}{2}$	---

2) *Cohesión*: siguiendo la misma analogía, ahora al bloque se le ha colocado un pegamento y para que éste pierda el equilibrio estático se deberá usar una fuerza horizontal mayor a la ejercida sólo por el pegamento, Fig. 1.5. Considerando que $P=0$, la resistencia $S=C$, donde C = cohesión del material y dependerá de la calidad del pegamento y la presión que se ejerza durante el secado.

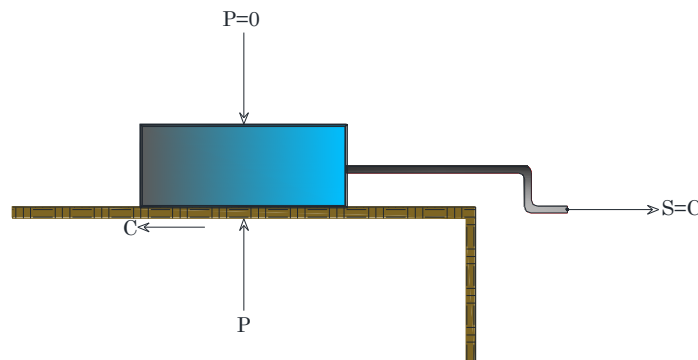


Fig. 1.5 Idealización de la resistencia por cohesión.
Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

3) *Cohesión-Fricción*: para tomar en cuenta los dos mecanismos anteriores, el bloque idealizado contendrá protuberancias y entre ellas un relleno de pegamento (Fig. 1.6).

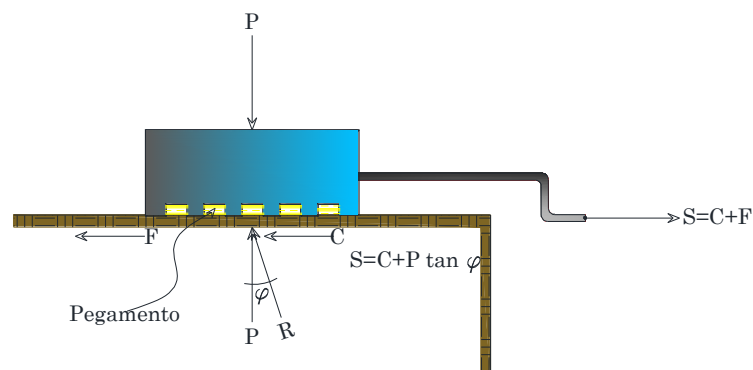


Fig. 1.6 Idealización de la resistencia por cohesión más fricción.
Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

Con los tres casos analizados podemos aseverar la ecuación de Coulomb:

$$S = C + P_n \tan \varphi \quad [1.9]$$

Pruebas de laboratorio en material parcial o totalmente saturado revelan que la aplicación de la carga no se trasmite de forma íntegra a los granos de suelo y, por ende, el agua contenida entre los granos toma cierto porcentaje de carga; sin embargo, si se logra la consolidación debido al esfuerzo normal inducido con una velocidad de aplicación lo suficientemente lenta, se permitirá en gran medida la transmisión del esfuerzo.

Para materiales cohesivos e impermeables los esfuerzos efectivos están cambiando constantemente desde la aplicación de la carga, en consecuencia, los resultados de la Ec.1.9 dependen de los esfuerzos efectivos. Terzaghi realizó una modificación a la ecuación anterior, rescribiéndola de la siguiente forma:

$$s_d = c_d + (p - u) \tan \varphi_d \quad [1.10]$$

Donde: s_d = Resistencia al corte drenada.

c_d = Cohesión drenada.

p = Esfuerzo total.

u = Presión de poro.

φ_d = Ángulo de fricción drenada.

Por tanto, los parámetros de resistencia para condiciones secas y saturadas dependerán de: e , w , Cr , historia de cargas del material, forma de granos, en el caso de la cohesión del tipo de cementante y en segundo término la mineralogía.

A lo anterior (L. Zeevaert, 1998), realiza las siguientes hipótesis de trabajo:

a) No importando la rapidez de aplicación de la carga, los elementos elásticos tienen una falla frágil y su resistencia estará dada por:

$$C_e = C_o + S_e \quad [1.11]$$

Dónde: C_e = Cohesión elástica

C_o = Cohesión inicial

S_e = Es función del número de contactos firmes y que depende del material y cementante

b) La parte viscosa producirá una resistencia virtual que será función de la rapidez con la que se alcance la falla, tendiendo a ocultar la resistencia real del material. Suponiendo una viscosidad lineal y aplicando la Ley de Newton se tiene que la resistencia virtual es:

$$S_v = \omega \dot{\gamma} \quad [1.12]$$

Dónde: ω = Coeficiente de fluidez.

$\dot{\gamma}$ = Rapidez de deformación.

c) El fenómeno plástico considera la resistencia friccionante de Coulomb al desplazarse un grano respecto a otro.

$$S_\phi = (P - U) \tan \varphi_d \quad [1.13]$$

Sumando la Ec. 1.11, 1.12 y 1.13 se tiene para un material cohesivo-friccionante, desde un punto de vista reológico lo siguiente:

$$S = C_o + S_e(\sigma_c) + S_v(\omega, \dot{\gamma}) + S_\phi(\sigma, \varphi_d) \quad [1.14]$$

Dónde: C_o = Cohesión verdadera o inicial.

S_e = Es función del número de contactos firmes y que depende del material y cementante.

S_v = Resistencia por viscosidad (rapidez con que se somete el material a la falla).

S_ϕ = Resistencia por fricción.

σ_c , σ = Esfuerzo efectivo de confinamiento y esfuerzo efectivo normal.

En la Fig.1.7 se observa el comportamiento y, en el caso de arenas y limos, la Ec.1.14 tiene suficiente aproximación; sin embargo, se deduce que el material presenta una cohesión aparente y está dada por los tres primeros términos de la Ec.1.14.

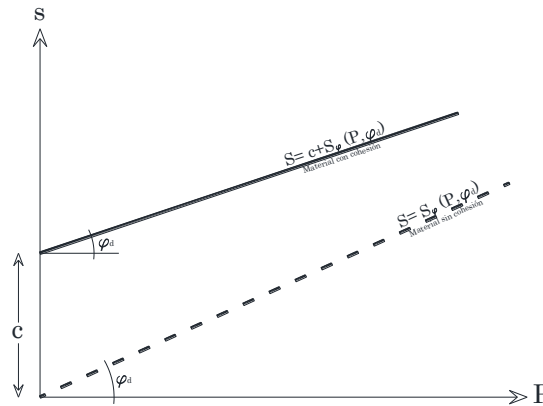


Fig. 1.7 Idealización de la resistencia por cohesión más fricción.
Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

Para materiales que contienen cementante, la falla es frágil (arenas y limos cementados), y la resistencia estará dada por la siguiente expresión:

$$S = C + \varphi(\sigma, \varphi d) \tag{1.15}$$

De las consideraciones anteriores se pueden ver distintas formas en las que se presenta la resistencia al esfuerzo cortante y de acuerdo con la aplicación de las fuerzas límite se origina la falla.

1.3 PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS

J.E. Bowles, 1997 explica que al proyectar elementos de retención se debe proporcionar seguridad suficiente para, evitar el colapso o falla de la estructura; sin embargo, antes de que esto ocurra se podrán observar desplazamientos de hasta decenas de centímetros. Dichos elementos que interactúan de forma directa con el suelo, requieren de la estimación cuantitativa de la presión de tierra lateral, ya sea para análisis de estabilidad o para el diseño estructural. Para ello, el valor de la presión lateral se obtiene mediante el método de equilibrio plástico, definido por la envolvente de falla de Mohr (Fig. 1.8) o utilizando el método de elemento finito (M.E.F.).

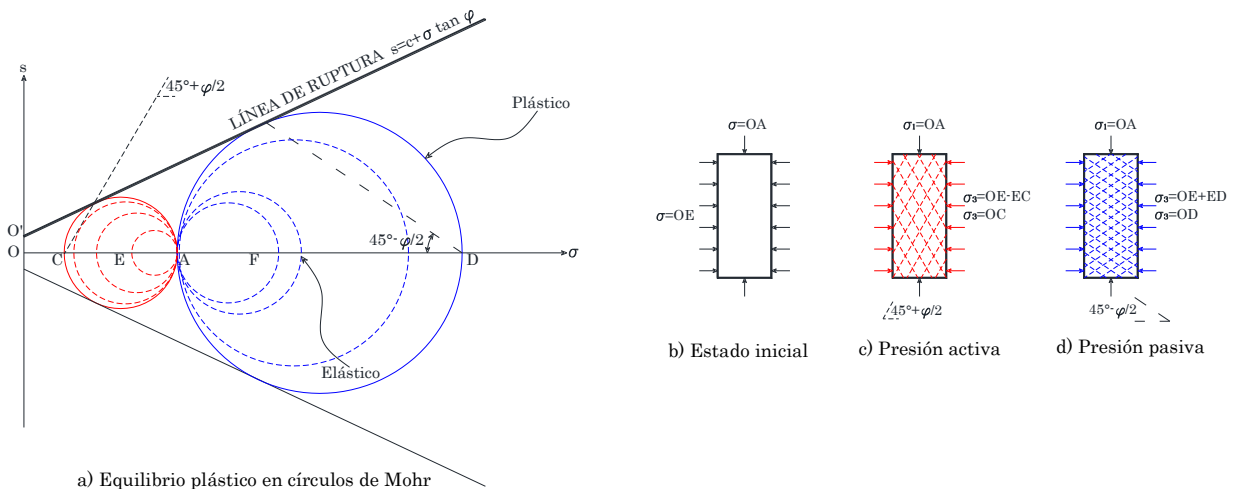


Fig. 1.8 Representación del concepto elástico y equilibrio plástico.
Adaptado: Foundation Analysis and Design, 5th Edition (J.E. Bowles, 1997).

La presión de tierra es desarrollada durante el desplazamiento del suelo, cuando los esfuerzos se acercan a la línea de falla. Debido a lo anterior y a la forma progresiva del fenómeno, es difícil simular en la masa de suelo el estado de equilibrio plástico. Para efectos prácticos el análisis de ruptura se considera como un estado de recurrencia ideal; en la Fig. 1.8.a, el estado de equilibrio plástico está definido por los círculos tangentes a la línea de falla y que tienen en común el punto A, por otro lado, los círculos EA o AF representan un estado de reposo K_0 que depende de la relación de preconsolidación OCR, definida como:

$$OCR = \frac{\sigma_B}{\sigma_o} \quad [1.16]$$

Dónde: σ_B = Presión efectiva pasada.

σ_o = Presión efectiva presente.

De tal forma que para un suelo normalmente consolidado el valor de OCR=1, para un suelo preconsolidado el OCR > 1 y en suelos sobreconsolidados el OCR > 6 u 8.

1.4 PRESIÓN LATERAL ACTIVA DE TIERRAS

La presión activa de tierras se refiere al estado de equilibrio plástico representado en el plano de Mohr por el círculo AC, tangente a la línea de falla. Al establecer la posición inicial de esfuerzo, función del coeficiente K_0 (punto A), el caso activo se alcanza al decrecer el esfuerzo σ_3 hasta la posición del punto C; siendo el esfuerzo OC el mínimo y el OA el máximo (Fig. 1.8.a). La diferencia entre estos dos esfuerzos se denomina esfuerzo desviador y puede ser obtenido en pruebas triaxiales.

En la Fig. 1.8.b se representa el estado inicial K_0 , formado por los planos principales horizontal y vertical que definen el elemento de suelo; lo anterior basado en la mecánica de materiales que es independiente del material. Se ha observado también que, aproximadamente en arenas, la línea de deslizamiento es de $45^\circ + \varphi/2$. (Fig. 1.8.c). El esfuerzo principal menor $OC = \sigma_3$ se denomina *presión activa de tierras*, y puede ser calculada con la siguiente expresión desarrollada por Coulomb en 1776:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{\sigma_1}{N_\varphi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\varphi}} \quad [1.17]$$

En referencia a la ecuación anterior, Bell en 1915 publicó la expresión desarrollando relaciones trigonométricas para la función tangente:

$$\tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \quad [1.18]$$

En la Fig. 1.9 se muestra la idealización de presión de tierras, desarrollado por la inserción de un muro de volumen cero dentro de la masa de suelo.

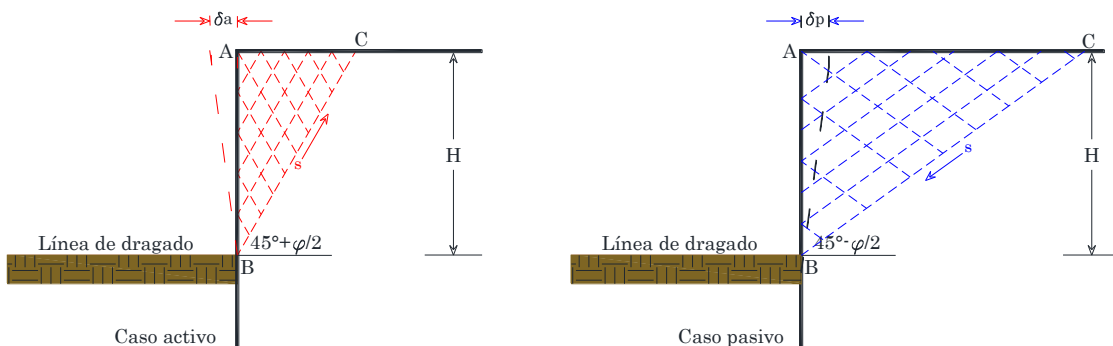


Fig. 1.9 Idealización de presión activa y pasiva de la masa de suelo. Adaptado: Foundation Analysis and Design, 5th Edition (J.E. Bowles, 1997).

Considerando una masa de suelo NC, isotrópico y friccionante, la presión inicial está definida por:

$$\sigma_3 = K_0 \sigma_1 \quad [1.19]$$

Donde el σ_1 forma un diagrama triangular desde cualquier profundidad, por tanto, la presión vertical se puede considerar en forma lineal, función del peso volumétrico y la profundidad: $\sigma_1 = \gamma Z$. Asumiendo las características citadas anteriormente el coeficiente de tierras en reposo K_0 será la relación entre esfuerzo principal menor OE y el esfuerzo principal mayor OA.

En la Fig. 1.9 del caso activo, se observa que la excavación llega hasta el punto B de la línea de dragado o fondo de excavación y considerando al elemento de retención una viga en cantiléver, se genera una deflexión que a su vez causa planos de deslizamiento. La presión lateral de $\sigma_H = \sigma_3$ en el plano de Mohr comienza en el K_0 y decrece si el desplazamiento de la estructura lo permite; alcanzando el esfuerzo mínimo que toca la línea de falla; en consecuencia, la presión lateral busca establecer el equilibrio plástico. En términos de cálculo la presión activa estará dada por un coeficiente activo K_a y el esfuerzo principal mayor σ_1 .

Cuando $c=0$

$$\sigma_H = K_a \sigma_1 \quad [1.20]$$

Lo anterior se ratifica observando para el caso activo, la cuña ABC formada con un ángulo de $45^\circ + \varphi/2$ respecto a la horizontal, presentando un volumen menor. La fuerza resistente desarrollada en la línea BC reducirá la tendencia de movimiento de la cuña y con ello el empuje contra el elemento. Si el desplazamiento lateral δ_a es restringido por algún elemento estructural, la presión en el muro se convierte en indeterminada; sin embargo, el valor está comprendido entre las fronteras de K_0 y K_a (OA y OC de la Fig. 1.8).

Es evidente, Fig. 1.9, que el empuje sobre el muro puede ocasionar una rotación respecto al punto B o un efecto de traslación del elemento de contención. La presión ejercida en el muro dependerá del desplazamiento y dirección con la que se mueve el elemento de retención; si el muro es suficientemente rígido, se tendrá una presión remanente igual a la establecida en la Ec.1.20.

El desplazamiento horizontal del muro toma lugar en el punto donde la presión activa se reduce al mínimo (corona), si no existiera un elemento de retención σ_3 valdría cero; de tal forma que la resistencia al esfuerzo cortante del plano de deslizamiento de la cuña formada, sino logra satisfacer el equilibrio estático, la cuña deslizará dentro de la excavación (Fig. 1.9).

Al realizar una excavación o perforación inmediatamente ocurre un desplazamiento lateral y, al colocar algún elemento, éste empuja a la masa de suelo a su posición inicial sin que esta acción se culmine totalmente. En esta condición la medición del K_0 resulta difícil.

Independientemente de que el muro retenga al suelo, si se produce un pequeño desplazamiento o rotación, dicho efecto, propicia una condición de presión de tierra activa; por tanto, el desplazamiento necesario para que aproximadamente ocurra este fenómeno se muestra en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2 Desplazamiento debido a presión activa.
Fuente: Foundation Analysis and Design, 5th Edition (J.E. Bowles, 1997).

Tipo de suelo	Desplazamiento da
Friccionante denso	0.001 a 0.002H
Friccionante poco denso	0.002 a 0.004H
Cohesivo firme	0.01 a 0.02H
Cohesivo blando	0.02 a 0.05H

1.5 PRESIÓN LATERAL PASIVA DE TIERRAS

La presión lateral pasiva, es básicamente el incremento que tiene el esfuerzo σ_3 en el plano de Mohr partiendo de un estado en reposo OA y aumentando hasta convertirse en el esfuerzo principal mayor σ_1 (OD) y con ello tangente con la línea de falla, logrando el equilibrio plástico, Fig. 1.8.

El efecto pasivo se desarrolla incrementado la presión del muro sobre la masa de suelo, ocasionando la deformación suficiente para que se lleve a cabo la movilización de la resistencia al esfuerzo cortante. La forma más común donde se presenta tal presión es incumbida por bloques o placas de anclaje embebido en la masa de suelo con cierta orientación y tensión en barras o cables; en otro caso la presión pasiva del suelo se desarrolla en la línea de dragado o excavación, donde la mayor resistencia del muro se mueve hacia delante del punto B bajo la presión activa (Fig. 1.9). El plano de deslizamiento que se forma es similar al del caso activo con la salvedad del signo negativo $45^\circ - \varphi/2$, resultando una cuña más grande y por ende un volumen mayor al del caso activo.

En conclusión, partiendo del esfuerzo inicial en campo con su correspondiente K_0 , la presión activa se origina por una expansión del material y la pasiva por efecto de compresión. Tales deformaciones se pueden verificar en laboratorio al mantener el esfuerzo normal σ_N en la cámara triaxial y disminuir o aumentar el esfuerzo de confinamiento $\sigma_{c\text{ lab}}$, o bien, manteniendo el esfuerzo de confinamiento y variando el esfuerzo normal. Fig. 1.10.

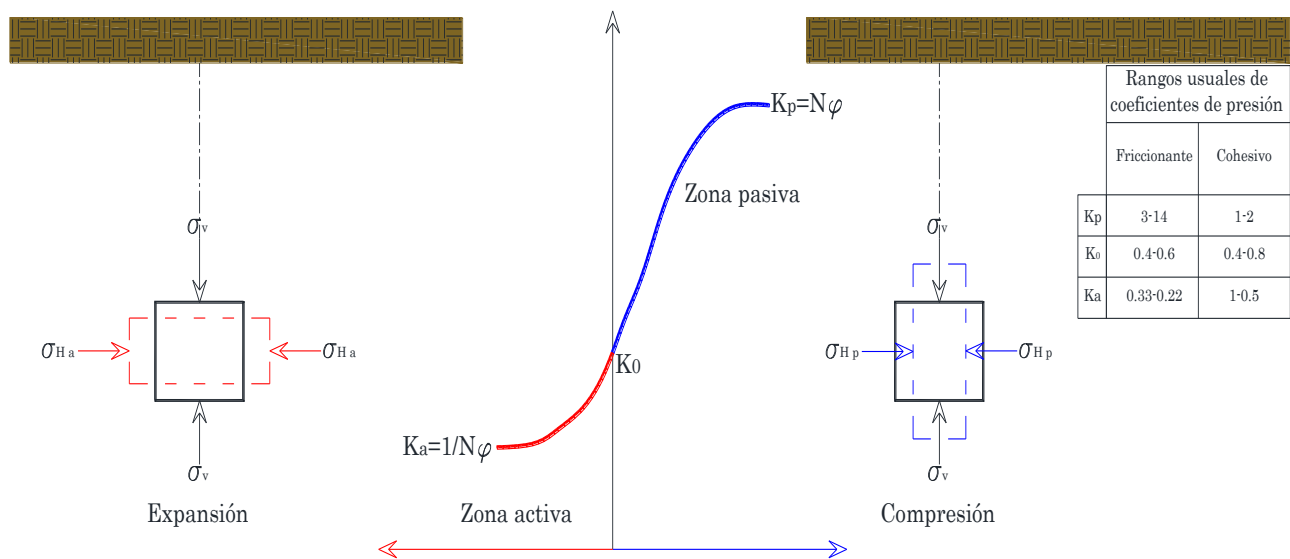


Fig. 1.10 Representación gráfica del estado activo y pasivo del suelo.
Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

Estableciendo el comportamiento que presenta la masa de suelo en estado activo o pasivo, investigadores desarrollaron teorías de presión de tierra que se describen a continuación.

1.6 PRESIÓN DE TIERRAS, TEORÍA DE COULOMB

Coulomb fue el primero en desarrollar un método para determinar la presión de tierras sobre muros de retención, haciendo las siguientes simplificaciones:

- 1) Suelo homogéneo e isótropo con fricción y cohesión;
- 2) la superficie de ruptura es plana;
- 3) la resistencia a la fricción se distribuye uniformemente a lo largo de la superficie de ruptura;
- 4) la cuña se considera un

cuerpo rígido que se somete a traslación; 5) existe fricción en el muro y la cuña de falla se mueve respecto a la cara posterior del muro, además de desarrollarse una fuerza de fricción entre el muro y el suelo δ ; 6) la falla es un problema de esfuerzo plano, que se analiza por metro de longitud.

Las suposiciones antes descritas tienen deficiencias, tales como la idealización del suelo y una zona de ruptura plana; sin embargo, en modelaciones y fotografías en materiales como arena limpia, reflejan que la superficie de falla es muy cercana a la plana. Las ecuaciones en suelo friccionante de esta teoría, se basan en largas relaciones trigonométricas, además de que la cuña de falla ABE (Fig. 1.11) se considera de espesor unitario y perpendicular al punto B y el peso que se obtiene al generar la cuña, mediante una reducción de las relaciones trigonométricas, es la siguiente:

$$W = \gamma A(1) = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \quad [1.21]$$

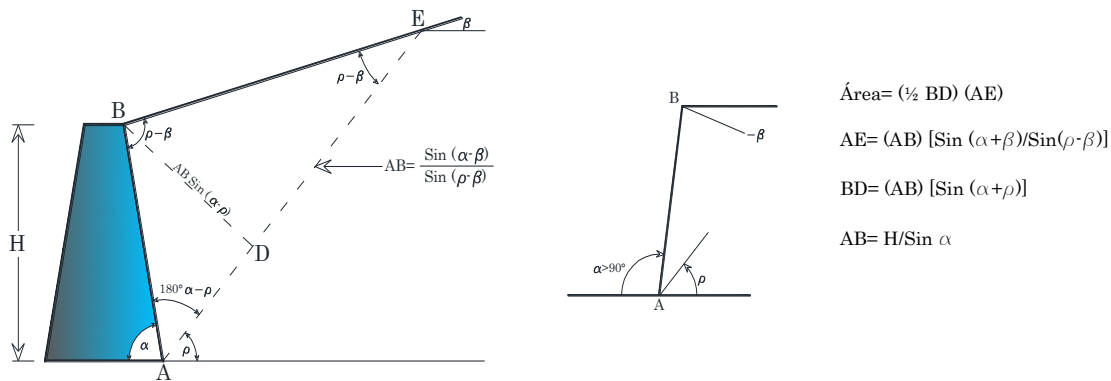


Fig. 1.11 Cuña de falla derivada de la teoría de Coulomb.
Adaptado: Foundation Analysis and Design, 5th Edition (J.E. Bowles, 1997).

Asumiendo las condiciones antes expuestas se obtiene la cuña de falla Fig. 1.12.b y para la fuerza activa P_a es principalmente función del vector de peso W , (Fig. 1.12.c) y estableciendo el equilibrio en el triángulo de fuerzas la se tiene la Ec.1.22.

$$P_a = \frac{W \sin(\rho - \varphi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad [1.22]$$

Dado que el vector W es función del área de la cuña y ésta del ángulo ρ , si se mantienen constantes las demás variables, la presión máxima sobre el muro será cuando $dP_a/d\rho=0$, por tal motivo el producto de la Ec.1.21 y 1.22 es el siguiente:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad [1.23]$$

Si el paramento del muro adyacente al suelo contenido $\alpha=90$ y la inclinación del relleno β también es cero, se tiene que la inclinación de la fuerza $\delta=0$. Para tal caso la determinación de P_a en la Ec.1.23 se reduce, logrando un factor de presión de tierras activo K_a .

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right] = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad [1.24]$$

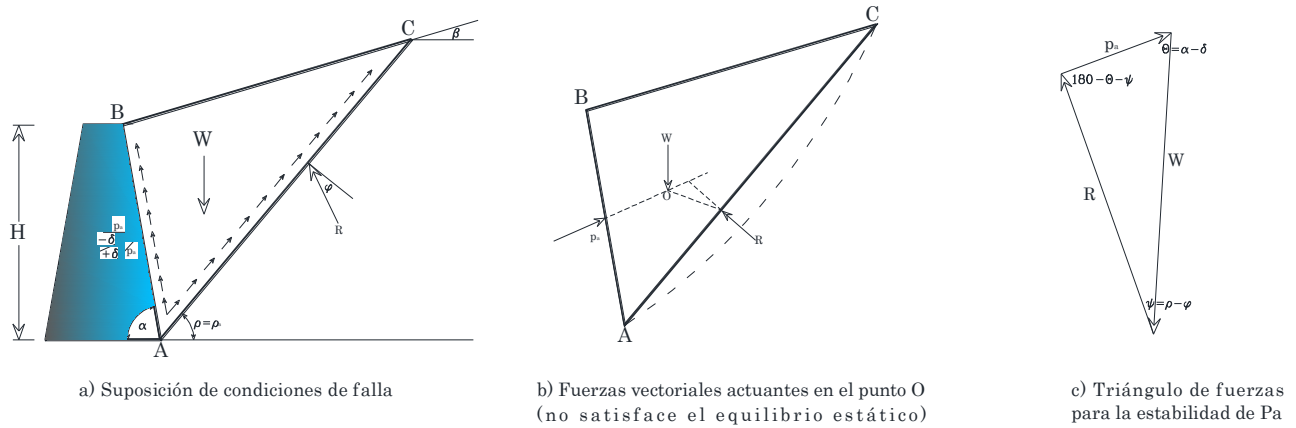


Fig. 1.12 Cuña de presión activa de Coulomb.
Adaptado: Foundation Analysis and Design, 5th Edition (J.E. Bowles, 1997).

Al igual que la presión activa, la pasiva tiene las mismas consideraciones, excepto que la inclinación del muro y el triángulo de fuerzas es como se muestra en la Fig. 1.13 donde el peso W de la cuña se calcula con la Ec.1.25 y la presión pasiva P_p por la Ec.1.26.

$$W = \frac{\gamma H^2}{2} \sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \tag{1.25}$$

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \tag{1.26}$$

De igual forma si se considera que $\delta = \beta = 0$; y $\alpha = 90^\circ$ la Ec.1.23 toma la siguiente forma:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left[45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right] = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \tag{1.27}$$

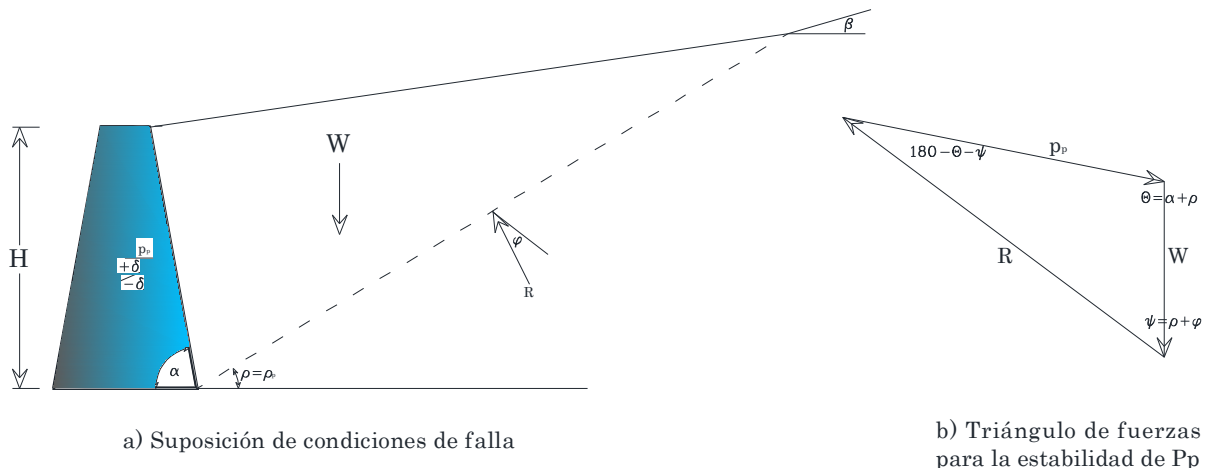


Fig. 1.13 Cuña de presión pasiva de Coulomb.
Adaptado: Foundation Analysis and Design, 5th Edition (J.E. Bowles, 1997).

La presión de tierras es dependiente del esfuerzo efectivo del suelo y, si se presenta sobre el muro una superficie de agua, deberá sumarse la presión hidrostática o utilizar un esfuerzo vertical con peso unitario sumergido γ' .

1.7 PRESIÓN DE TIERRAS, TEORÍA DE RANKINE

La teoría de Rankine fue expuesta en 1857, donde analizó las presiones de tierra del suelo considerando un equilibrio plástico, su trabajo se basó en la teoría de Coulomb; sin embargo, no asumió fricción en el muro.

En la Fig. 1.14 se presenta el sistema suelo-muro y si se considera un ángulo $\alpha=90^\circ$ y una inclinación positiva del suelo contenido, la cuña formada por los vértices ABC de espesor unitario es determinada y expresado en el triángulo de fuerzas. En el plano de Mohr (Fig. 1.14. c.), Rankine obtiene un factor de esfuerzos K_a y K_p , en relación al esfuerzo σ_v de campo (OG). De tal forma que $K_a=OE'/OG$ y $K_p=OG/OE$, en las ecuaciones 1.28 y 1.29 se plasman los factores activos y pasivos.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad [1.28]$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad [1.29]$$

Es importante resaltar que el σ_v debe estar en términos efectivos y cuando se presente una inclinación del relleno (β) la resultante de la presión se descompondrá en un vector horizontal $P_H = P \cos \beta$ y el vector vertical $P_V = P \sin \beta$.

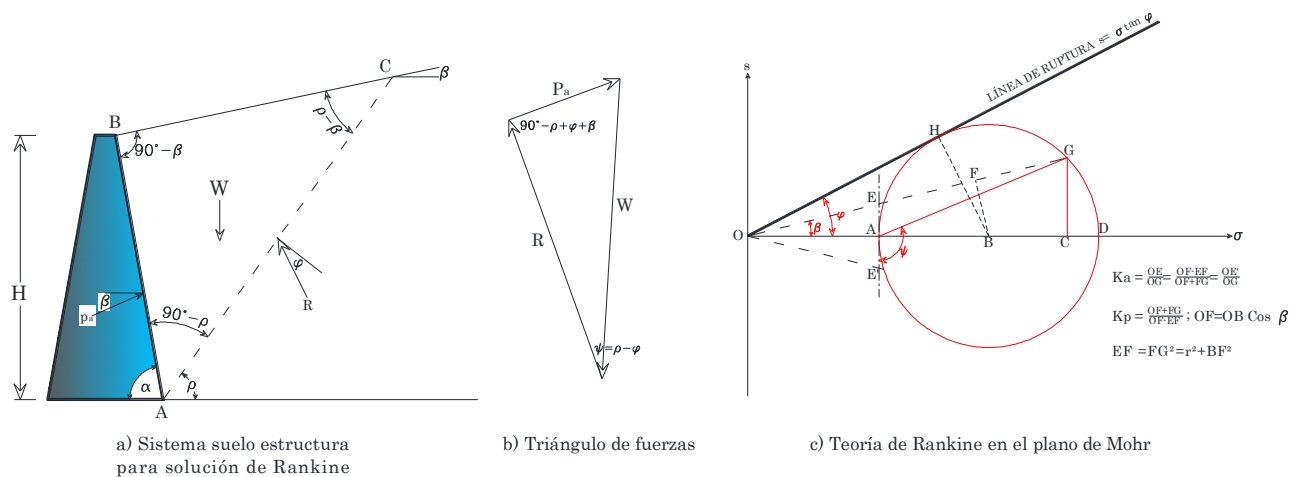


Fig. 1.14 Cuña de presión activa de Rankine.
Adaptado: Foundation Analysis and Design, 5th Edition (J.E. Bowles, 1997).

El método de Rankine no se deberá usar para una presión pasiva, cuando $\beta > 0$ ya que, al crecer el ángulo, decrece numéricamente la presión pasiva y esto no es correcto; también se observa que en las ecuaciones de Rankine se pueden utilizar valores negativos de β , pero al calcular los coeficientes estos serán positivos.

1.7.1 EMPUJE ACTIVO (SUELO FRICCIÓNANTE)

La presión horizontal sobre la cara interior de un muro debida al equilibrio plástico de una arena homogénea y seca, genera desplazamientos laterales y paralelos al muro, Fig. 1.15. *El modelo de Rankine en esta condición desarrolla dos familias de planos inclinados de ángulo $45^\circ + \varphi/2$ respecto a la superficie horizontal de la arena; de tal forma que la presión horizontal que ejerce sobre la cara interior del muro a lo largo de la profundidad Z, se expresa por medio de la siguiente ecuación.* (Tamez, 2001).

$$P_a = \sigma_v \frac{1}{N\phi} = \gamma Z \frac{1}{N\phi} \tag{1.30}$$

La ecuación anterior considera que no hay fricción entre la interface muro-suelo y por tanto una nula participación de esfuerzos tangenciales sobre el paramento. La fuerza de empuje entonces será el área del diagrama y su punto de aplicación el centroide de la misma.

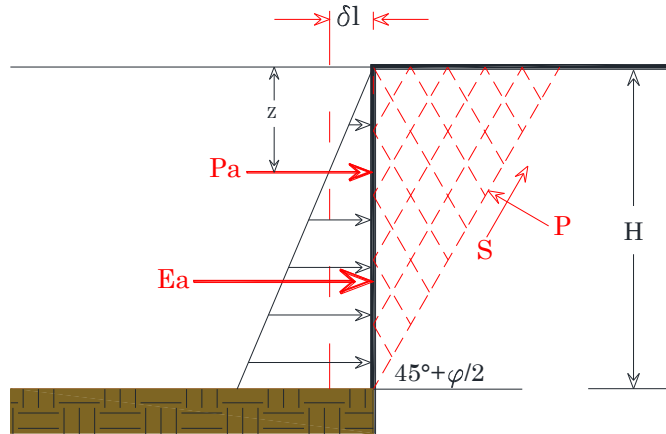


Fig. 1.15 Distribución de presión activa en arena seca.
Adaptado: Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos (E. Tamez, 2001).

1.7.2 EMPUJE ACTIVO (SUELO COHESIVO)

Para este caso donde la matriz de suelo es una arcilla de alta plasticidad de consistencia blanda a media, comúnmente para conocer su resistencia al corte se utiliza una prueba triaxial UU (no drenada) y donde la envolvente de falla de Mohr es una línea recta horizontal cuya ordenada al origen es el valor de C y el ángulo de fricción es cero. Para este caso las presiones, y según el diagrama de la Fig. 1.16 se tiene:

$$p_a = \gamma Z - 2c \tag{1.31}$$

$$p_{aH} = \gamma H - 2c \tag{1.32}$$

$$E_a = \frac{1}{2}(\gamma H - 2c)(H - Z_0) \tag{1.33}$$

$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma} \tag{1.34}$$

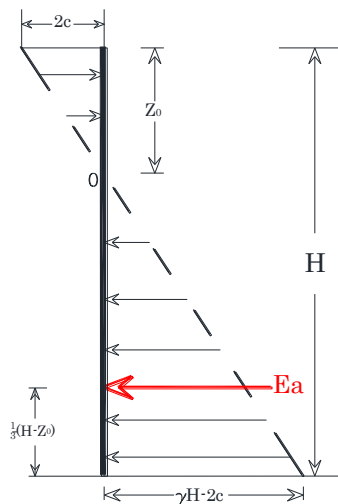


Fig. 1.16 Distribución de presión activa en arcilla saturada.
Adaptado: Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos (E. Tamez, 2001).

1.7.3 EMPUJE ACTIVO (SUELO COHESIVO-FRICCIONANTE)

Zeevaert en su publicación de 1997, dice que el estado activo de Rankine se puede explicar considerando a la masa de suelo homogéneo, isótropo y seminfinito; con ello el estado en reposo de tierra se define como:

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_V} = K_0 \quad [1.35]$$

Dónde: σ_H = Esfuerzo principal horizontal

σ_V = Esfuerzo principal vertical

Si se produce una expansión horizontal donde el σ_V permanece constante (Ec.1.7) y el σ_H decrece hasta lograr que el esfuerzo cortante movilice todos los puntos de la masa de suelo, tal comportamiento se puede visualizar en la Fig. 1.17; además se observa que en materiales cohesivos se origina una zona de tensión hasta una profundidad Z_0 , donde el esfuerzo vale cero y cambia la zona a expansión.

Ec. 1.7 $\sigma_1 = \sigma_V = 2c\sqrt{N\varphi} + \sigma_3 N\varphi$

Sabiendo que $\sigma_1 = \gamma Z$, se tiene que el estado de esfuerzo horizontal σ_H cuando entra en estado plástico ocasiona la inducción de expansión de la matriz de suelo, Ec.1.17.

Ec. 1.17 $\sigma_3 = \sigma_H = \frac{-2c}{\sqrt{N\varphi}} + \sigma_V \frac{1}{N\varphi}$

Para conocer la profundidad que alcanza la zona de tensión Z_0 , la Ec.1.17 se iguala a cero, debido a que en esa profundidad el esfuerzo horizontal tiene ese valor; de tal forma que la expresión toma la siguiente forma:

$$0 = \frac{-2c}{\sqrt{N\varphi}} + \sigma_V \frac{1}{N\varphi}; \quad \sigma_V = 2c\sqrt{N\varphi}; \quad Z_0 = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N\varphi} \quad [1.36]$$

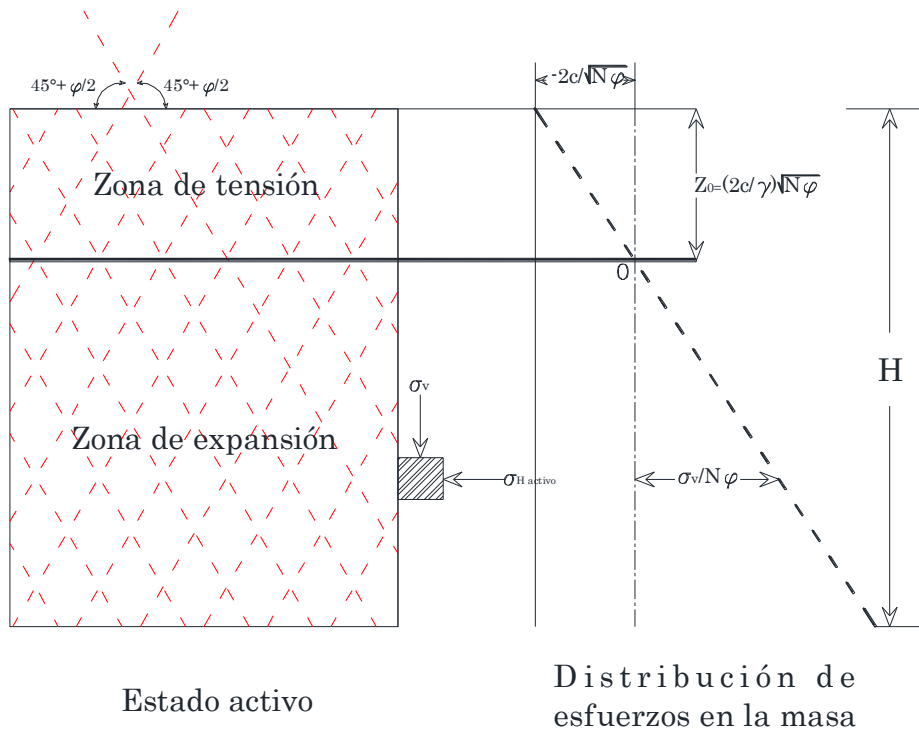


Fig. 1.17 Distribución de esfuerzos activos de Rankine.
Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

Lo expuesto con anterioridad para la obtención del estado activo, está pensado para un estrato homogéneo e isótropo, eventualmente; es posible aplicar la misma analogía a un suelo estratificado que permita la expansión necesaria para que el estado plástico se presente. El esfuerzo vertical representativo de la matriz de suelo se define como la suma de los valores medios de cada estrato (Ec.1.37).

$$\sigma_v = \sum \gamma_i \Delta Z_i + q \quad [1.37]$$

Dónde: γ_i = Peso volumétrico medio del estrato.

ΔZ_i = Incremento medio de la profundidad en cada estrato.

q = Sobrecarga uniforme en la superficie del suelo.

La expresión anterior se sustituye en la Ec.1.17, para obtener el esfuerzo horizontal en el estrato deseado.

$$P_a = \sigma_H = -\frac{2c}{\sqrt{N\phi}} + \frac{1}{N\phi} \sum \gamma_i \Delta Z_i + \frac{1}{N\phi} q \quad [1.38]$$

Para el caso donde no exista una sobrecarga en la superficie del terreno, reduciendo los términos de la ecuación anterior se tiene:

$$P_a = \sigma_H = -\frac{\gamma Z}{N\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} = K_a \gamma Z - 2c\sqrt{K_a} \quad [1.39]$$

Igualando a cero Ec.1.38 y despejando a ΔZ_i , se tiene:

$$0 = -\frac{2c_i}{\sqrt{N\phi_i}} + \frac{\sum \gamma_i \Delta Z_i}{N\phi_i} + \frac{q}{N\phi_i};$$

$$2c_i \sqrt{N\phi_i} - q = \sum \gamma_i \Delta Z_i;$$

$$2c_i \sqrt{N\phi_i} - q = \gamma_1 \Delta Z_1 + \gamma_2 \Delta Z_2 + \dots \gamma_i \Delta Z_i;$$

$$\Delta Z_0 = \frac{2c_i}{\gamma_i} \sqrt{N\phi_i} - \frac{q}{\gamma_i} - \frac{\sum \gamma_{i-1} \Delta Z_{i-1}}{\gamma_i}$$

$$Z_0 = \sum Z_{i-1} + \Delta Z_0 \quad [1.40]$$

Para la obtención del Z_0 , el Dr. Zeevaert recomienda que se grafique la distribución de esfuerzos principales horizontales σ_H . Al igual que en el caso anterior, la fuerza de empuje entonces será el área del diagrama y su punto de aplicación el centroide de la misma.

1.7.4 INFLUENCIA DEL NIVEL FREÁTICO

Suponiendo un suelo no cohesivo, que se encuentra sumergido bajo en nivel freático a una profundidad Z_a , el diagrama de presión activa será la superposición debido al diagrama efectivo del suelo y el de presión hidrostática (Fig. 1.18), por tanto:

$$p_a = K_a(\gamma Z_a + \gamma' Z_w) + \gamma_w Z_w \quad [1.41]$$

Dónde: γ' = Peso volumétrico sumergido.

γ_w =Peso volumétrico del agua.

Z_a = Profundidad al nivel freático.

Z_w =Altura del nivel freático sobre la base del muro.

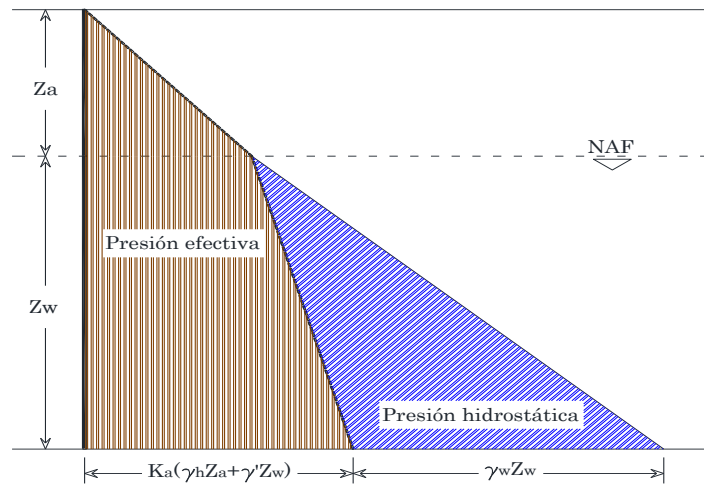


Fig. 1.18 Influencia en el nivel freático en la presión horizontal sobre un muro.
Adaptado: Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos (E. Tamez, 2001).

1.7.5 EMPUJE PASIVO

El estado pasivo de Rankine se presenta cuando se comprime la masa de suelo, permaneciendo el esfuerzo vertical sin variación, dicha compresión se efectúa hasta que el esfuerzo toca la línea de falla, en el plano de Mohr, el círculo es tangente con la línea de ruptura (Fig. 1.19) y al igual que en el caso activo, todos los puntos de la masa de suelo se movilizan hacia el esfuerzo cortante, entrando en estado plástico.

Del plano de Mohr se tiene para el estado pasivo la siguiente expresión:

$$P_p = \sigma_H = \sigma_3 = 2c\sqrt{N\varphi} + \sigma_v N\varphi \quad [1.42]$$

Para un suelo estratificado la fuerza horizontal necesaria para que la masa de suelo ceda es:

$$P_p = \sigma_H = 2c_i\sqrt{N\varphi_i} + N\varphi \sum_1^i \gamma_i \Delta Z_i \quad [1.43]$$

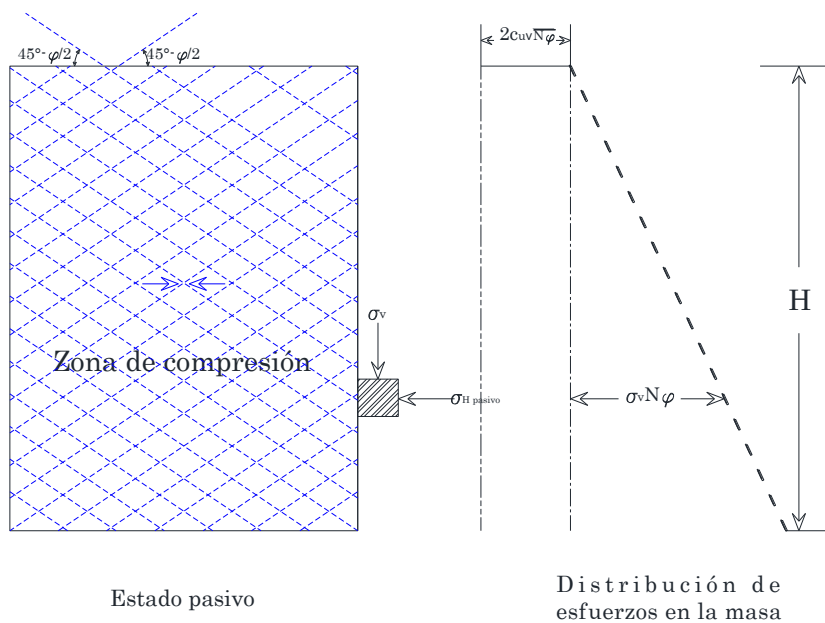


Fig. 1.19 Distribución de esfuerzos pasivo de Rankine.

Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

CAPÍTULO 2

ESTABILIDAD DE FONDO EN EXCAVACIONES

2.1 PRESIONES BAJO EL NIVEL DE EXCAVACIÓN

Las construcciones de gran envergadura como grandes edificios requieren, en ocasiones, el uso de sótanos, que a su vez forman parte de la cimentación. L. Zeevaert 1983, afirma que el éxito rotundo en la subestructura depende en gran medida, del método de excavación, distribución de esfuerzos en las etapas de apertura, durante el incremento de carga al construir los pisos y al final de la construcción; para lograr lo anterior se necesita del conocimiento de propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad, condiciones hidráulicas por medio de piezómetros distribuidos estratégicamente y una correcta definición de la estratigrafía.

Con las muestras inalteradas obtenidas de la exploración en campo, además de realizar pruebas mecánicas convencionales de laboratorio, se tiene que investigar la respuesta elástica y de expansión por efecto visco-elasto-plástico, cuando se hace un corte. Con lo anterior se pretende prevenir movimientos importantes dentro de la excavación y construcciones e instalaciones aledañas.

Básicamente la dificultad que se tiene al diseñar y construir una excavación profunda es la retención de presión de tierras y estabilidad del fondo de la excavación.

Para comprender la distribución de esfuerzos en el estrato por debajo del nivel del corte, K. Terzaghi considera que el suelo en ambos lados de la excavación actúa en el fondo como una carga uniforme distribuida; que produce una expansión dentro de la apertura de suelo comparable con una falla de base en talud. La presión activa P_a de un suelo que procede sobre la cara interior de un conjunto apuntalado es perpendicular al corte, con una distribución aproximadamente parabólica. Fig.2.1.

La presión pasiva en el fondo de la excavación aumenta en proporción a la profundidad (recta δK_p) y antes de realizar el corte en el suelo, la distribución de esfuerzos horizontal está dada por la línea rK_0 ; conforme aumenta la profundidad debajo de la excavación, la influencia del estado de esfuerzos debida al corte decrece (curva δt), hasta llegar a una asíntota próxima a rK_0 .

$$\sigma_{H0} = K_0 \gamma Z \quad [2.1]$$

Dónde σ_{H0} = Esfuerzo horizontal inicial.

K_0 = Coeficiente de presión de tierra en reposo.

γ = Peso volumétrico del suelo a la profundidad Z .

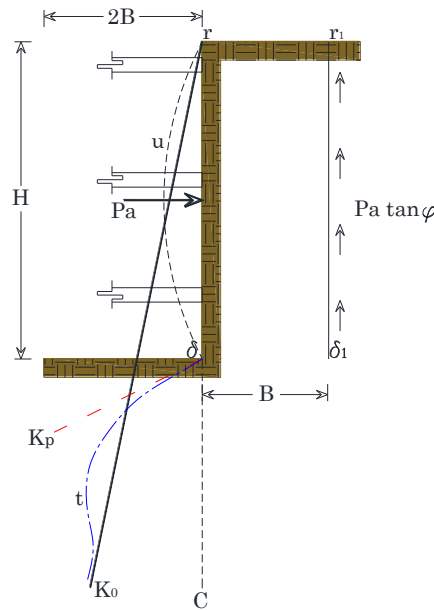


Fig. 2.1 Distribución de presiones en un corte adomado.
Adaptado: Theoretical Soils Mechanics (K. Terzagui, 1943).

2.2 FALLA DE FONDO EN UNA EXCAVACIÓN

En referencia al subcapítulo anterior, la carga aplicada por la columna de suelo de ancho B adjunto al paramento del corte, puede obtenerse con la fuerza que ejerce el peso propio menos la resistencia al corte δ_1-r_1 (Fig. 2.1); cabe mencionar que la resistencia se puede aproximar como el producto de la presión activa y la tangente del ángulo de fricción interna φ .

$$Q = \gamma HB - P_a \tan \varphi = \gamma HB - \frac{\gamma H^2 A_A}{2} \tan \varphi \quad [2.2]$$

Donde P_a es la presión activa y; $A_A = P_a / [1/2 \gamma H^2]$ es un factor de presión activa sobre un corte adomado.

La capacidad de carga al nivel del fondo de la excavación se puede tomar como la mitad de la capacidad de carga de una zapata continua, debido a que el conjunto de retención impide, que el suelo localizado en el área cargada desarrolle movimiento lateral debajo del nivel del fondo del corte. Considerando un suelo puramente friccionante y, en suma a lo anterior, la capacidad de carga según Terzaghi es la siguiente:

$$Q_D = 2B(cN_c + \gamma D_f N_q + \gamma B N_\gamma) \quad [2.3]$$

Donde N_c , N_q y N_γ son factores de capacidad de carga y B es el semiancho del lado corto de la excavación. El primer término del polinomio dentro del paréntesis se hace cero al ser material puramente friccionante y al presentar un nulo confinamiento, el segundo término también se suprime, por tanto; la Ec.2.3 toma la siguiente forma:

$$Q'_D = B^2 \gamma N_\gamma \quad [2.4]$$

El valor del cociente de la capacidad de carga debido a la columna de suelo, entre la presión vertical Q que ejerce dicha columna adyacente al nivel del fondo del corte, es el factor de seguridad G_s de falla por expansión. La expansión mínima se presenta cuando la diferencial del factor de seguridad respecto al semiancho es igual a cero, por tanto, resolviendo la ecuación se tiene:

$$G_s = \frac{Q'_D}{Q} \tag{2.5}$$

$$\frac{dG_s}{dB} = 0; \frac{d}{dB} \frac{B^2 \gamma N_\gamma}{\gamma HB - \frac{1}{2} \gamma H^2 A_A \tan \varphi} = 0 \therefore \text{resolviendo se tiene que } B = HA_A \tan \varphi \tag{2.6}$$

Para $\delta=0$ y $n_a=0.50$; n_a se define como la relación entre A_A/K_a ; A_A es aproximadamente el coeficiente de presión activa de Rankine $K_a=\tan^2 (45^\circ-\varphi/2)$, que al multiplicarse por la tangente del ángulo de fricción interna φ , se consigue el coeficiente n_B y sustituyendo en la Ec.2.6 y a su vez en la Ec.2.5 se tiene que el valor mínimo del factor de seguridad es:

$$G_s = \left[\frac{Q'_D}{Q} \right]_{B=n_B H} = 2N_\gamma n_B \tag{2.7}$$

La ecuación anterior demuestra que el factor de seguridad G_s respecto a la expansión en el fondo del corte, es independiente de la profundidad y solo depende del ángulo de fricción interna. De forma análoga para un suelo puramente cohesivo donde $\varphi=0$ la carga Q producida por la columna de suelo al nivel del fondo del corte está dada por la Ec.2.8; además considerando el factor de capacidad de carga $N_c=5.7$ y $D_f=0$ se tiene:

$$Q = \gamma HB - Hc = BH \left(\gamma - \frac{c}{B} \right) \tag{2.8}$$

$$q_d = 5.7c \tag{2.9}$$

De igual forma que en suelos friccionantes, el valor del cociente entre la capacidad de carga debido a la columna de suelo y la presión vertical Q que ejerce dicha columna al nivel del fondo del corte, es el factor de seguridad G_s , de falla por expansión. Se puede observar en la fórmula que, al aumentar el semiancho B o la altura H el factor de seguridad decrece.

$$G_s = \frac{Q_D}{Q} = \frac{Bq_D}{Q} = \frac{5.7c}{H\left(\gamma - \frac{c}{B}\right)} \tag{2.10}$$

Sin embargo, para determinar el valor más grande que puede tomar B , se asume una superficie circular de deslizamiento desde δ hasta el punto d y con dirección e , Fig.2.2a. El plano de la superficie de falla es de 45° respecto a la horizontal y considerando que la sección $e\delta$ representa la equivalencia de una zapata rugosa, el ancho B , bajo estas condiciones no debe exceder $B_1\sqrt{2}$.

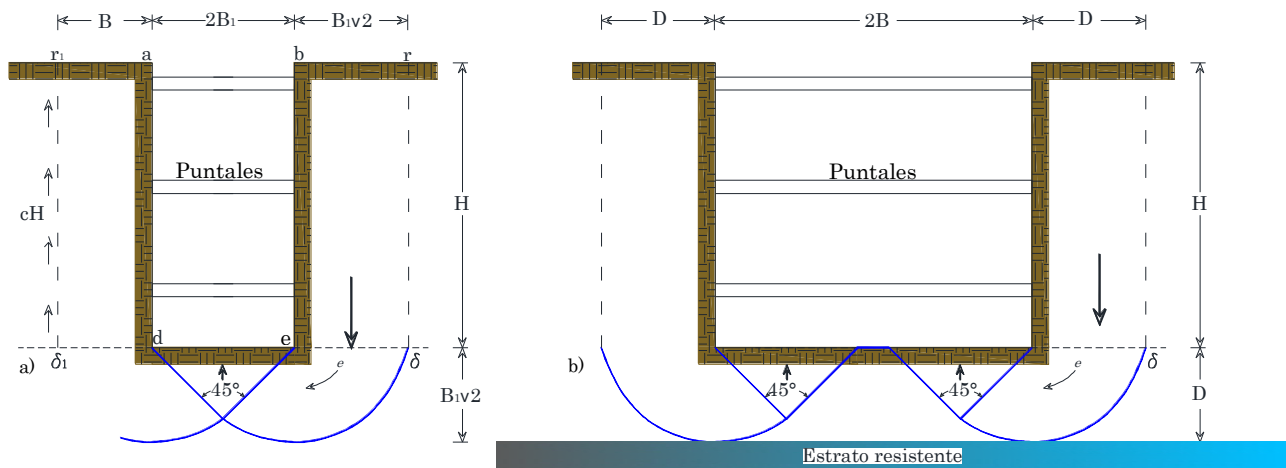


Fig. 2.2 Expansión en el fondo de un corte de arcilla ademada.
Adaptado: Theoretical Soils Mechanics (K. Terzagui, 1943).

Para conocer la altura máxima de corte a 90° en una arcilla sin que produzca falla de fondo, la Ec.2.10 se iguala a la unidad y la cohesión se plantea en función de la altura crítica ($H_c = 4c/\gamma$), expuesta en el Capítulo 1, por tanto, la altura H_1 es la siguiente.

$$H_1 = H_c \frac{5.7}{4 - \frac{H_c}{B_1 \sqrt{2}}} \quad [2.11]$$

Al incrementar el valor del ancho de la excavación la altura de corte H_1 decrece. Si $B_1 = \infty$, $H_1 = 1.42H_c \approx (3/2)H_c$. Para el caso donde la superficie de falla toque un estrato duro, el ancho máximo $B_1 \sqrt{2}$ será D . Fig.2.2b.

E. Tamez en su publicación del 2001, analiza la condición de ruptura de un suelo cohesivo con el mecanismo de falla Terzaghi-Prandtl de espiral logarítmica, Fig. 2.3a. Dicho mecanismo bidimensional de carga se utiliza para una zapata de longitud infinita desplantada en superficie. La obtención del factor de seguridad es mediante momentos actuantes y resistentes al deslizamiento respecto a un eje.

$$G_s = \frac{M_r}{M_a} = \frac{M_Q + M_S}{M_P} = \frac{5.14c_{u2} + 2c_{u1} \frac{H}{B}}{\gamma H + q} \quad [2.12]$$

Dónde: G_s = Factor de seguridad.

M_r = Momento resistente.

M_a = Momento actuante.

M_Q = Momento debido a la capacidad de carga de la zapata.

M_S = Momento debido a la fuerza cortante en el plano vertical bd .

M_P = Momento debido al peso W de la columna de suelo adjunto al corte.

c_{u1} = Cohesión media no drenada en el plano bd .

c_{u2} = Cohesión media en la superficie de falla $defg$.

H = Altura del corte.

B = Ancho de lado corto de la excavación.

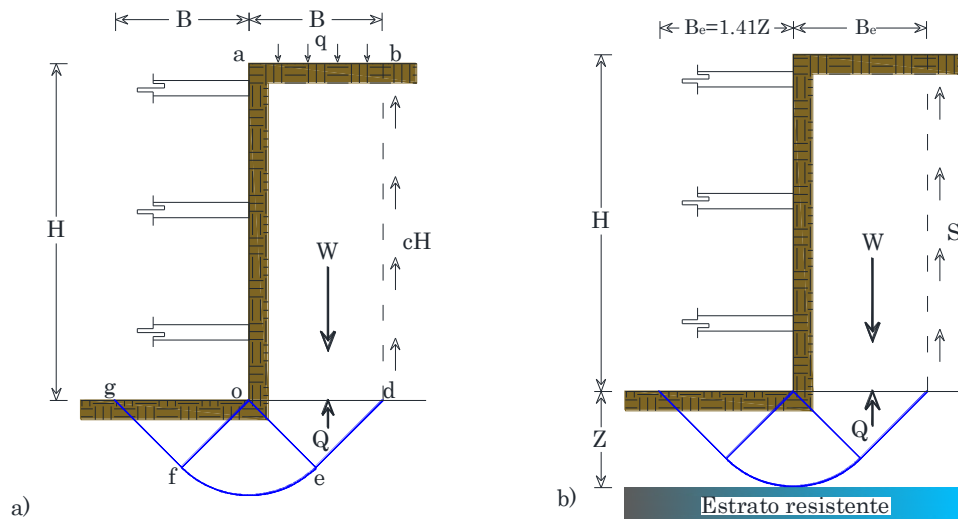


Fig. 2.3 Mecanismo de falla de fondo en una excavación ademada en un suelo saturado. Adaptado: Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos (E. Tamez, 2001).

Los valores de C_u de la ecuación anterior se pueden generalizar en un promedio, siempre y cuando la diferencia numérica entre estratos no sea mayor al 10% de la media, por ende, $c_{u1}=c_{u2}=c_u$; cabe mencionar que la superficie de falla deberá estar dentro del depósito idealizado.

En 1951, Skempton realizó estudios experimentales en arcillas saturadas de longitud finita y observó la influencia de la profundidad de desplante y la longitud de cimiento en la capacidad de carga, tales observaciones llevaron a introducir la relación entre ambas variables en la capacidad de carga, modificando la ecuación como sigue:

$$q_u = 5.14c_u \left(1 + 0.2 \frac{Df}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) + \gamma Df \quad [2.13]$$

Dónde: B= Ancho de la zapata.

L= Longitud de zapata.

Df= Profundidad de desplante.

Al modificar la fórmula de capacidad de carga por una relación de forma y profundidad, el factor de seguridad contra falla de fondo de una excavación puede ser replanteado por dichos factores, que proporcionan un análisis tridimensional. Con confinamiento cero ($Df=0$) y suma de momentos respecto a O , la Ec.2.12 toma la siguiente forma.

$$G_s = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u}{\gamma H + q} \quad [2.14]$$

Cabe aclarar que la condición tridimensional que concede la longitud L, es en un medio homogéneo e isótropo. Los rangos de aplicación de las relaciones son: $H/B \leq 2.5$; $B/L \leq 1$, para valores mayores la relación permanece constante y si $L > 4B$, la relación B/L se considera nula.

El espesor del estrato blando por debajo del corte limitado por una frontera rígida, influye en el ancho B de la excavación debido a una posible interrupción del desarrollo de la superficie de falla, por tanto; el ancho B_e máximo será de 1.41Z (Fig. 2.4b).

2.2.1 SUELO ESTRATIFICADO

El análisis de estabilidad para un depósito de suelo estratificado con la metodología de Zeevaert 1983, supone una superficie potencial de deslizamiento circular, donde se determina la resistencia al corte para cada estrato que intercepta dicha superficie; siendo el radio máximo 2B para la estabilidad global de la excavación. Si se requiere una segunda etapa utilizando trincheras, la estabilidad debajo de ellas también deberá ser revisada; por consiguiente, el factor de seguridad G_s será el cociente de la capacidad de carga del suelo al nivel del fondo del corte entre todas las cargas adyacentes a la excavación. Fig. 2.4.

$$G_s = \frac{5.7c}{h_2 \left(\gamma - \frac{c_1}{\sqrt{2B}}\right)} \quad [2.15]$$

Dónde: G_s = Factor de seguridad falla de la excavación.

c = Promedio de la cohesión hasta una profundidad H.

c_1 =Cohesión por debajo del fondo del corte.

γ = Peso volumétrico de la masa de suelo por encima del fondo.

$\sqrt{2B}$ = Es el ancho máximo de la columna de suelo adyacente al corte por encima del nivel del fondo.

Cabe aclarar que cuando existe presencia de nivel freático, el flujo ocasionado por el bombeo en la excavación deberá ser considerado; sin embargo, cuando la superficie de deslizamiento intercepta un flujo descendente, los esfuerzos efectivos calculados por el alivio de esfuerzos en la excavación no cambian. Por otro lado, el flujo por debajo de la excavación fomenta una disminución del esfuerzo efectivo vertical y el flujo descendente fuera de la tablaestaca incrementa el esfuerzo efectivo, si es que existe una baja permeabilidad en el material de suelo.

A lo anterior, el factor de seguridad del momento M_R provocado por la fuerza cortante a lo largo de la superficie de falla y el momento M_D producido por el peso del suelo en conjunto con las fuerzas gravitacionales actuantes. Para cualquier caso en un suelo plástico sensitivo el factor de seguridad deberá ser mayor a 2 y con ello evitar flujo plástico y por ende un menor asentamiento en la construcción misma y construcciones aledañas.

$$G_s = \frac{R(\sum s\Delta l + \sum s\Delta Z)}{M_D} \quad [2.16]$$

Dónde: $s = c + \sigma \tan \varphi$. Es la Ley de resistencia de Coulomb.

$\Delta z =$ Plano de falla vertical.

$\Delta l =$ Longitud del arco que corta el estrato.

$M_D = W_1 + q$.

$R =$ Radio del círculo de falla.

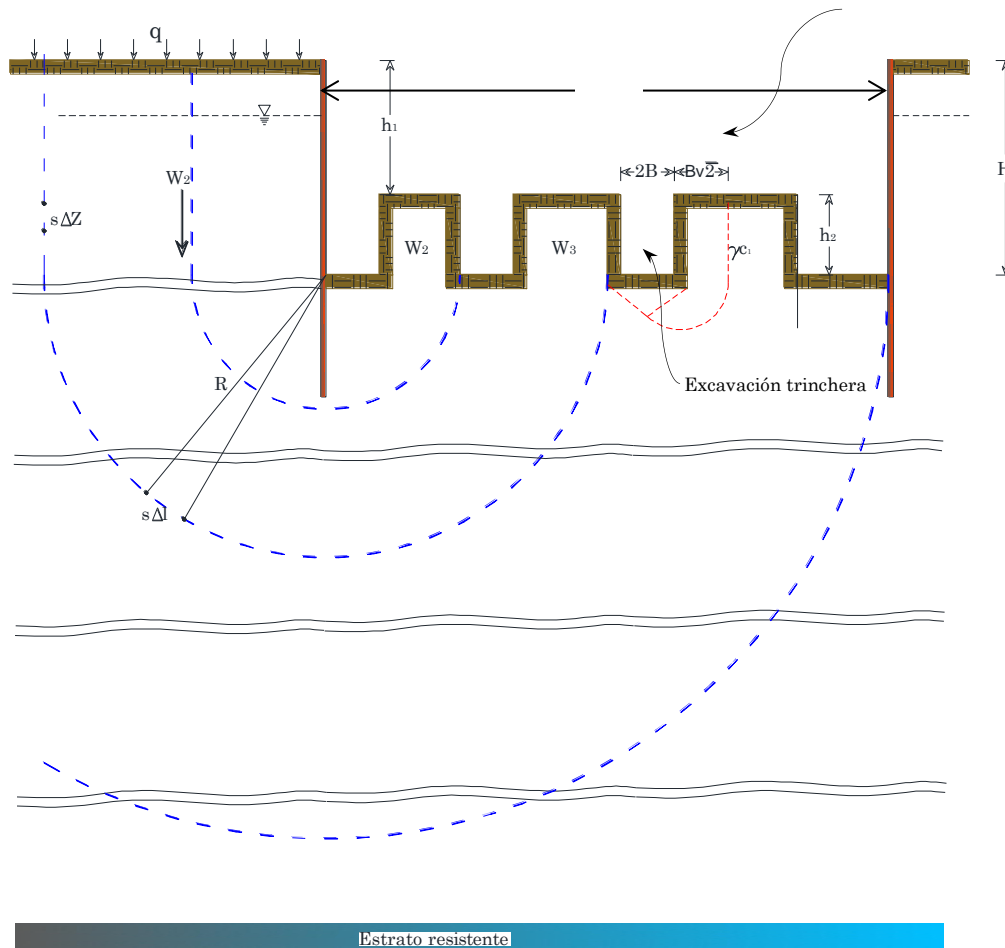


Fig. 2.4 Estabilidad del fondo de una excavación en suelo estratificado.
Adaptado: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, (L. Zeevaert, 1983).

2.3 PRESIÓN HIDRÁULICA Y FLUJO NETO

Para definir de forma certera las expansiones y recompresiones que sufre el fondo de una excavación en materiales saturados, es necesario comprender el papel que toma el flujo ascendente o descendente, así como las propiedades de permeabilidad del medio.

La presión hidráulica en un depósito de suelo comúnmente se mide con piezómetros instalados en estratos porosos (Fig. 2.5a), si el nivel de agua dentro del tubo coincide con el nivel freático, la condición del flujo de agua es estática y con ella los esfuerzos efectivos, en cambio; cuando existe diferencia entre estos niveles, el flujo entra en condiciones hidrodinámicas y el esfuerzo efectivo es el siguiente.

$$\sigma_z = p_z - h\gamma_w \quad [2.17]$$

Dónde: h= Carga de presión o cabeza piezométrica.

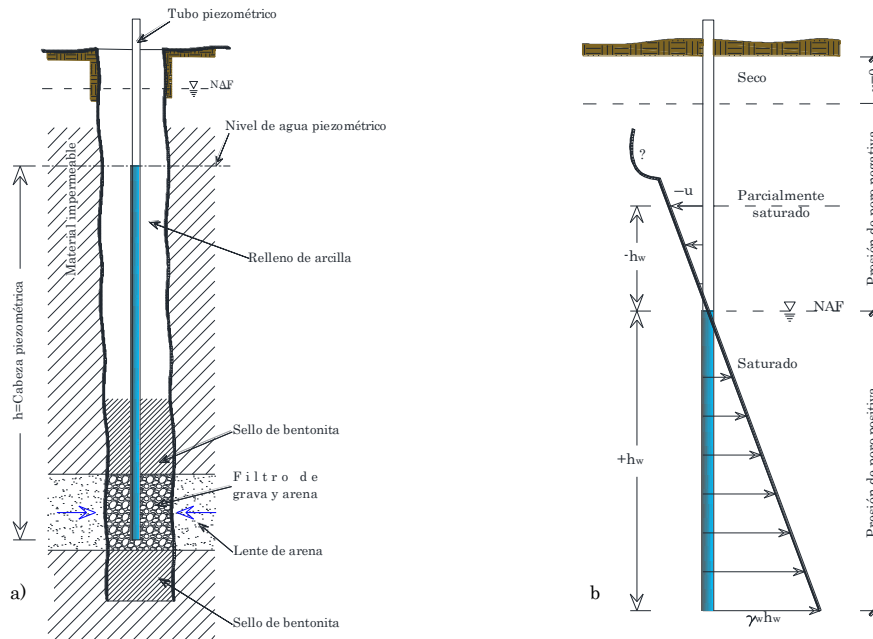


Fig. 2.5 Tubo piezométrico y diagrama de presiones hidráulicas de acuerdo a la saturación del material.
Adaptado: a) Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, (L. Zeevaert, 1983).
b) An Introduction to the Mechanics of Soil and Foundations, (John Atkinson 1993).

En la Fig. 2.5b se observa que el diagrama de presión hidráulica por debajo del NAF es positivo y por encima negativo. En esta última condición, el suelo se encuentra en tensión debido a la capilaridad del medio, sin embargo; para cuestiones prácticas de cálculo no se tomará en cuenta dicho fenómeno.

Para que ocurra el flujo dentro de la masa de suelo, una partícula de agua en movimiento, al pasar de un punto a otro, sufre una pérdida de carga, o transformación de energía, como consecuencia de la resistencia por viscosidad y del trabajo que realiza. A lo anterior, la pérdida de carga hidráulica total por unidad de distancia recorrida por dicha partícula se conoce como gradiente hidráulico, $i = \Delta h/L$. (Abimael Cruz, 2008).

Un gradiente hidráulico positivo genera un flujo descendente y un incremento en los esfuerzos efectivos, en cambio; una disminución del esfuerzo efectivo se debe a un flujo ascendente con un gradiente hidráulico negativo. Esta condición negativa en suelo granulares produce un estado de inestabilidad cuando el gradiente hidráulico es mayor o igual al crítico ($i_c = \gamma' / \gamma_w$), ya que si el esfuerzo intergranular llega a cero, las fuerzas de fricción entre partículas se anulan y el material entra a un estado de licuación (ebullición).

Otra propiedad hidráulica importante en un depósito de suelo homogéneo e isótropo es la constante de proporcionalidad o coeficiente de permeabilidad k . Abimael Cruz 2008, explica que Darcy en 1850 realizó mediciones de gasto en suelo permeable (Ec.2.18), estableciendo que el gasto es proporcional al gradiente hidráulico y la permeabilidad la expresa de la siguiente forma.

$$Q = k \frac{h_1 - h_2}{L} A \quad [2.18]$$

Donde k = Constante de proporcionalidad.

$(h_1 - h_2)/L$ = Gradiente hidráulico, i .

A = Área total de la sección transversal perpendicular al flujo.

$$k = K \frac{\gamma_w}{\mu} \quad [2.19]$$

Donde K_{abs} = Permeabilidad absoluta o intrínseca del medio.

μ = Viscosidad dinámica del agua que depende de la temperatura T .

$$\mu = \frac{0.00001815}{1 + 0.0337T + 0.00022T^2}$$

Para el caso de suelos granulares, a partir de la Ley de Poiseuille, la permeabilidad absoluta es el cociente del producto del diámetro promedio de los conductos por la porosidad, entre 32.

$$K_{abs} = \frac{d_m^2 n}{32} \quad [2.20]$$

En un suelo estratificado donde la permeabilidad no cambia bruscamente, el promedio de la permeabilidad en sentido horizontal se puede tomar como se muestra en la Ec.2.21, de igual forma, para el sentido vertical la Ec.2.22 arroja valores promedio; por consiguiente la permeabilidad global k_t será la raíz del producto de los coeficientes de permeabilidad k_x y k_y . Fig. 2.6.

$$k_x = \frac{\sum_1^n k_i d_i}{\sum_1^n d_i} \quad [2.21]$$

$$k_y = \frac{\sum_1^n d_i}{\sum_1^n \frac{d_i}{k_i}} \quad [2.22]$$

$$k_t = \sqrt{k_x k_y} \quad [2.23]$$

Dónde: k_i y d_i es la permeabilidad y el espesor del estrato analizado, respectivamente.

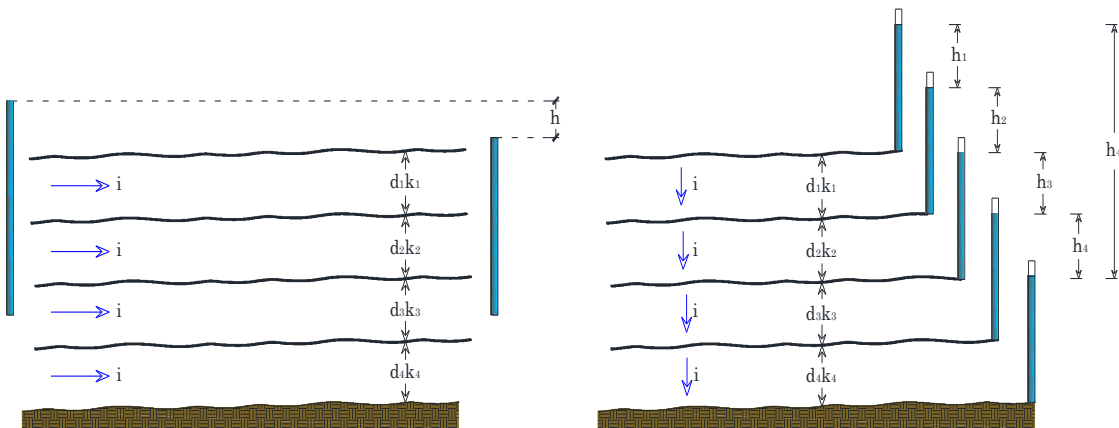


Fig. 2.6 Coeficiente de permeabilidad k para un depósito de suelo estratificado.
Adaptado: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, (L. Zeevaert, 1983).

Zeevaert 1983, establece que hay que estimar el flujo en depósitos de suelo estratificado, con tan solo del conocimiento de los niveles piezométricos y fronteras del medio. Para tal efecto las elevaciones piezométricas son conocidas tanto en la frontera superior como la inferior, la Fig. 2.7 muestra un flujo descendente entre ambas fronteras con un cambio en las elevaciones piezométricas λ_o en la parte superior y λ_b en la inferior, dichos cambios producen una compresión sobre el depósito de suelo, siendo la Ec.2.24 para un estrato analizado y la Ec.2.25 la compresión total del conjunto de estratos.

$$\Delta\delta_i^N = \alpha_i \gamma_w \frac{\lambda_{i-1} + \lambda_i}{2} \tag{2.24}$$

$$\delta = \gamma_w \sum_A^N \alpha_i \frac{\lambda_{i-1} + \lambda_i}{2} \tag{2.25}$$

Dónde: $\Delta\delta_i^N$ = Desplazamiento vertical en el estrato analizado

δ = Desplazamiento vertical total en el depósito de suelo.

α_i =[mvd]_i

λ_{i-1} = Cambio de elevación en el estrato superior al analizado.

λ_i = Cambio de elevación piezométrica en el estrato analizado.

En referencia a la Ec.2.18 para una condición continua de gasto $Q = k_1(\Delta h_1/d_1) = k_2(\Delta h_2/d_2) = \dots$ cte, la caída Δh_i se expresa en la Ec.2.26.

$$\Delta h_i = (h_{i-1} + d_i - \lambda_{i-1}) - (h_i - \lambda_i); \Delta h_{i+1} = (h_i + d_{i+1} - \lambda_i) - (h_{i+1} - \lambda_{i+1}) \tag{2.26}$$

Despejando de la ecuación del gasto Q al coeficiente de permeabilidad y llamando a la relación obtenida $K_i = k_i/d_i$ y $K_{i+1} = k_{i+1}/d_{i+1}$, y si $\Delta_i = h_{i-1} - h_i + d_i$; $\Delta_{i+1} = h_i - h_{i+1} + d_{i+1}$. Sustituyendo en Ec.2.26 e igualando los polinomios de dicha ecuación se tiene la ecuación general de flujo siguiente:

$$K_i \lambda_{i-1} - (K_i + K_{i+1}) \lambda + K_{i+1} \lambda_{i+1} = K_i \Delta_i - K_{i+1} \Delta_{i+1} \tag{2.27}$$

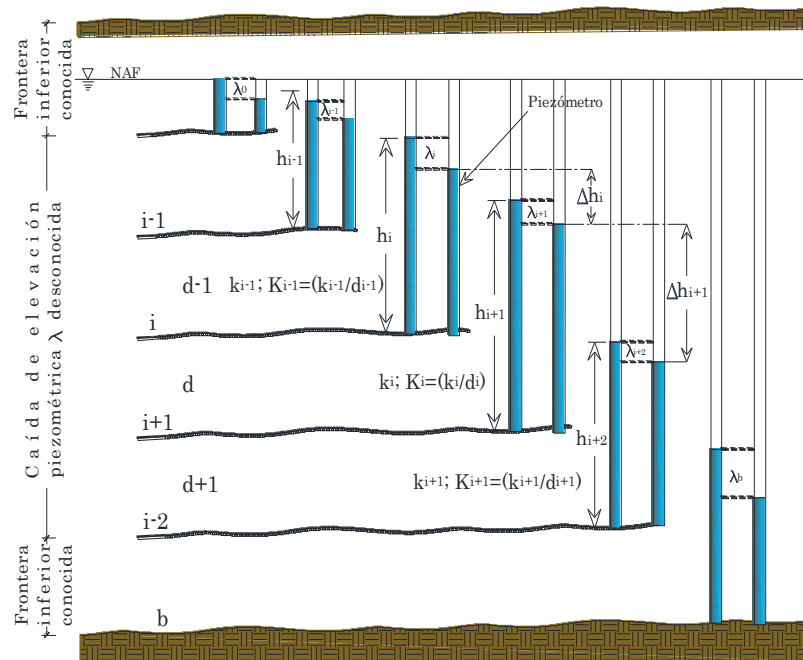


Fig. 2.7 Cambio de elevación piezométrica λ en un depósito de suelo estratificado.
Adaptado: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, (L. Zeevaert, 1983).

Conocidos los valores del cambio de elevación piezométrica λ_0 y λ_b y en función de la ecuación anterior, se establecen el sistema de ecuaciones algebraicas siguiente:

$$\begin{aligned} K_1\lambda_0 - (K_1 + K_2)\lambda_1 + K_2\lambda_2 &= K_1\Delta_1 - K_2\Delta_2 \\ K_2\lambda_1 - (K_2 + K_3)\lambda_2 + K_3\lambda_3 &= K_2\Delta_2 - K_3\Delta_3 \\ K_3\lambda_2 - (K_3 + K_4)\lambda_3 + K_4\lambda_4 &= K_3\Delta_3 - K_4\Delta_4 \end{aligned} \quad [2.28]$$

El sistema de ecuaciones anterior en función de los coeficientes K se puede escribir en la forma matricial siguiente:

$$\begin{bmatrix} -(K_1 + K_2) & K_2 & 0 \\ K_2 & -(K_2 + K_3) & K_3 \\ 0 & K_3 & -(K_3 + K_4) \end{bmatrix} x \begin{bmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \lambda_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1\Delta_1 & -K_2\Delta_2 & -K_1\lambda_0 \\ K_2\Delta_2 & -K_3\Delta_3 & \\ K_3\Delta_3 & -K_4\Delta_4 & -K_4\lambda_4 \end{bmatrix} \quad [2.29]$$

Al denominar la matriz resultado T_1, T_2, T_3, T_n a la fila 1, 2 y 3 respectivamente; los valores de los cambios de nivel piezométrico λ para cada estrato se obtienen al resolver el conjunto matricial. Ahora que se conoce las caídas λ , la presión hidráulica se obtiene al multiplicar la caída por el peso volumétrico del agua, además de saber si el gradiente es positivo o negativo.

$$[K_i] \cdot [\lambda_i] = [T_i] \div [\lambda_i] = [K_i]^{-1} \cdot [T_i] \quad [2.30]$$

2.4 EXTRACCIÓN DE AGUA EN LA EXCAVACIÓN

Cualquier excavación dispuesta por debajo del nivel de agua freática, siempre debe estar seca las 24 horas por el tiempo que duren los trabajos de construcción, por tanto, la extracción del líquido con un sistema de pozos debe ser cuidadoso y para lograrlo, las observaciones con piezómetros instalados estratégicamente son una buena opción. El conjunto de bombeo tiene diámetros que dependen de la permeabilidad del medio, pero por lo general llegan hasta los 90 cm, provistos de filtro para evitar el arrastre de finos o inestabilidad interna.

Lo anterior además de mantener seco el fondo de la excavación, cuando el agua fluye a través de una masa de suelo el efecto pasa de una condición hidrostática en equilibrio a una hidrodinámica, que actúa en dirección al flujo con una fuerza ascendente en el fondo de la excavación; también conocido como subpresión. Para evitarla es necesario reducir la presión de agua en los estratos de arena bajo el nivel de corte o pata de tablaestaca.

El cambio de esfuerzos inducido por el bombeo se mitiga con la inyección del agua extraída (Fig. 2.8) en el fondo del corte, de cualquier forma, el cambio de esfuerzo deberá permanecer lo más limitado posible fuera del área de excavación. La subpresión debida al flujo de agua al interior de la excavación, puede provocar la falla en el fondo, por consiguiente, la distancia debajo del corte a la que debe llegar el nivel piezométrico sin realizar cambios de esfuerzos significativos es vital.

Al realizar la primera etapa de una excavación provoca un alivio de esfuerzos (Ec.2.31) y para compensar tal alivio, la presión de agua bajo el fondo de la excavación se reduce con la misma magnitud del esfuerzo de alivio total $\Delta P_{exc} = \Delta \sigma_{exc} + \Delta u_{exc}$, despejando a Z_0 de la Ec.2.32 se obtiene la distancia por debajo del corte para evitar la subpresión. Fig. 2.8.

$$[\Delta \sigma_{exc}]_1 = \gamma D_{wt} + \gamma'(D_1 - D_{wt}) \quad [2.31]$$

Dónde: $\Delta \sigma_{exc}$ = Alivio de esfuerzos efectivos por excavación.

D_{wt} = Espesor del estrato por encima del nivel de aguas freáticas.

γ' = Peso volumétrico sumergido del suelo.

D_1 = Profundidad de la primera etapa de excavación.

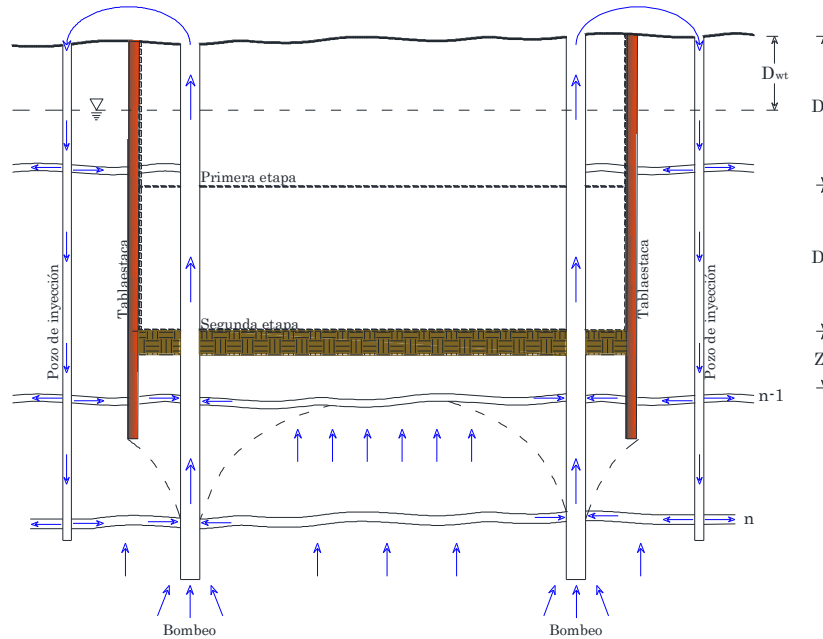


Fig. 2.8 Etapa de excavación y posición del nivel de agua abatido en los pozos. Adaptado: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, (L. Zeevaert, 1983).

$$(D_2 + Z_0)\gamma_w = [\Delta\sigma_{exc}]_1 + (D_1 - D_{wt})\gamma_w \quad [2.32]$$

Dónde: D_2 = Espesor de la segunda etapa de excavación.

Z_0 = Distancia por debajo de la losa de cimentación.

$$Z_0 \geq \frac{[P]_{Etapa 1}}{\gamma_w} - D_2 \quad [2.33]$$

Dónde: $[P]_{Etapa 1}$ = Presión total del suelo en la primera etapa de excavación.

El abatimiento hasta la profundidad Z_0 evita la subpresión, sin embargo; la nueva presión debajo del corte si es mayor al esfuerzo efectivo en el nivel de la losa de cimentación σ_d , produce expansión, efecto del decremento de los esfuerzos efectivos, por el contrario si es menor; propiciará un asentamiento, Ec.2.34.

$$\sigma_d \leq (D_2 + Z_0)\gamma_w + \gamma' D_2 - (D_1 - D_{wt})\gamma_w \quad [2.34]$$

Con el dato de la profundidad Z_0 para el abatimiento por bombeo en el corte, los esfuerzos en la masa de suelo durante y después de la excavación se observan en la Fig. 2.9. Los esfuerzos totales iniciales p_{oi} y los efectivos σ_{oi} debido al abatimiento existente en la zona (Fig. 2.9 piezómetros derechos), al abatir el nivel freático hasta Z_0 , se presenta un incremento de esfuerzos desde d hasta O , donde el abatimiento del piezómetro del estrato $n+1$ no tiene cambios (Fig. 2.9 piezómetros izquierdos).

Al realizar la primera etapa del corte a la profundidad D_1 , ocurre un alivio de esfuerzos por el retiro del material a ese nivel $\Delta\sigma_{exc}$, el peso del suelo retirado de las trincheras es sustituido por las contratrabes de la cimentación, de tal forma que el decremento de esfuerzo por excavación se debe solo a la primera etapa, transmitiendo el $\Delta\sigma_{exc}$ al nivel D_2 .

La curva punteada representa el estado de esfuerzos efectivos a lo largo del depósito, producto del alivio de esfuerzos y abatimiento del nivel freático, Fig. 2.9. Dicho esfuerzo se puede calcular con la Ec.2.35; la zona sombreada después de la curva σ_{oi} , produce asentamientos y el área sombreada antes de la curva σ_{oi} expansiones. Para realizar el cálculo de asentamiento o expansiones debido a la excavación se utilizan las ecuaciones Ec.2.36 y Ec.2.37, respectivamente.

$$\sigma_i = \Delta\sigma_{exc} + \Delta u_i - \gamma_w \lambda_i \quad [2.35]$$

Dónde: σ_i = Esfuerzo efectivo al finalizar la excavación.

$\Delta\sigma_{exc}$ = Alivio de esfuerzos de la primera etapa de excavación.

Δu_i = Decremento de presión de agua de la primera etapa de excavación.

γ_w = Peso volumétrico del agua.

λ_i = diferencia del nivel de agua entre el nivel inicial y abatido en el piezómetro i.

$$\delta_{ci} = \sum mv_i (\sigma_i - \sigma_{oi}) d_i \quad [2.36]$$

Dónde: δ_{ci} = Desplazamiento vertical por recompresión (asentamiento).

mv_i = Módulo de compresibilidad volumétrica de la consolidación primaria.

σ_{oi} = Esfuerzo efectivo al finalizar la excavación.

σ_{oi} = Esfuerzo efectivo inicial antes de excavar.

d_i = espesor del estrato i.

$$\delta_{ei} = -\sum(\rho_e M_e)_i (\sigma_{oi} - \sigma_i) d_i ; \text{ y para el deposito: } \delta_e = \sum_1^n (M_{er})_i (\Delta\sigma_{ex})_i (d)_i \quad [2.37]$$

Dónde: δ_{ei} = Desplazamiento vertical por efecto de expansión en el estrato i.

ρ_e = Factor de expansión dado por: $(\sigma_r/\sigma_o)^{c-1}$; σ_r = esfuerzo medio en la curva de expansión y σ_o es el esfuerzo total en la curva de expansión y c es el coeficiente función de las características del suelo, en el estrato i.

M_e = Módulo de expansión total en la curva de histéresis obtenidas en prueba triaxial múltiple para el estrato i.

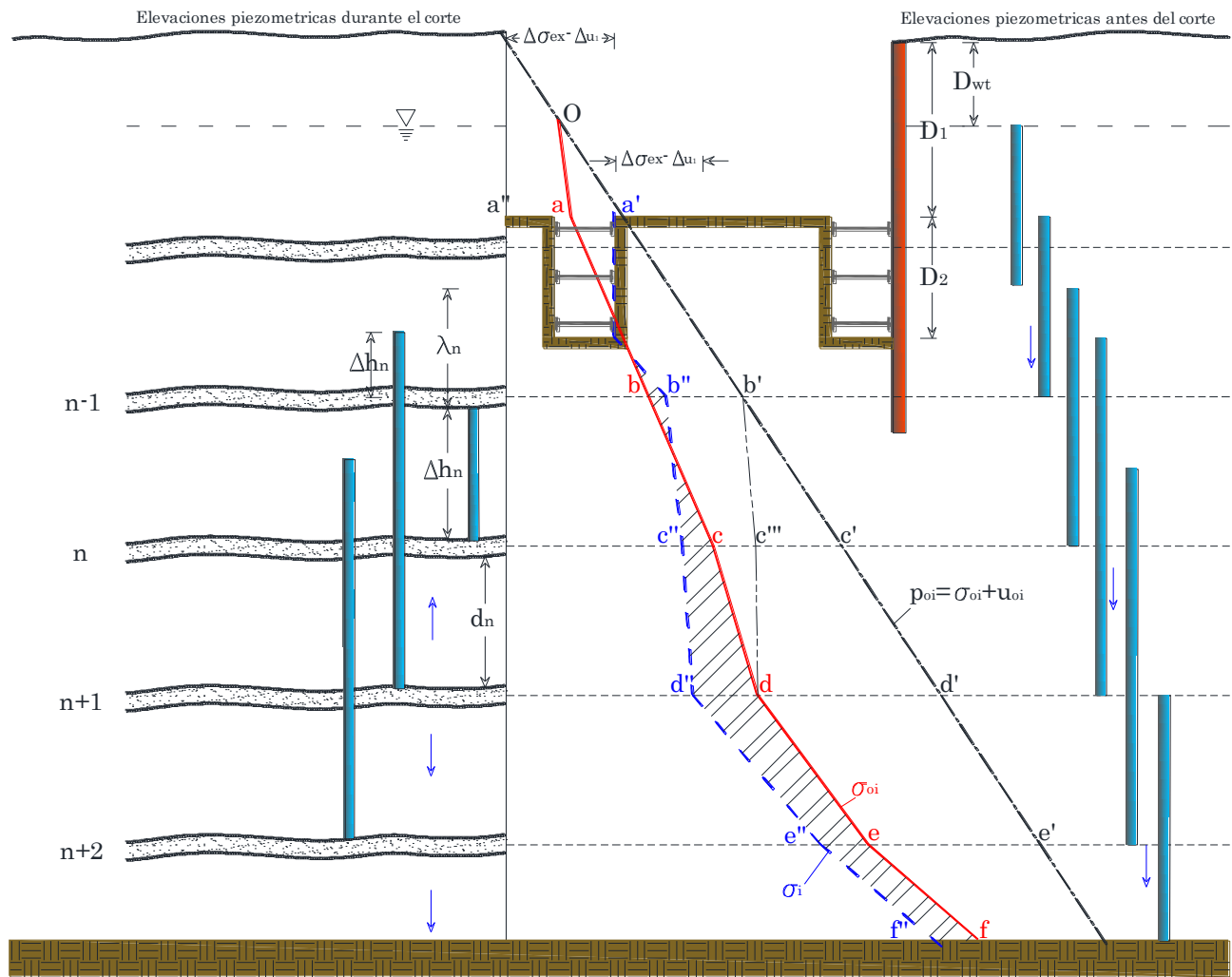


Fig. 2.9 Distribución de esfuerzos por alivio de esfuerzos y abatimiento del nivel freático.
Adaptado: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, (L. Zeevaert, 1983).

2.4.1 EXPANSIONES PRODUCIDAS POR EL ALIVIO DE ESFUERZOS

Al realizar una excavación en un suelo seco se presenta una expansión elástica (*E-Heave*) en los estratos subyacentes, debido al alivio de esfuerzos al retirar el material excavado. En materiales saturados el alivio de esfuerzos por excavación se ven incrementados por las fuerzas de flujo ascendentes al nivel del fondo del corte, aun cuando el nivel de agua fue abatido hasta una profundidad de equilibrio Z_0 , asimismo; se manifiesta una expansión por hinchazón (*S-Heave*), cuando una molécula de agua entra a la estructura del mineral de suelo con una consecuencia significativa en depósitos de arcilla. Fuera del área de excavación el gradiente hidráulico positivo se crea y propicia incrementos de esfuerzos efectivos que al final se transforman en asentamientos de estructuras o instalaciones aledañas.

Como ya se mencionó, la expansión que sufre el fondo de una excavación se debe al alivio de esfuerzos a la profundidad de desplante δ_{ei}^P y por el gradiente hidráulico negativo generado por el bombeo δ_{ei}^λ . Para la primera componente Zeevaert 1988, realiza una interacción suelo estructura (ISE) para definir la compatibilidad entre fuerza y deformación.

Para realizar dicha interacción y conocer las deformaciones verticales se supone un esfuerzo aplicado en un punto i de la superficie (Fig. 2.10a) que es distribuido con razonable aproximación mediante el valor de la influencia utilizando la teoría de la elasticidad, por tanto, para un estrato N se tiene:

$$\Delta\delta_{ji}^N = \alpha_e^N \cdot \Delta\sigma_{ji}^N = \alpha_e^N \cdot I_{ji}^N \cdot q_i \tag{2.38}$$

Dónde: $\Delta\delta_{ji}^N$ = Deformación vertical del estrato N en el punto j , debido a la carga q sobre el punto i .

α_e^N = Coeficiente de expansión volumétrica.

$\Delta\sigma_{ji}^N$ = Alivio medio de esfuerzo del estrato N en el punto j , debido a la excavación.

I_{ji}^N = Valor de la influencia del estrato N en el punto j , debido al alivio de esfuerzos en la excavación.

q_i = Alivio de esfuerzos debido a la excavación (ΔP_{ex}).

Al realizar el cálculo matricial el ancho $2B$ de la excavación se divide en franjas de ancho b con la carga q de alivio correspondiente a dicho ancho (Fig. 2.10), y que al interceptar las fronteras de los estratos forma una retícula. Para facilitar los cálculos, se considera un alivio unitario q_1 y por consiguiente influencias unitarias, de tal modo que la Ec.2.38 se escribe de la forma matricial siguiente:

$$\begin{Bmatrix} \delta'_{11} \\ \delta'_{21} \\ \delta'_{31} \\ \delta'_{31} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} I_{11}^A & I_{11}^B & I_{11}^C \\ I_{21}^A & I_{21}^B & I_{21}^C \\ I_{31}^A & I_{31}^B & I_{31}^C \\ I_{41}^A & I_{41}^B & I_{41}^C \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \alpha^A \\ \alpha^B \\ \alpha^C \end{Bmatrix} \tag{2.39}$$

Cabe mencionar que las influencias serán calculadas para cada cuadro de la retícula, primero debido a q_1, q_2, q_3, q_i , hasta la totalidad las franjas de ancho b . La matriz de desplazamientos verticales unitarios δ'_{ji} global, que involucra los alivios de las franjas 2, 3, 4, i se escribe de la siguiente forma:

$$|\delta'_{ji}| = \begin{bmatrix} \delta'_{j1} \\ \delta'_{j2} \\ \delta'_{j3} \\ \delta'_{j4} \end{bmatrix}^T = \begin{bmatrix} \delta'_{11} & \delta'_{21} & \delta'_{31} & \delta'_{41} \\ \delta'_{12} & \delta'_{22} & \delta'_{32} & \delta'_{42} \\ \delta'_{13} & \delta'_{23} & \delta'_{33} & \delta'_{43} \\ \delta'_{14} & \delta'_{24} & \delta'_{34} & \delta'_{44} \end{bmatrix} \tag{2.40}$$

Finalmente, para tener las expansiones totales debidas al alivio de esfuerzos q_i , se multiplica la Ec.2.40 por el vector de alivio de esfuerzo q , correspondiente a cada franja de ancho b .

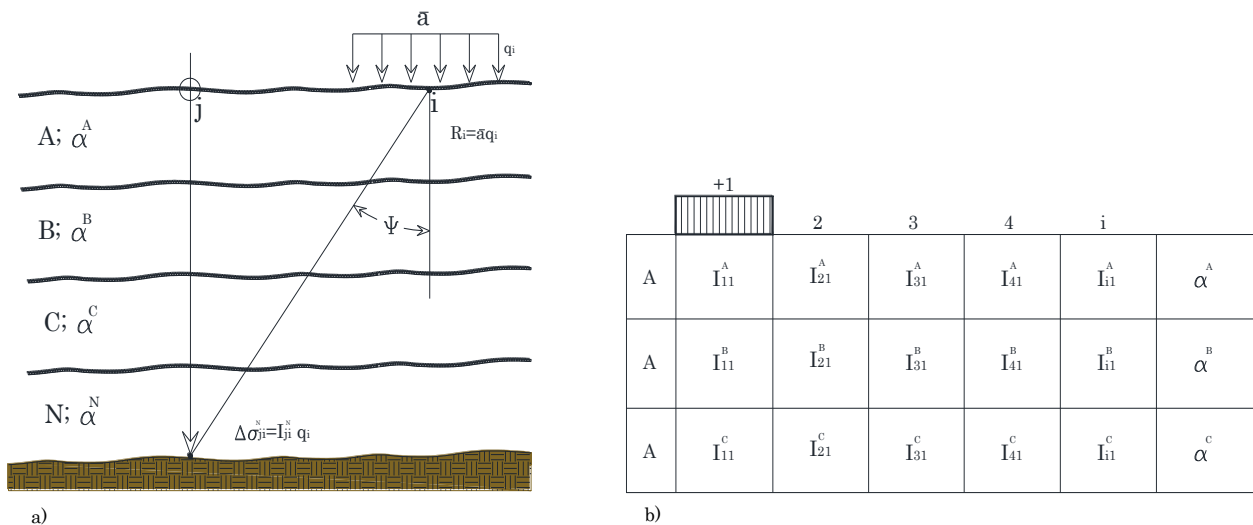


Fig. 2.10 Distribución de esfuerzos por alivio de esfuerzos y abatimiento del nivel freático. Adaptado: Interacción Suelo Estructura para cimentaciones, (L. Zeevaert, 1980).

La segunda condición de expansión es debida al abatir nivel freático en materiales saturados; ante tal condición los cambios de esfuerzos que se inducen por el bombeo en un punto i en la masa de suelo afectado es:

$$\Delta p = \Delta \sigma + \Delta u \therefore (p_{oi} - p_i) = (\sigma_{oi} - \sigma_i) + (u_{oi} - u_i) \quad [2.41]$$

Dónde: $\Delta u = \lambda \cdot \gamma_w$

$\Delta p = I_j^N \cdot P_{od}$; P_{od} es la presión total al nivel de desplante.

Considerando que el coeficiente de expansión $\alpha_e^N = (\rho_e \cdot M_{e0} \cdot d)^N$ y que el desplazamiento vertical es el producto de dicho coeficiente por el decremento de esfuerzo, la Ec.2.41 toma la siguiente forma:

$$(\Delta \delta_{ei})_N = \Delta u \cdot \alpha_e + \Delta p \cdot \alpha_e \therefore (\Delta \delta_{ei})_N = (\gamma_w \lambda_i^N) \alpha_{ei} - (\sigma_{od} + u_{od}) (I_i^N \alpha_e^N) \quad [2.42]$$

La Ecuación anterior alberga las dos condiciones de expansión, $\delta_{ei} = \delta_i^\lambda - \delta_{ei}^P$; de forma análoga al procedimiento matricial para el alivio de esfuerzos con la salvedad de que las influencias de sustituyen en la retícula por λ_i^N (Fig. 2.11), el desplazamiento efecto del bombeo queda de la siguiente forma:

$$\{\delta_i^\lambda\} = \gamma_w \cdot \begin{bmatrix} \lambda_1^A & \lambda_1^B & \lambda_1^C & \lambda_1^D \\ \lambda_2^A & \lambda_2^B & \lambda_2^C & \lambda_2^D \\ \lambda_3^A & \lambda_3^B & \lambda_3^C & \lambda_3^D \\ \lambda_4^A & \lambda_4^B & \lambda_4^C & \lambda_4^D \\ \lambda_4^A & \lambda_4^B & \lambda_4^C & \lambda_4^D \end{bmatrix}^T \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_e^A \\ \alpha_e^B \\ \alpha_e^C \\ \alpha_e^D \end{Bmatrix} \quad [2.43]$$

Según la Ec.2.42, la ecuación matricial de expansión por ambos efectos en todo el depósito es:

$$\{\delta_{ei}\} = \gamma_w \cdot [\lambda_i^N]^T \cdot \{\sigma_e^N\} - [\delta'_{ji}]_{exp}^T \cdot \{\sigma_{od} + u_{od}\} \quad [2.44]$$

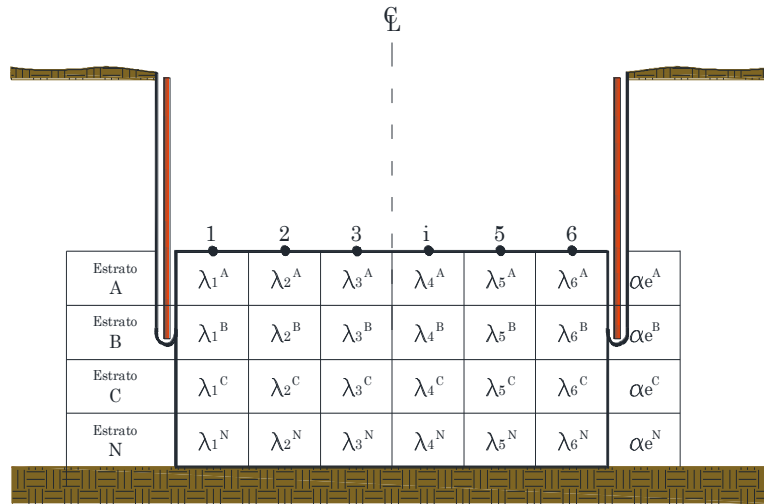


Fig. 2.11 Interacción del flujo neto y el cambio de esfuerzo efectivo.
Adaptado: Interacción Suelo Estructura para cimentaciones, (L. Zeevaert, 1980).

El investigar la respuesta de expansión y recompresión que sufre un depósito de suelo se puede hacer en laboratorio con muestras inalteradas sometidas a pruebas de compresión múltiple para un rango de esfuerzos $\sigma < \sigma_{oz}$, siendo σ_{oz} el esfuerzo vertical efectivo. En la Fig. 2.12. Se observa el proceso de carga y descarga que forma unos aros paralelos entre sí, asimismo para deformaciones pequeñas los aros decrecen en tamaño. La Ec.2.45 muestra la relación entre la deformación de compresión ε_c y de expansión ε_o para un alivio de esfuerzos total a_o y parcial respectivamente a_r .

$$a_o = \frac{\varepsilon_{oc}}{\varepsilon_o}; a_r = \frac{\varepsilon_{rc}}{\varepsilon_{ro}} \quad [2.45]$$

Es evidente que cuando el alivio de esfuerzos parcial es igual que el total, $a_o=a_r$. Al graficar en escala logarítmica distintos alivios de esfuerzos efectivos contra las deformaciones que producen, se obtiene la ecuación para esa recta que sigue la Ley fenomenológica siguiente.

$$\varepsilon_r = a\sigma_r^c; \quad \varepsilon_o = a\sigma_o^c \Rightarrow \text{Ley Fenomenológica} \quad [2.46]$$

Teniendo en cuenta que el módulo secante elástico de expansión es la relación entre la deformación unitaria en el rango elástico y el esfuerzo efectivo que la origina, Fig. 2.10 y sustituyendo en función de la Ley Fenomenológica.

$$M_{er} = \frac{\varepsilon_r}{\sigma_r} = \frac{a\sigma_r^c}{\sigma_r} = a\sigma_r^{c-1}; \quad M_{eo} = \frac{\varepsilon_o}{\sigma_o} = \frac{a\sigma_o^c}{\sigma_o} = a\sigma_o^{c-1} \quad [2.47]$$

Al llevar a cabo la relación del módulo elástico parcial entre el total y expresando este último como en Ec.2.47 se tiene el factor de expansión elástica.

$$\rho_e = \frac{M_{er}}{M_{eo}} = \frac{a\sigma_r^{c-1}}{a\sigma_o^{c-1}} = \frac{\sigma_r^{c-1}}{\sigma_o^{c-1}} \therefore \rho_e = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_o}\right)^{c-1}; \quad \rho_{ei} = \left(\frac{\Delta\sigma_{ex}}{\sigma_o}\right)_i^{c-1} \quad [2.48]$$

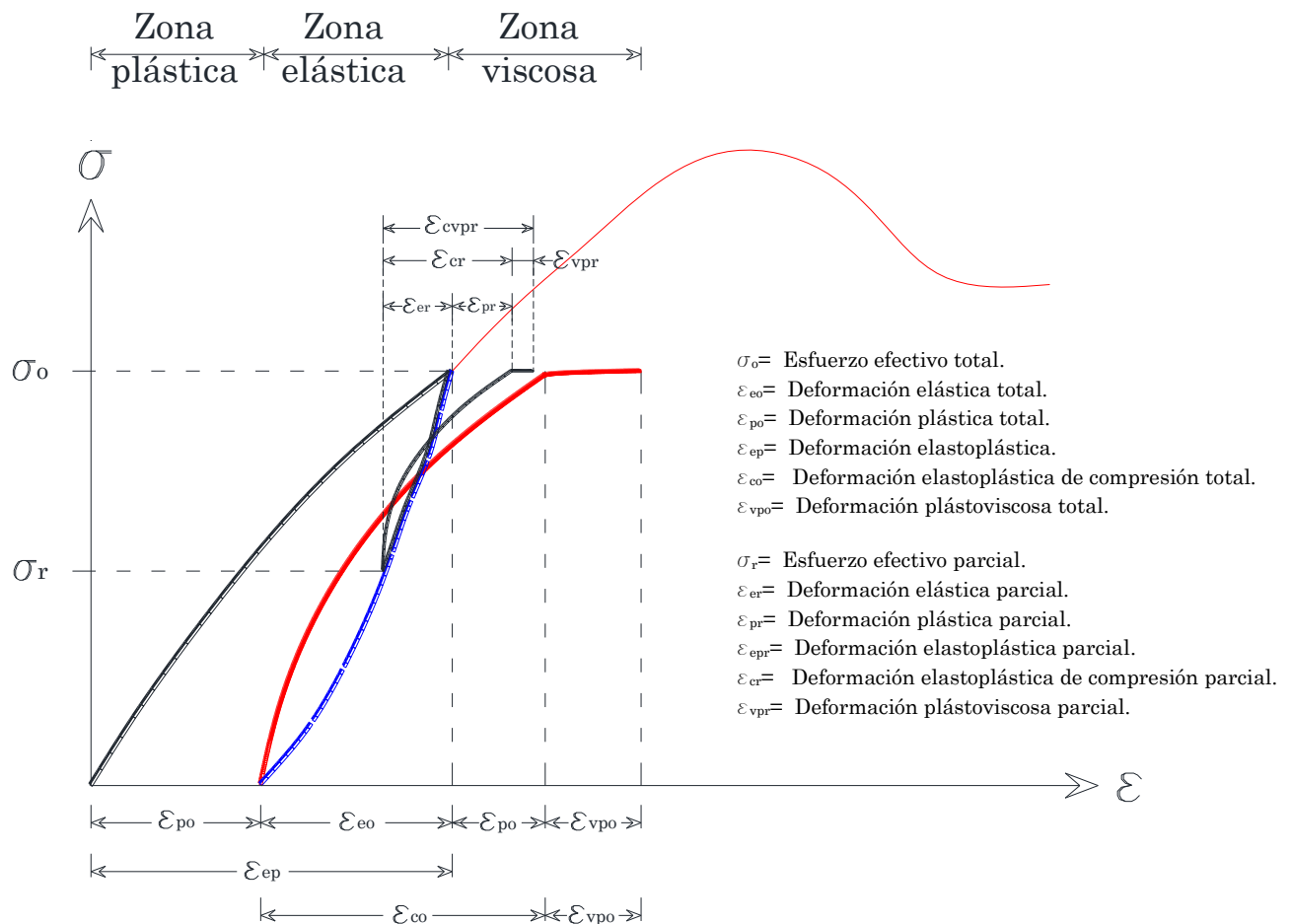


Fig. 2.12 Ciclos de histéresis en una prueba de compresión múltiple. Adaptado: Apuntes cimentaciones I y II, (Germán López, 2016).

De tal forma que el producto de la relación de esfuerzos ρ_e y el módulo elástico total M_{eo} , da como resultado el módulo elástico parcial M_{er} . El desplazamiento vertical que sufre el depósito de suelo estratificado al excavar es el siguiente:

$$\delta_e = \sum_1^n (M_{er})_i (\Delta\sigma_{ex})_i (d)_i \quad [2.49]$$

La recompresión que sufre una masa de suelo consta de una respuesta elástica y una plasto-viscosa, sin embargo; no está dentro del alcance de este trabajo.

2.4.2 EXPANSIÓN LATERAL Y ASENTAMIENTO FUERA DE LA EXCAVACIÓN.

Además de las deformaciones verticales comentadas en el inciso anterior, cuando se produce el alivio de esfuerzos debido a la extracción de material, en el fondo del corte también ocurre un alivio de esfuerzos horizontal relacionado con el fenómeno *E-Heave*. Si tal acontecimiento se considera como una deformación plana, las expresiones de la teoría de elasticidad pueden ser usadas como lo muestra H.G. Poulos & E.H. Davis, 1991 para una carga lineal de ancho $2b$ con longitud infinita. Fig. 2.13.

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)] = \Delta\sigma_{ex} \cdot I_z \quad [2.50]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)] = \Delta\sigma_{ex} \cdot I_x \quad [2.51]$$

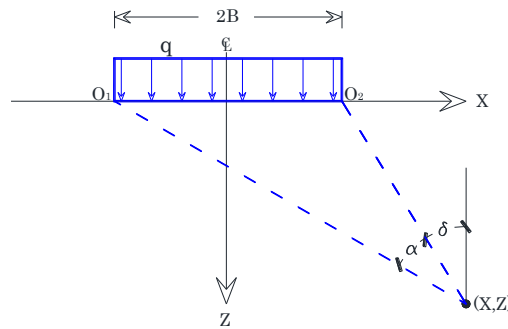


Fig. 2.13 Distribución de esfuerzos de una carga lineal de ancho finito y longitud infinita. Adaptado: Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, (H.G. Poulos & E.H. Davis, 1991).

El cálculo del alivio de esfuerzos se debe realizar para el promedio en el centro $\Delta\sigma_{hc}$ y borde $\Delta\sigma_{he}$ del estrato, con ello una mejor aproximación.

$$\Delta\sigma_{ha} = \frac{1}{3} (\Delta\sigma_{he} + 2\Delta\sigma_{hc})_{hz} \quad [2.52]$$

El desplazamiento horizontal en cada lado del corte de ancho $2B$ para la profundidad Z_i se representa en Ec.2.53 y para el depósito, basta con aplicar la media armónica de los módulos de deformación lineal horizontal, Ec.2.54.

$$\delta_{hz} = [\rho_e \cdot M_{ha} \cdot \Delta\sigma_{ha}]_{Z_i} \cdot B \quad [2.53]$$

$$M_{ha} = \frac{\sum_1^n d_i}{\sum_1^n \frac{d_i}{M_{hi}}} \quad [2.54]$$

El cambio de esfuerzo que se produce fuera de la tablaestaca por efecto del flujo descendente en el bombeo, para materiales saturados, se debe tomar en cuenta al realizar el cálculo del desplazamiento horizontal (Fig. 2.14), tal desplazamiento deberá ser como máximo el permitido por las tolerancias de distorsión de las construcciones aledañas.

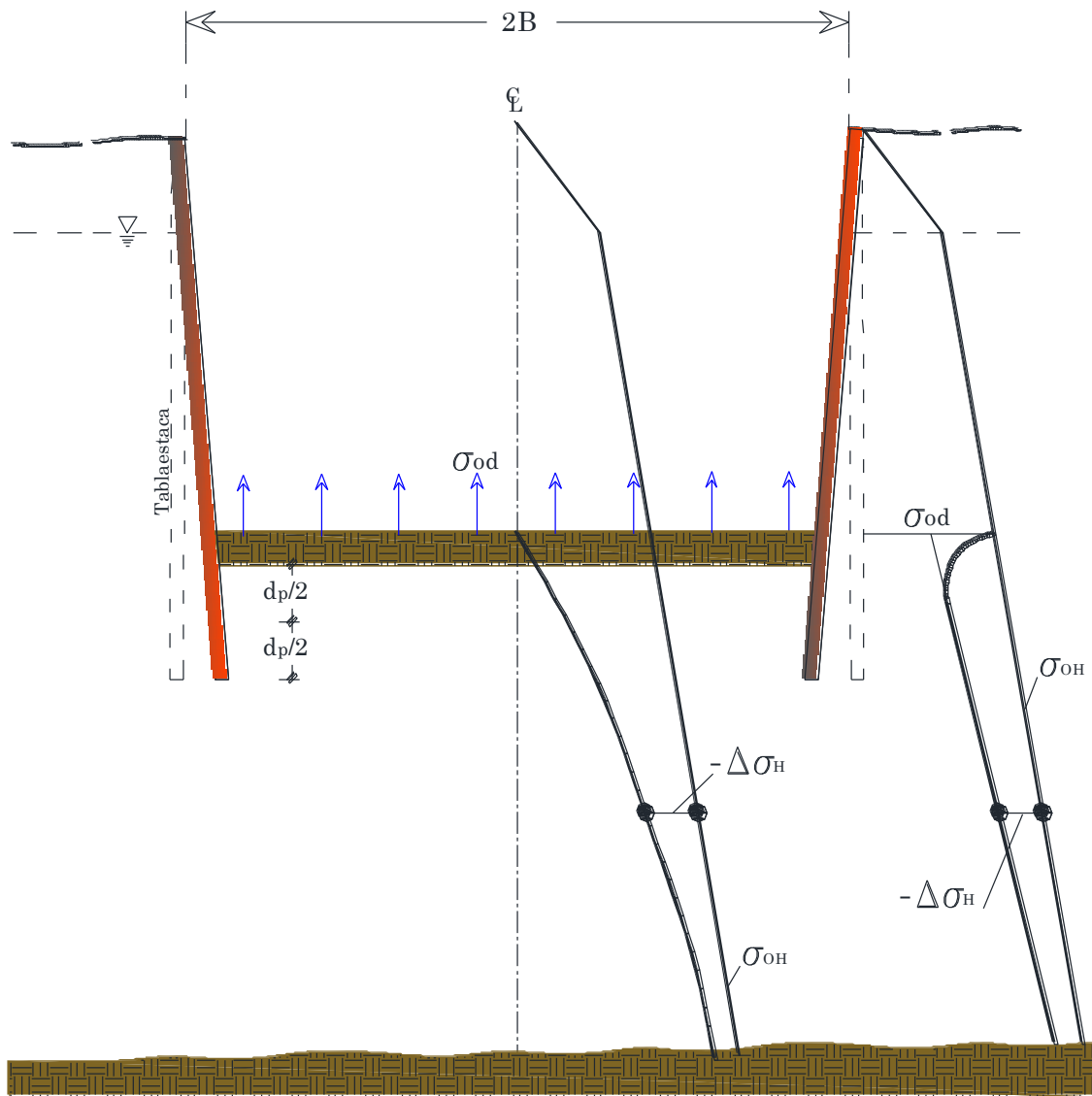


Fig. 2.14 Distribución de esfuerzos horizontales por alivio de esfuerzos y abatimiento del nivel freático.
 Adaptado: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, (L. Zeevaert, 1983).

CAPÍTULO 3

DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN MUROS DE RETENCIÓN ANCLADOS

3.1 PRESIÓN SOBRE MURO DE CONCRETO REFORZADO

Al realizar una excavación resulta necesario sostener el empuje de tierras durante su apertura, para ello, es vital la colocación de soportes temporales o definitivos y contrarrestar la fuerza de empuje; sin embargo, a lo largo del elemento estructural se presenta arqueado que depende del método de excavación, además de ceder al aliviar los esfuerzos tras el muro. Para evitar los desplazamientos antes descritos, el uso de muros rígidos a base de concreto reforzado son una buena opción.

Un muro rígido de concreto reforzado se clasifica en muro voladizo y muro anclado, para el primer caso, la distribución simplificada de presión activa y pasiva sobre el elemento es lineal; la resistencia pasiva y el momento resistente que brinda el elemento estructural garantizan la estabilidad del sistema, ya que a longitudes mayores, el incremento de la sección transversal encarece su construcción.

Con el fin de facilitar los cálculos de presiones, en la Fig. 3.1b y 3.1c se observa el diagrama de presiones realista y simplificado respectivamente, donde el punto O es la posición de rotación del elemento estructural y R la resultante de los diagramas bajo dicho punto, sin embargo; para absorber la incertidumbre, la AASHTO en su sección 3.11.5-6 propone la distancia $D=1.20D_0$.

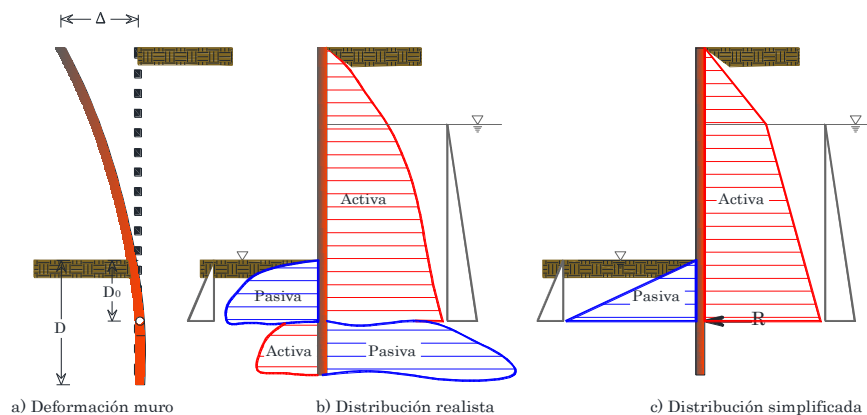


Fig. 3.1 Diagrama de presión de tierra sobre un muro en cantiliver.
Adaptado: Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Los Angeles (UCLA).

Ahora bien, cuando se tienen profundidades de excavación mayores a 5.5 m, resulta más económico el uso de anclas o puntales para reducir la sección estructural. Las anclas son generalmente fabricadas con cables de acero para una tensión mayor a 400 KN (40 T_F), o barras para una fuerza de tensión menor; embebidas en barrenos con una apertura mayor al final (bulbo), que se realiza en forma hidráulica con

inyección de lechada (grout) o en forma mecánica con aditamentos especiales en las herramientas de perforación. Fig.3.2. Para evitar la corrosión, el uso de fluidos de protección (lechada a lo largo del ancla) o protección catódica es recomendable, B. Broms 1988. Por último, las anclas son postensadas para cada etapa de excavación con el objeto de minimizar la deflexión del muro.

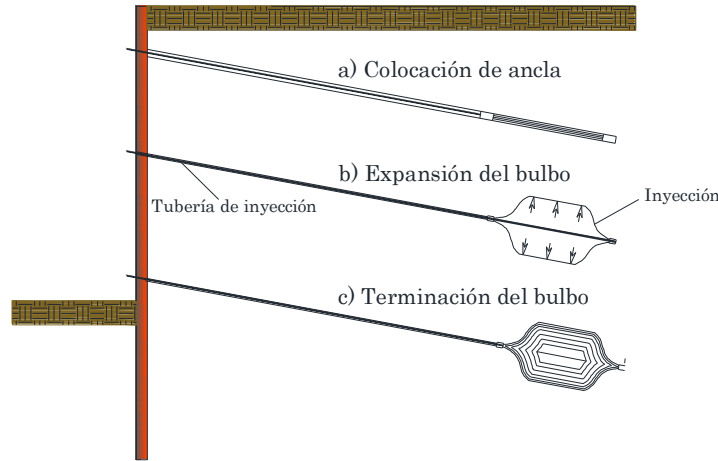


Fig. 3.2 Formación hidráulica de bulbos de anclaje.

Adaptado: Design and Construction of Anchored and Strutted Sheet Pile Walls in Soft Clay, (Bengt B. Broms); Missouri University.

En muros anclados por lo general el empotramiento D proporciona un soporte adicional a la estructura, que desarrolla presiones horizontales de incremento lineal, sin embargo; por encima del nivel del corte, la envolvente de distribución toma una forma trapezoidal.

3.2 MURO ANCLADO DE CONCRETO REFORZADO

Con el afán de maximizar tiempos de construcción y espacios libre dentro de excavaciones, se ha optado por incluir en los muros de retención sistemas de anclaje. Para ello diversos investigadores desarrollaron métodos de diseño para conocer la distribución de esfuerzos del sistema apuntalado o anclado, basados principalmente en las hipótesis de Terzaghi & Peck. En lo sucesivo de esta investigación, se exhiben metodologías propuestas por el *Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Los Angeles, USA (UCLA)*, así como la formulación del Dr. Zeevaert, UNAM, México en sus diversas publicaciones.

3.2.1 METODOLOGÍA DE DISEÑO SEGÚN UNIVERSITY OF CALIFORNIA, LOS ANGELES

La distribución de presiones activas en un muro de retención con múltiple sistema de anclaje, toma como referencia los diagramas de presión de Terzaghi & Peck para arcillas y arenas, sin embargo; la presión horizontal de valor constante con la profundidad y posición inicial presenta cambios significativos. En la tabla siguiente se muestra las modificaciones y en la Fig. 3.3 su esquematización.

Tabla 3.1 Comparación de diagramas de presión según el material retenido.

Terzaghi & Peck, 1969	UCLA, 2013
<p>Arenas:</p> <p>Diagrama rectangular de altura H y ancho $\sigma_h=0.65\gamma HK_a$.</p> <p>Arcillas:</p> <p>Blandas: diagrama trapecial de magnitud σ_h que resulte mayor de $\gamma H = \left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right] o' 0.3\gamma H$ con una posición superior de 0.25H.</p> <p>Rígidas: diagrama trapecial con una magnitud σ_h que oscila entre $0.2\gamma H$ a $0.4\gamma H$.</p>	<p>Arenas:</p> <p>Diagrama trapecial de magnitud $\sigma_h = \frac{P}{h - \frac{(h_1+h_{n+1})}{3}}$ y posición superior de $(2/3H_1)$ e inferior de $(2/3H_{n+1})$.</p> <p>Arcillas:</p> <p>Media a blanda: $N_s \geq 6$ con diagrama trapecial de magnitud $\sigma_h = K_a \gamma_s H$; donde $K_a = 1 - \frac{4s_u}{\gamma_s H} + 2\sqrt{2} \frac{D}{H} \left[\frac{1-5.14s_{ub}}{\gamma_s H} \right] \leq 0.22$.</p> <p>Rígidas: $N_s \leq 4$ con diagrama trapecial de magnitud σ_h que oscila de $0.2\gamma_s H$ a $0.4\gamma_s H$.</p> <p>Para valores de $4 < N_s < 6$ σ_h será el mayor valor que resulte de las expresiones anteriores.</p>

En ambos casos el valor de la cohesión c es no drenada y los esfuerzos involucrados en las ecuaciones son efectivos, la magnitud P es el producto de la presión activa y un factor de resistencia Fr. El valor de estabilidad N_s , en materiales arcillosos es la relación de presión efectiva vertical y la fuerza cortante no drenada (Ec.3.1). Los valores s_u y s_{ub} corresponden a resistencias no drenadas por encima y debajo de la línea de corte respectivamente.

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \tag{3.1}$$

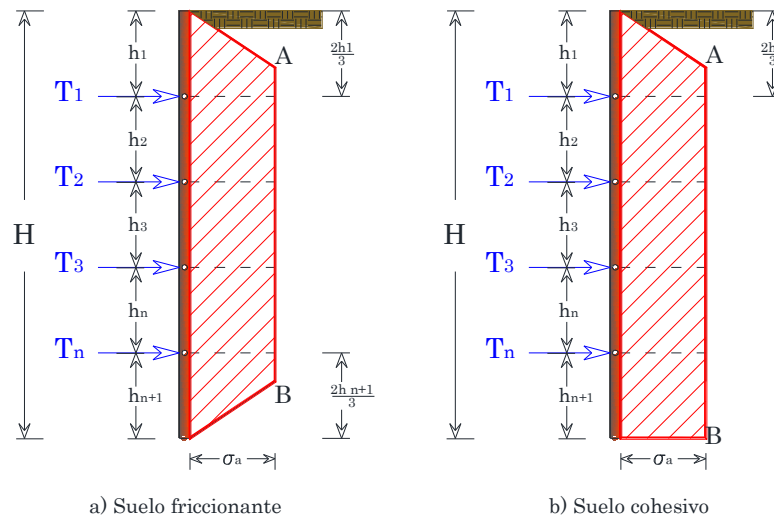


Fig. 3.3 Distribución de presiones sobre muros anclados o apuntalados en suelos friccionantes y cohesivos. Adaptado: Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Los Angeles (UCLA).

En el análisis de muros anclados se puede elegir un diseño por resistencia (f_d), donde las características del suelo o roca se obtienen en condiciones drenadas y éstas son afectadas por un factor de seguridad parcial menor a uno. La otra opción, es un diseño por carga (F_d) donde las solicitaciones son afectadas por un factor de seguridad mayor a uno, es importante que la probabilidad de la carga en el campo no exceda

más del 5%. El factor de seguridad global que se usa con frecuencia en arcillas es de 1.5 y en suelos friccionantes de 2.

La normativa americana AASHTO 2012, señala que se debe revisar cualquier sistema de retención bajo un estado límite de servicio, de resistencia y ante evento extremo. En el caso de muros anclados, la Tabla 3.2 muestra los valores del estado limite a considerar.

Tabla 3.2 Factores de resistencia para muros de retención anclados.

Fuente: Design Specifications, AASHTO LRFD, 2012.

Estado limite	Presión activa de tierras	Presión pasiva de tierras	Carga viva o sobrecarga	Adición sísmica
Servicio I	1.0	1.0	1.0	0.0
Resistencia I	1.5	1.0	1.75	0.0
Evento extremo I	1.0	1.0 </td <td>0.0</td> <td>1.0</td>	0.0	1.0

3.2.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO SEGÚN DR. ZEEVAERT

En forma utópica, un muro de gran rigidez con colocación de puntales o anclas en un tiempo donde no se permita la cedencia de la masa de suelo; tendrá un valor mayor de presión activa por encima del primer nivel de puntales, que el obtenido con la teoría de Rankine. Por consiguiente, la distribución de presión estará sometida por la forma que cede el conjunto muro-puntal, en el momento de la instalación, curva abcf, Fig.3.4.

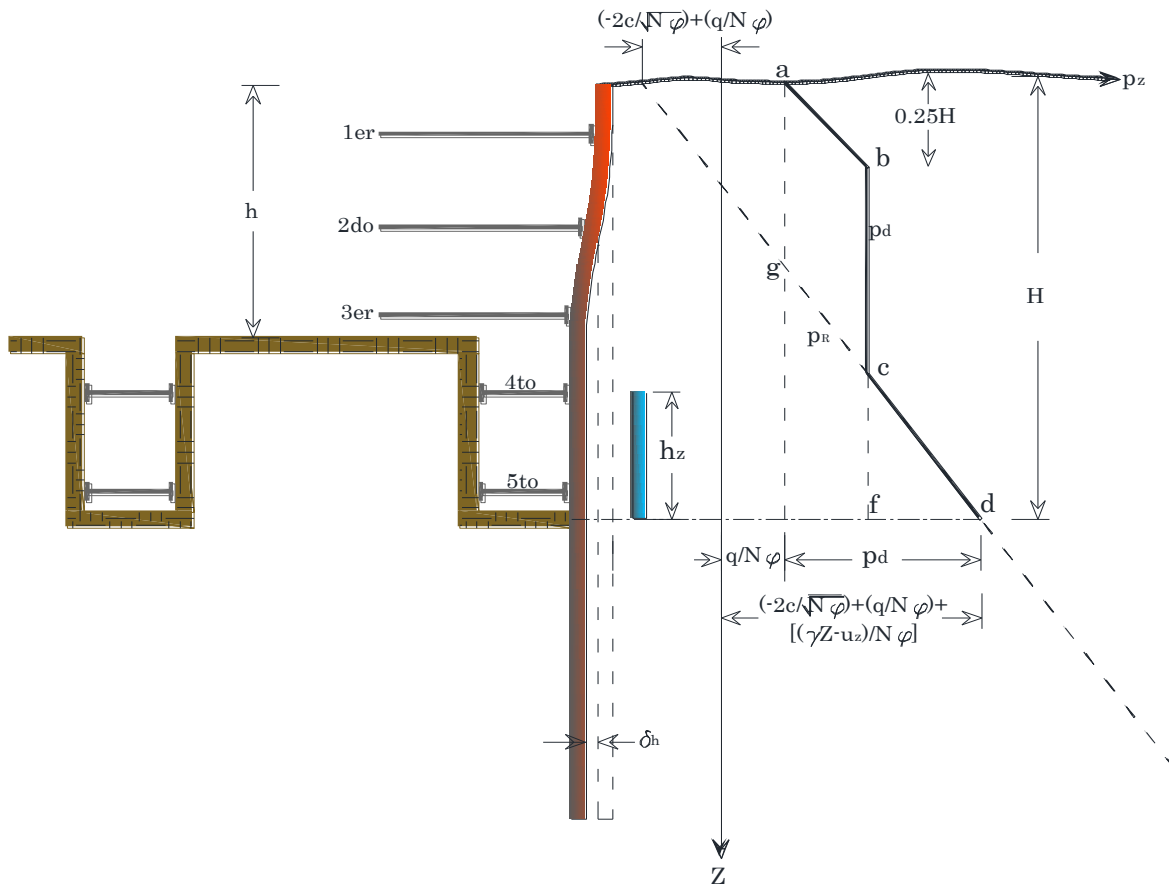


Fig. 3.4 Diagrama de presión de tierra sobre un muro tablaestaca.
Adaptado: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, (L. Zeevaert, 1983).

La fuerza cortante de la masa de suelo detrás del muro puede ser calculada con la siguiente expresión:

$$p_z = -\frac{2c_z}{\sqrt{N\phi_z}} + \frac{1}{N\phi_z} (\sum_1^z \gamma_i \Delta z_i + q - u_z) \quad [3.2]$$

Dónde: q= Sobre carga aplicada en la superficie.

γ_i = Promedio del peso unitario del estrato Δz_i a la profundidad z.

u_z = Presión hidráulica a la profundidad z analizada.

Se puede observar en la Ec.3.2, que el primer término es debido a la tensión por encima del punto 'g', el segundo término es el coeficiente de presión activa y el tercer argumento el esfuerzo efectivo. En el caso de suelos puramente cohesivos el ángulo de fricción interna es cero, para el caso de limos y arenas, dichos parámetros se obtienen de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas, CU.

Conforme lo expuesto, el Dr. Zeevaert incorpora el diagrama de presión de Rankine correspondiente a la fase sólida del suelo más un 10% de factor de seguridad, más el propuesto por Terzaghi & Peck para arcillas de rigidez media a suave. De tal forma que la presión constante p_d a partir de la profundidad 0.25H y hasta que la presión de Rankine supera dicho valor es:

$$E'_a = 1.1 \sum_0^D \left[-\frac{2c_z}{\sqrt{N\phi_z}} + \frac{1}{N\phi_z} (\sum_1^z \gamma_i \Delta z_i - u_z) \right] \Delta z \therefore E'_a = 1.1E_{aR} \quad [3.3]$$

Ahora bien, igualando el empuje E'_a al empuje de Terzaghi & Peck definido por el área de esfuerzos trapecial abcf (Fig. 3.4.) y despejando p_d se tiene:

$$E'_a = \frac{H+0.75H}{2} p_d = 0.875H \cdot p_d \therefore p_d = \frac{E'_a}{0.875} H = 1.142 \frac{E'_a}{H} \quad [3.4]$$

La distribución de presión de tierras sobre el muro, definida por la curva abcd en la Fig. 3.4, asume la presión más grande que se puede presentar durante la excavación y colocación del sistema de puntales o anclas. En conclusión, la curva toma las porciones desfavorables del diagrama de presión activa de Rankine (parte baja) y del diagrama idealizado por Terzaghi y Peck (parte alta), siendo la intersección el punto c.

La flexión crítica del muro, ocasionada por la suma de las presiones, se verificará para cada nivel de anclaje o puntales, correspondientes a las etapas de excavación; resultando las ecuaciones anteriores idóneas para este problema. La ventaja del análisis por etapas de construcción, es el conocer los incrementos de tensión en los niveles de anclaje y así tomar las medidas pertinentes en obra. Para el caso que se presente condición hidrodinámica o hidrostática sobre el elemento, estos empujes se sumaran al diagrama antes expuesto.

Además de las fuerzas de tensión la presión pasiva que se desarrolla en las distintas etapas de excavación es esencial para la estabilidad del muro, sin embargo; el conocer la fuerza que debe resistir la presión pasiva y compararla contra lo que el suelo puede desarrollar, también es motivo de verificar. Para ello, el Dr. Zeevaert involucra el equilibrio de momentos de las fuerzas involucradas alrededor del último nivel de anclaje o apuntalamiento; que considera como articulación plástica para la etapa de construcción analizada.

La Fig. 3.5 muestra las fuerzas y posiciones de aplicación, así como el momento plástico, último o nominal de la sección estructural para el equilibrio, y solo se deberá tomar en cuenta la fracción de diagrama desde la articulación plástica hasta la base de la pata del muro. En la ecuación siguiente se muestran las variables involucradas para conocer el empuje pasivo E'_p uniformemente distribuido que produce el sistema.

$$E'_p = \frac{E_a Y_a + U y_u - m_{cp}}{Y_p} \tag{3.5}$$

Dónde: E_a = Empuje activo.

Y_a = Brazo de palanca del empuje activo.

U_{ua} =Empuje del agua.

M_{cp} =Momento plástico o nominal de la sección estructural del muro.

Y_p =Brazo de palanca del empuje pasivo.

Con E_p y E'_p se puede asociar y conocer el factor de seguridad para cada etapa de excavación, Ec.3.6.

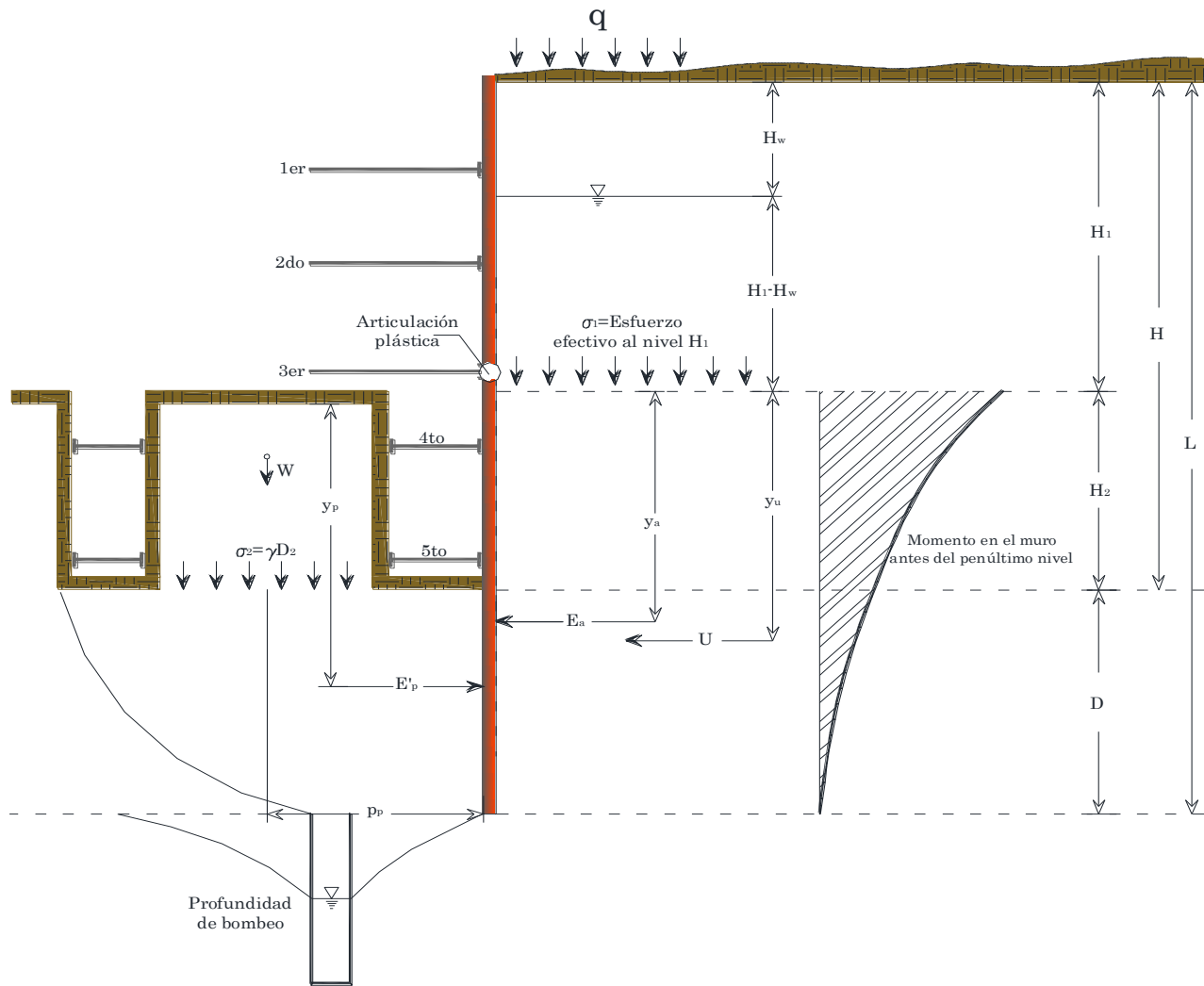


Fig. 3.5 Diagrama de presión de tierra sobre un muro tablaestaca.
Adaptado: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, (L. Zeevaert, 1983).

$$G_s = \frac{E_p}{E'_p} \tag{3.6}$$

La reacción que desarrolla el empuje pasivo E'_p que produce el sistema, la metodología la considera como unitaria y constante en el caso de arcillas, por tanto, se calcula como sigue:

$$p_p = \frac{E_p'}{L-H} = \frac{E_p'}{D} \tag{3.7}$$

El momento plástico o nominal que se utiliza para la obtención de E_p' es el momento que se produce en las fibras internas de la sección de la viga y que se explica a continuación de forma breve: si una viga de concreto reforzado sometida a una carga pequeña, que se incrementa hasta que la viga llega a la falla; a tales condiciones, el miembro estructural pasa por las tres etapas siguientes:

Etapas de concreto no agrietado: en esta etapa las cargas que originan esfuerzos de tensión en la sección son menores al módulo de ruptura del concreto f_s o esfuerzo de tensión por flexión. Mediante el uso de la fórmula de flexión y considerando una viga simplemente apoyada se tiene la siguiente expresión:

$$f_r = \frac{Mc}{I} = \frac{M \frac{h}{2}}{\frac{bh^3}{12}} = \frac{6M}{bh^2} = \frac{PL}{bh^2} \tag{3.8}$$

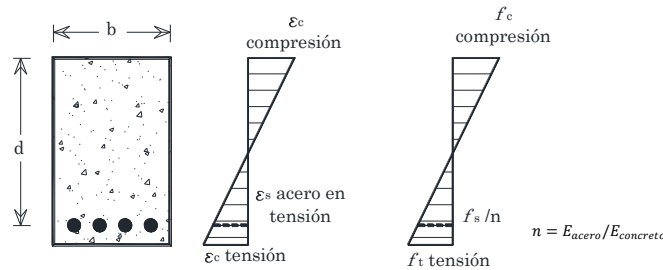


Fig. 3.6 Etapa del concreto no agrietado.

Adaptado: Diseño de concreto reforzado, J. Mc Cormac & R. Brown: 8va edición.

Etapas de esfuerzos elásticos: ocurre cuando los esfuerzos actuantes en la viga exceden el módulo de ruptura y se forman grietas de tensión en la parte inferior de la sección, que el acero de refuerzo debe resistir. La etapa continuará hasta que el esfuerzo de compresión en la parte superior de la viga alcance aproximadamente $0.5f_c$ y el acero no rebase su límite elástico.

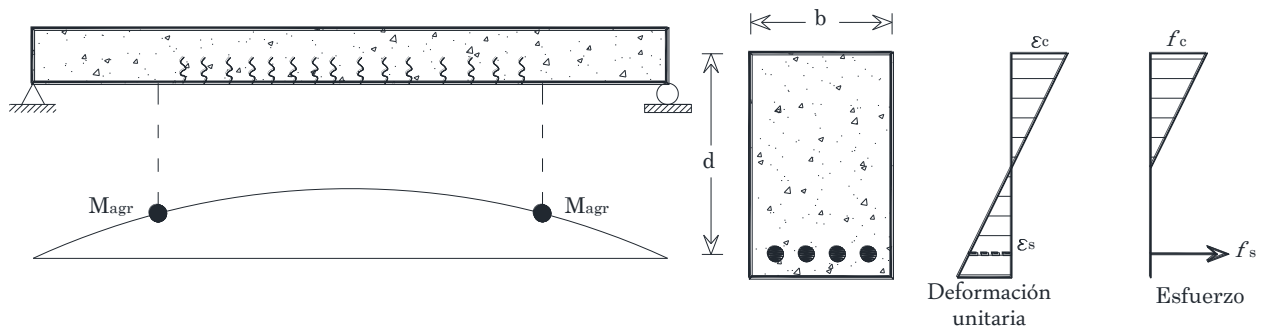


Fig. 3.7 Etapa de esfuerzos elásticos (concreto agrietado).

Adaptado: Diseño de concreto reforzado, J. Mc Cormac & R. Brown: 8va edición.

Como se puede observar en la Fig. 3.7, los esfuerzos de compresión varían en forma lineal con la distancia del eje neutro y que regularmente se presenta bajo condiciones de carga de servicio normales.

Etapas de resistencia ultima: se ocasiona cuando la carga que ejerce los esfuerzos de compresión son mayores a $0.5f_c$, las grietas de tensión se desplazan hacia arriba de la sección y por tanto, el eje neutro como los esfuerzos de compresión dejan de ser lineales. En esta etapa el acero de refuerzo ha cedido. Fig.3.8.

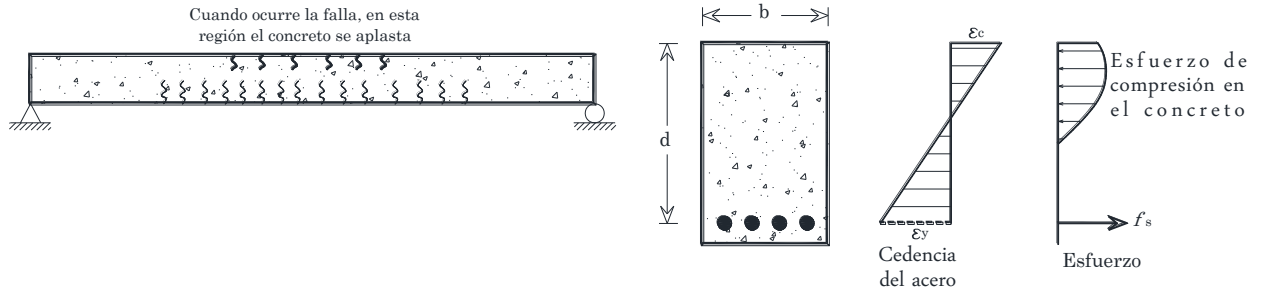


Fig. 3.8 Etapa de resistencia última (falla en la viga).
 Adaptado: Diseño de concreto reforzado, J. Mc Cormac & R. Brown: 8va edición.

Después de que el acero de refuerzo llega a su límite de cedencia o límite elástico, presenta un comportamiento plástico y con ello poca capacidad extra para resistir momento. La viga con una pequeña carga adicional, incrementa de forma abrupta las rotaciones y deflexiones.

En el diagrama momento-curvatura de la Fig. 3.9 se ilustran las tres etapas del comportamiento de una viga de concreto reforzado. El momento de agrietamiento M_{agr} dispone de toda la sección para resistir la flexión. El tramo intermedio, que define el momento de servicio M_s presenta una línea con una ligera curvatura que refleja una pequeña fracción de plasticidad. Finalmente, el momento de cedencia M_c , exhibe un comportamiento plástico.

Los momentos últimos o nominales de flexión suponen que las varillas están trabajando en el punto de cedencia, justo antes de pasar al tramo plástico, y el concreto a compresión falle en la parte superior de la sección.

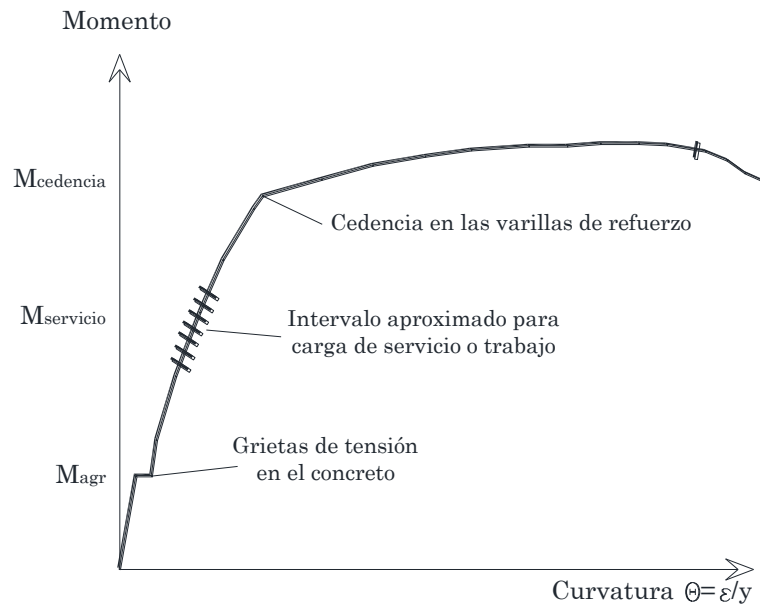


Fig. 3.9 Diagrama momento-curvatura para una viga de concreto, únicamente con refuerzo de tensión.
 Fuente: Diseño de concreto reforzado, J. Mc Cormac & R. Brown: 8va edición.

Las deformaciones unitarias en la cercanía de cargas últimas varían en proporción a la distancia del eje neutro en los lados de tensión, sin embargo; los esfuerzos de tensión se comportarán en forma lineal hasta el esfuerzo máximo de $0.5f_c$. Fig. 3.10a.

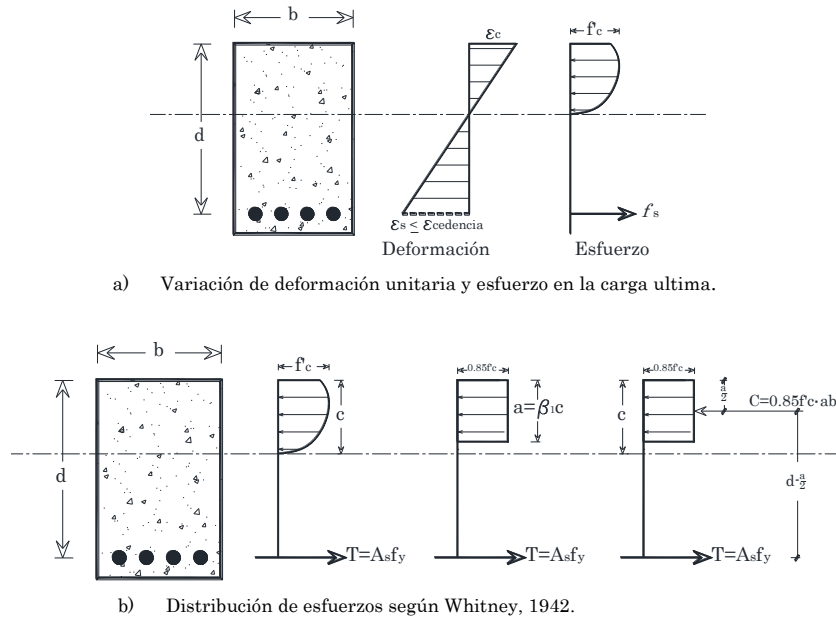


Fig. 3.10 Deformación unitaria y esfuerzos en una viga de concreto reforzado.
Fuente: Diseño de concreto reforzado, J. Mc Cormac & R. Brown; 8va edición.

En su publicación de 1942, Whitney reemplazó el bloque curvo por uno rectangular con una intensidad equivalente de $0.85f'c$ y una altura $\alpha = \beta_1 c$. Fig. 3.10b. Según el código americano ACI el valor de $\beta_1 = 0.85$ para $f'c \leq 4000$ psi y debe reducirse continuamente a razón de 0.05 por cada 1000 psi adicionales de $f'c$, hasta un valor mínimo de 0.65 (Ec.3.9).

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{f'c - 4000}{1000} 0.05 \leq 0.65 \text{ en psi}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.008(f'c - 30) \leq 0.65 \text{ en Mpa} \quad [3.9]$$

Con base en las hipótesis del bloque de esfuerzo antes expuestas se tiene que el momento resistente debido al par interno (Fig. 3.10b) es:

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad [3.10]$$

Igualando la tensión T y compresión C para mantener el equilibrio se obtiene la altura a del bloque de esfuerzo.

$$A_s f_y = 0.85 f'c \cdot ab \quad \therefore a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'c} \quad [3.11]$$

3.3 FUERZAS DE TENSION EN LOS NIVELES DE ANCLAJE

Una vez definido el diagrama de esfuerzos actuante, la magnitud de la tensión para cada nivel de anclaje se puede obtener con el método de articulación que señala la UCLA, y que consiste en dividir el conjunto muro-ancla en las tres fases siguientes: Fase uno, abarca la parte superior del sistema desde la corona hasta el primer nivel anclaje, en esta etapa se genera un momento debido a la condición en voladizo que afecta al primer y segundo bloque tributario. Dicho bloque comprende al área tributaria por la longitud de separación de anclas en sentido X (Fig. 3.11a).

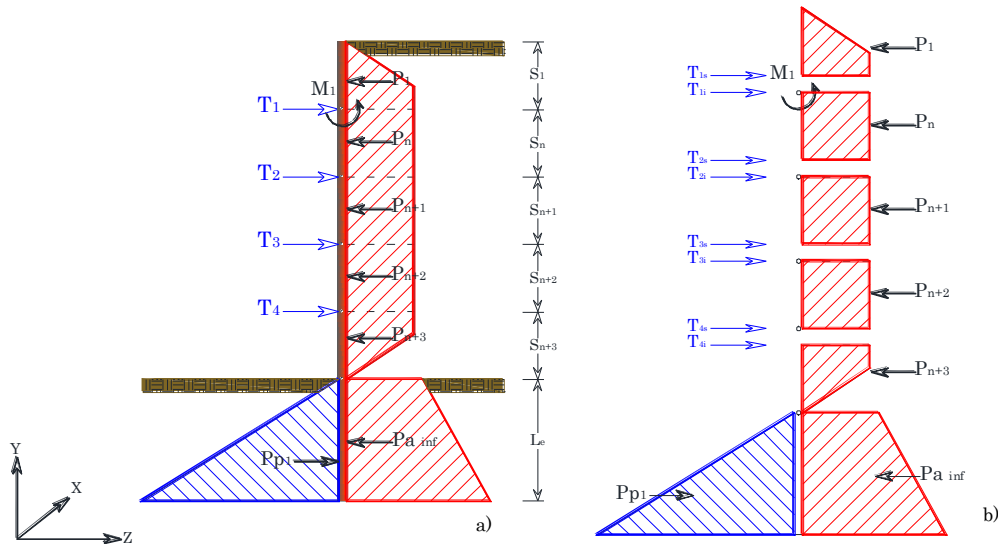


Fig. 3.11 Método de articulación para el diseño de anclaje.

Adaptado: Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Los Angeles (UCLA).

La fase dos comprende del segundo hasta el penúltimo nivel de anclaje, en este tramo las fuerzas de tensión se obtienen con la suma de la mitad del volumen de bloque superior e inferior, del nivel analizado. La fase tres refiere al tramo embebido, que mediante el uso del equilibrio estático por suma de momentos alrededor de último nivel de anclaje se llega a una ecuación de tercer grado, que es función de la longitud de empotre D . En consecuencia, se determina la fuerza del volumen del bloque para la acción pasiva y activa debajo del fondo de corte y finalmente, como en la fase dos, se consigue la fuerza de tensión para el último nivel de anclaje (Fig.3.11b).

Las fuerzas de tensión logradas con este método son en componente horizontal, pero por lo general, las anclas se instalan con una inclinación $\alpha \leq 20^\circ$; de tal forma, que los valores obtenidos serán afectados por el ángulo de inclinación y así lograr la tensión final.

El procedimiento antes descrito se puede utilizar para conocer la variación de las fuerzas de tensión en cada etapa de construcción, iniciando con la última etapa de excavación para determinar el empotre y posterior a ello las etapas necesarias para la colocación de las anclas.

3.4 RESISTENCIA A LA TENSIÓN EN BULBOS DE ANCLAJE

En las últimas décadas del siglo XX las anclas en suelos granulares con matriz arcillosa o limo arenosa fina, con algún grado de saturación presentaron falla en su vida útil, debido a una sobrestimación de las fuerzas de tensión en los niveles de anclaje.

En los subcapítulos siguientes se explican dos métodos para conocer la fuerza de tensión que es capaz resistir el bulbo de anclaje, la primera expuesta por el Dr. Zeevaert 1994, que establece un estado de esfuerzos actuando en la periferia del bulbo y la segunda propuesta por B. Broms 1988, por medio de pruebas de penetración y presiones ejercidas en la lechada de inyección (*grout*).

3.4.1 CLASIFICACIÓN Y PARTES CONSTITUTIVAS DE ANCLAS

Tanto en suelo como en roca la instalación de anclas se aloja en un barreno previo, con diámetro suficiente para penetre libremente la lechada o grout y los torones o barras de acero. El cuerpo del ancla lo constituye el bulbo inyectado a presión que se sitúa al fondo del barreno; la longitud libre, que

comprende del bulbo hasta la superficie del barreno o paramento de la estructura, comúnmente la lechada en este tramo es por gravedad; y la longitud de tensado (solo anclas activas) que es la distancia necesaria colocar los equipos de tensado, Fig. 3.12.

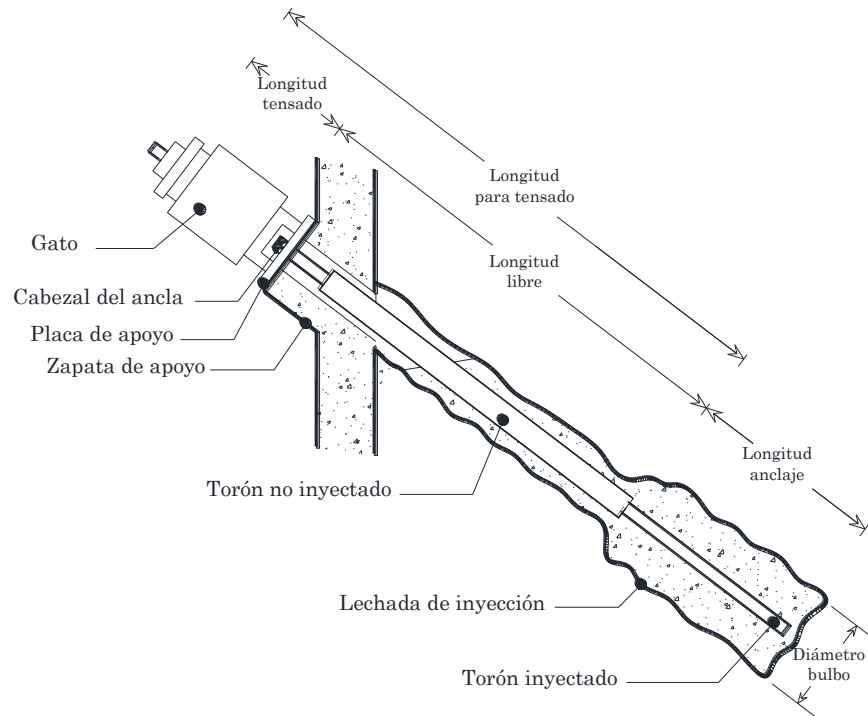


Fig. 3.12 Principales componentes de un ancla.
Adaptado: Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I (SMMS, 2002).

La elección apropiada del tipo de ancla a utilizar depende de las características del proyecto, costo y permanencia en la estructura definitiva, por tanto, se presentan las tres principales clasificaciones de anclas tanto en suelos como rocas.

- a) Vida útil: esta primera clasificación contempla el tiempo en que el ancla participara en la estabilidad, y para ello se subdivide a este grupo en temporales y permanentes. Las primeras se utilizan para estabilizar la excavación hasta que la estructura de retención definitiva toma su lugar en la edificación. Las segundas son o forman parte del sistema de retención definitivo y ocasionalmente los cabezales están expuestos para verificar y ajustar las fuerzas de tensión a lo largo de la vida útil de la estructura.
- b) Función: las anclas pasivas comienzan a trabajar cuando se desarrolla fricción a lo largo del bulbo, debido a cierta movilización en la fuerza cortante del bloque de falla; sin embargo, en anclas activas se pretende un nulo desplazamiento del bloque de falla al aplicar fuerza axial.
- c) Presión de inyección: esta clasificación contempla la presión que requiere el material para formar el bulbo de anclaje. Para materiales como roca, gravas o suelos arenosos compactos se requiere una presión mayor a 10 kg/cm^2 que corresponde a un ancla de alta presión; las anclas de baja presión no exceden dicho valor y se presentan en rocas blandas o fracturadas, suelos finos o en arenas y gravas con matriz fina. Al poniente de la Cd. De México la presión usual es de 7 kg/cm^2 .

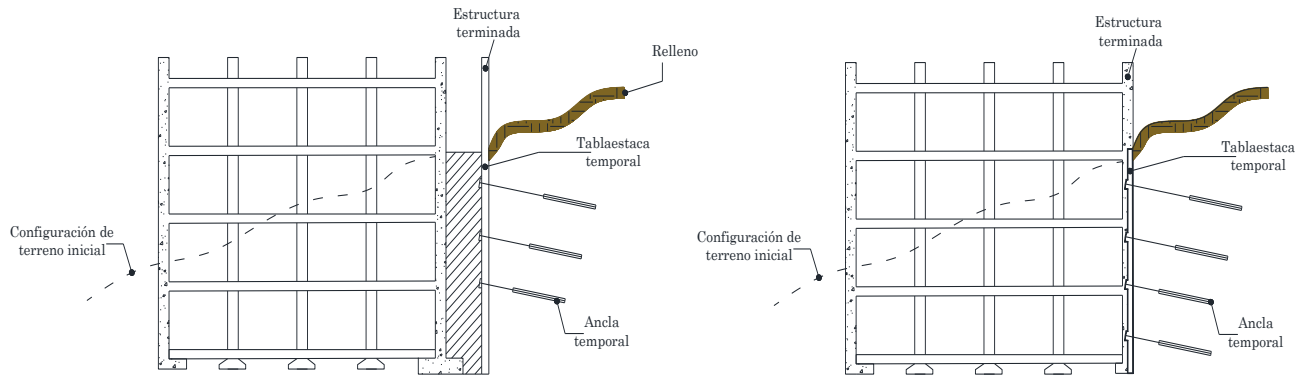


Fig. 3.13 Principales componentes de un ancla.
Adaptado: Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I (SMMS, 2002).

3.4.2 ESTADO DE ESFUERZOS SOBRE BULBOS EN ANCLAS

El Dr. Zeevaert asevera, que la tensión que puede tomar el ancla depende del esfuerzo nominal de la barra o torón de acero, granulometría y parámetros de resistencia donde se aloja el bulbo, diámetro e inclinación del bulbo, cambios en el grado de saturación después de colocar las anclas y presión de poro durante un evento sísmico (zona de bulbo).

A lo anterior, las hipótesis para conocer el estado de esfuerzos efectivo que actúa sobre el bulbo de anclaje están basadas en la mecánica del medio continuo, para un estado de esfuerzos plano, donde el vector esfuerzo \underline{s} está compuesto por un esfuerzo normal y uno tangencial. El esfuerzo efectivo normal que es función del ángulo de inclinación se conoce a partir de los esfuerzos vertical (σ_z) y horizontal (σ_H) y al utilizar las ecuaciones de esfuerzo plano se tiene:

$$\sigma_n = \sigma_z \cos^2 \alpha + \sigma_H \sin^2 \alpha \therefore \sigma_n = \sigma_z (\cos^2 \alpha + K_0 \sin^2 \alpha) \tag{3.12}$$

Donde: σ_z = Esfuerzo efectivo vertical.

σ_H = Esfuerzo efectivo horizontal.

α = Inclinación del bulbo.

K_0 = Coeficiente de tierras en reposo ($1 - \sin \varphi$).

Como el bulbo tiene forma circular (Fig. 3.14), el esfuerzo radial medio que actúa en la periferia es $\sigma_{rm} = 0.5(\sigma_n + \sigma_H)$ y según la Ec.3.12 se tiene:

$$\sigma_{rm} = \frac{\sigma_z}{2} [\cos^2 \alpha + (1 + \sin^2 \alpha) K_0] \tag{3.13}$$

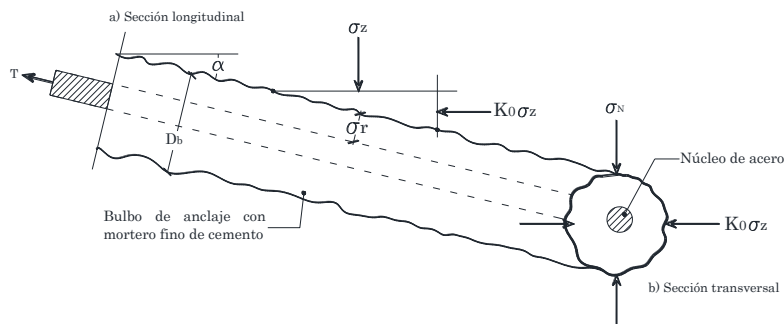


Fig. 3.14 Sección longitudinal del bulbo de anclaje.
Adaptado: Las anclas en suelos granulares cementados con arcilla, (L. Zeevaert, 1994).

Después de realizar la perforación, el estado de esfuerzos es nulo, sin embargo; a cierta distancia de la periferia se presentan esfuerzos radiales que se pueden determinar, según Terzaghi, como el producto del esfuerzo radial medio por la relación de diámetros, Ec.3.14.

$$\sigma_{rp} = \sigma_{rm} \left(1 + \frac{D_0^2}{D_b^2} \right) \quad [3.14]$$

Donde: D_0 = Diámetro de la perforación.

D_b =Diámetro del bulbo inyectado.

por tanto, $\sigma_{rp} = \sigma_r = \frac{\sigma_z}{2} \left(1 + \frac{D_0^2}{D_b^2} \right) [\cos^2 \alpha + (1 + \sin^2 \alpha) K_0]$ [3.15]

La ecuación anterior refleja el esfuerzo radial efectivo que incluye la expansión por inclusión del mortero. El producto de la resistencia del suelo en la periferia de dicho bulbo por su diámetro es la tensión que provee.

$$T_a = (\pi D_b L) \left(\frac{ce + \sigma_r \tan \varphi}{F_s} \right) \quad [3.16]$$

La precisión en la tensión admisible T_a , depende por lo regular de los valores de resistencia c , φ de la matriz de suelo fino, que empaca al suelo grueso y, de la expansión del bulbo D_b . El uso de muestras inalteradas cercanas a la zona del bulbo en el mismo horizonte es fundamental para conocer sus propiedades de resistencia, así como el grado de saturación *insitu* de la matriz fina del suelo.

Para abatir las incertidumbres más significativas, el Dr. Zeevaert propone las siguientes correcciones a los parámetros de resistencia:

Corrección por cohesión: ya que la cohesión es función del grado de saturación, al extraer las muestras de suelo, el contenido de agua puede variar y por tanto se recomienda conocerlo *insitu*. La segunda corresponde al porcentaje de la matriz fina del total de material muestreado; se podrá tomar $R_{gr}=1$, si se tiene la certidumbre de una granulometría representativa. En suma, la corrección del parámetro ‘ c ’ se observa en la Ec.3.17.

$$c_e = (R_H R_{gr}) c_{lab} \quad [3.17]$$

Donde: R_H = Corrección por humedad.

R_{gr} = Corrección por granulometría.

c_{lab} = Valor de la cohesión en el laboratorio.

Corrección por inclusión: El diámetro D_b que produce la inclusión de mortero se puede corregir en forma aproximada, sabiendo que el mortero hecho de cemento (limo-arena fina), tiene un diámetro efectivo D_{em} del orden de 2 a 3×10^{-3} cm y la matriz fina D_{ef} oscila entre 2 a 3×10^{-4} cm (10 veces más), por tanto; la penetración es superficial, y se puede considerar un incremento del 20% del diámetro inicial D_0 .

Si se tiene una matriz de grano más grueso (limo-arenosa) la expansión puede ser mayor y deberá determinarse en laboratorio. La programación de ensayos triaxiales debe representar las condiciones a las que estará sometido el bulbo, como condición drenada, esfuerzo medio volumétrico de campo (σ_r), etc.

En materiales puramente friccionantes donde en algunos casos se utiliza lodo bentonítico para estabilizar la perforación, ocasiona que el lodo penetre en los poros del suelo y se solidifique debido a las propiedades tixotrópicas de la mezcla; en consecuencia, la inclusión de mortero no penetra en el suelo y provoca una superficie de deslizamiento. Por lo anterior, en suelos con débil cohesión o que no se pueda sostener el barreno, el uso de anclas debe ser limitado.

3.4.3 PRUEBAS DE PENETRACION Y PRESION DE INYECCIÓN EN BULBOS EN ANCLAS

La formación de bulbos con cuerpos expandibles tiene como principal ventaja que el tamaño y forma del bulbo son más controlados, asegurando el volumen de la inyección de lechada, presión y verificando la resistencia última del material. La presión máxima en suelos granulares oscila entre 3 y 4 MPa (30.5 a 40.7 kg/cm²).

La capacidad de carga ultima a tensión que puede soportar el bulbo de esfuerzos depende de la fricción en el fuste del bulbo, más la capacidad en la base (Fig. 3.15), sin embargo; el desplazamiento requerido para que se desarrolle la fricción lateral es relativamente pequeña en comparación con la requerida para que deslice la cuña de suelo. En el caso de arenas y gravas, Littlejohn (1970) establece que la resistencia de tensión es:

$$s_a = K \sigma_v \tan \varphi' \quad [3.18]$$

Donde: K= Depende de la densidad relativa del suelo, para arenas o gravas bien graduadas oscila entre 2 a 3 y en arenas finas sueltas K puede tomar valores menores a 0.50. El valor de K también puede ser obtenido de prueba de carga.

φ' = Ángulo de fricción interna drenado.

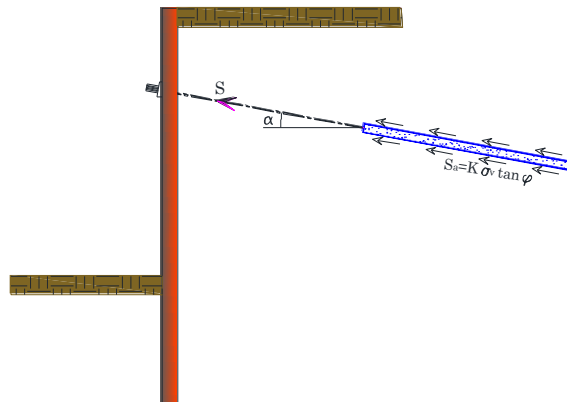


Fig. 3.15 Resistencia a la tensión en anclas.

Adaptado: Design and Construction of Anchored and Struttred Sheet Pile Walls in soft Clay, (Bengt B. Broms); Missouri University.

Otra forma de estimar la resistencia de tensión es por medio de la presión en la lechada de inyección o *grout*, requerida para la expansión del bulbo o por medio de pruebas de CPT o SPT. Observaciones en campo dicen que la resistencia de tensión generalmente incrementa con la presión y longitud en la zona de *grout*, principalmente en arenas y gravas, con un límite en la longitud del bulbo de hasta 6m, ya que una longitud mayor no ofrece más resistencia a la tensión.

Baguelin et al 1978, establece que la presión neta en la base q_{end} se puede evaluar con la presión límite en pruebas de presiómetro (Ec.3.19) que debe ser igual a la presión máxima del grout (Ec.3.20). La resistencia a la tensión que brinda el bulbo corresponde al 70% de la capacidad de carga última (Ec.3.14).

$$q_{end} = k(p_{lim} \cdot p_0) \quad [3.19]$$

Donde: q_{end} = Resistencia final.

p_{lim} = Presión límite en la prueba de presiómetro.

k = Coeficiente que depende de la longitud embebida y magnitud de la presión límite.

$$p_{lim} = p_{grout} + Z\rho_{grout} \tag{3.20}$$

Donde: p_{grout} = Presión del grout en superficie.

Z = Profundidad del bulbo.

ρ_{grout} = Peso unitario del grout.

$$Q_{end} = 0.7k \cdot p_{grout} \cdot A_{grout} \tag{3.21}$$

Donde: Q_{end} = Capacidad de carga última.

A_{grout} = Área de la sección transversal final del bulbo.

La resistencia por fricción unitaria f_s en arenas o gravas es normalmente del orden de 0.5 a 2% de la resistencia por punta de un pilote (Meyerhof, 1956), además, la fricción lateral es inversamente proporcional al tamaño de las partículas, a lo anterior; sugiere que para arenas y gravas $f_s=1\%$ de la resistencia final unitaria q_{end} y para limos del 2%.

Con las hipótesis antes señaladas, Broms afirma que la resistencia por fricción Q_s de cuerpos expandidos es del 12% de la resistencia total final Q_{end} para arenas y gravas y, del 24% en limos; por tanto, al afectar la Ec.3.21 por dichos porcentajes se tiene:

Para arenas y gravas: $Q_{end} = 0.78k \cdot p_{grout} \cdot A_{grout} \tag{3.22}$

Para limos: $Q_{end} = 0.86k \cdot p_{grout} \cdot A_{grout} \tag{3.23}$

Las ecuaciones anteriores están graficadas en función de la presión máxima del grout (Fig. 3.16) y se observa que la resistencia a la tensión del bulbo, incrementa con el aumento de la presión del grout.

Pruebas de carga demuestran que la capacidad de carga es muy cercana a la que se obtiene con ensayos de cono (CPT) a una profundidad de un diámetro por debajo y 3.75 diámetros por encima de la base del bulbo. Con datos de CPT o con correlaciones de SPT se puede conocer de forma aproximada la capacidad de carga última y así determinar la fuerza de anclaje.

Las correlaciones para obtener valores de CPT a partir de SPT para limos es de 0.20 Ng/30cm, arenas 0.40Ng/30cm y gravas de 0.60Ng/30cm. Las correcciones deben considerar tamaño de partícula, profundidad a partir de NTN y posición del NAF; que Broms & Bergdahl 1982, limitan por medio de la compacidad de material. De tal forma, que el valor que se obtiene debe estar dentro de los límites establecidos en la siguiente tabla.

Tabla 3.3 Comparación entre diferentes pruebas de penetración en suelos.

Adaptado: Design and Construction of Anchored and Struttet Sheet Pile Walls in soft Clay, (Bengt B. Broms); Missouri University

Densidad relativa	Resistencia q_s de CPT (MPa)	Resistencia para N_{20} de SPT (G/30cm)
Muy suelto	< 2.5	<4
Suelto	2.5-5	4-10
Medio	5-10	10-30
Denso	10-20	30-50
Muy denso	>20	>50

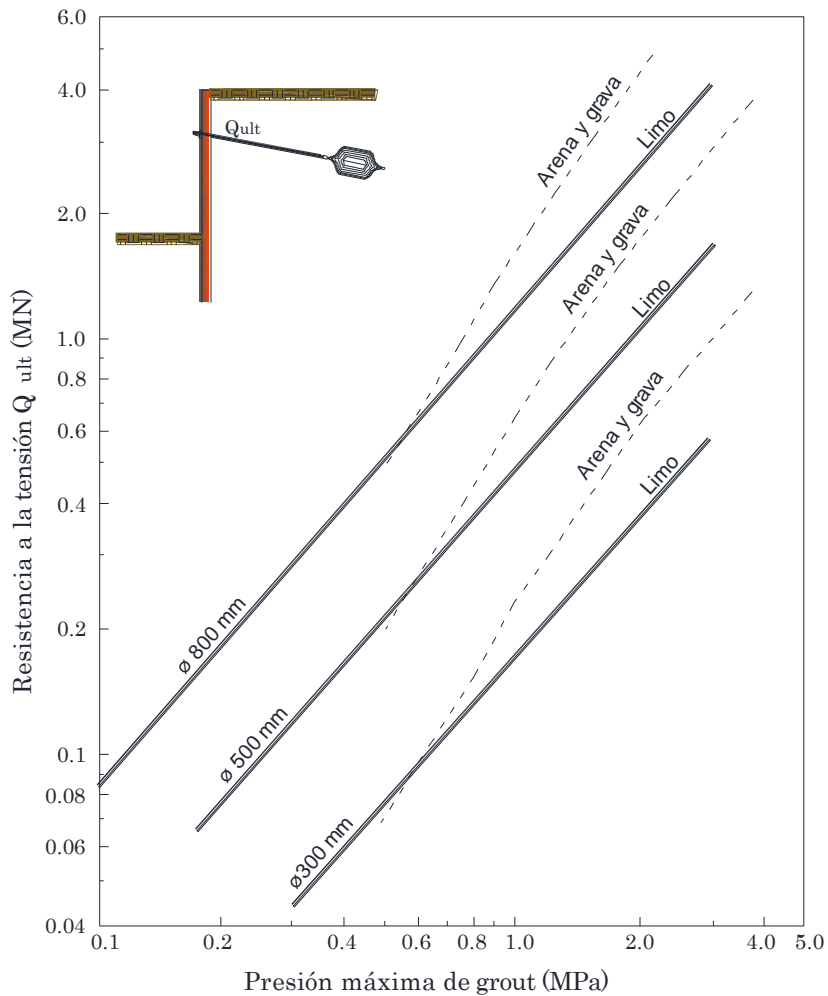


Fig. 3.16 Resistencia de tensión final del bulbo en función de la presión máxima del grout.
 Adaptado: Design and Construction of Anchored and Struttred Sheet Pile Walls in soft Clay, (Bengt B. Broms); Missouri University.

Debido a la incertidumbre que generan las pruebas de penetración, Broms & Bergdahl 1982, sugieren que la resistencia a la tensión sea del 70% de la capacidad de carga de un bulbo equivalente. Lo que respecta al diámetro del bulbo, mediciones dictaminan que la resistencia a la tensión decrece con el aumento del diámetro.

En el caso de materiales arcillosos la resistencia final neta se considera como 9 veces el valor de la resistencia al corte no drenado c_u (Ec.3.24) y la fricción que desarrolla el bulbo se puede tomar como el valor de c_u afectado por un factor de reducción α , Ec.3.25.

$$q_{end} = 9c_u \tag{3.24}$$

$$s_a = \alpha c_u \tag{3.25}$$

Donde: $\alpha=0.8$ para arcillas suaves con valores de $c_u \leq 50\text{kPa}$; 0.50 para arcillas de rigidez media con valores de $c_u > 50\text{kPa}$. En suelo residuales y roca meteorizada toma un valor de 0.45 .

Las propiedades tixotrópicas que presentan las arcillas o al reconsolidarse después de instalar el ancla, tiende a incrementar gradualmente la resistencia a la tensión, principalmente la resistencia por fricción. En arcillas de rigidez media, alcanza su valor máximo en un par de semanas, en cambio, las arcillas suaves tardan de uno a tres meses.

3.5 FALLAS EN EL SISTEMA DE ANCLAJE

Los sistemas de retención muro-ancla pueden ceder ante la presión de tierras por dos causas principales; la primera debida a la relajación o falla del ancla en algún nivel y la segunda, por incapacidad en la sección del muro para resistir momento, Fig. 3.17. Ante tales condiciones, las excavaciones profundas pueden producir distorsiones angulares o deflexiones a edificios aledaños; sin embargo, los más próximos al corte presentan carga a compresión y los más alejados manifiestan tensión lateral (elongación) que se convierte en grietas. Estos daños se observan con mayor frecuencia en suelos blandos, no obstante, en suelos granulares poco compactos con presencia de nivel freático, logran deterioros importantes en edificaciones aledañas.

Tipo de falla	Mecanismo de falla	Tipo de falla	Mecanismo de falla
Falla superior		Incapacidad por momento en la parte superior	
Falla media		Incapacidad por momento en la parte central	
Falla inferior		Incapacidad por momento y penetración	

⊗ Articulación plástica ✕ Falla en ancla

Fig. 3.17 Mecanismos de falla en un sistema muro-anclado.

Adaptado: Design and Construction of Anchored and Struttred Sheet Pile Walls in soft Clay, (Bengt B. Broms); Missouri University.

A lo anterior, observaciones de campo indican que los desplazamientos se reducen si se colocan puntales o anclas tan pronto como sea posible, después de la apertura en suelo y no hasta tener un avance adicional de 2 a 3 m de profundidad. Para evitar deflexiones en el sistema de retención, la rigidez del muro juega un papel importante, por tanto, el desplazamiento en términos de un factor de rigidez es el siguiente:

$$F_{rigidez} = \frac{E_s \cdot l^4}{E_w \cdot I_w} \quad [3.26]$$

Donde: E_s = Modulo de elasticidad del suelo.

E_w = Módulo de elasticidad del material del muro.

l = Espaciamiento vertical entre puntales o anclas.

I_w = Momento de inercia del muro.

Otra forma de reducir el desplazamiento lateral, es con un adecuado espaciamiento vertical de puntales o anclas; sin embargo, las anclas tienen como ventaja el poder ser precargadas para cada etapa de excavación, además de una colocación en el fondo del corte relativamente fácil.

Como ya se mencionó, una pequeña deformación en el muro es suficiente para movilizar la fuerza cortante del suelo, que ocasiona desplazamientos. Tendiendo presente tal comportamiento, si un ancla fallará o se relajará, el promedio de la fuerza cortante se incrementa a lo largo de la superficie de falla, y propicia una mayor deflexión sobre el ancla relajada.

Las anclas adyacentes al tratar de absorber la deficiencia del ancla relajada, aceptan un incremento de carga a la tensión; sin embargo, el desplazamiento requerido para que el ancla desarrolle su resistencia última es mucho mayor y depende básicamente del factor de seguridad elegido en diseño. Un factor de seguridad ≥ 1.5 provoca que solo una parte de la resistencia al esfuerzo cortante se movilice y si un ancla falla, el incremento a las anclas adyacentes será pequeño, Fig. 3.18.

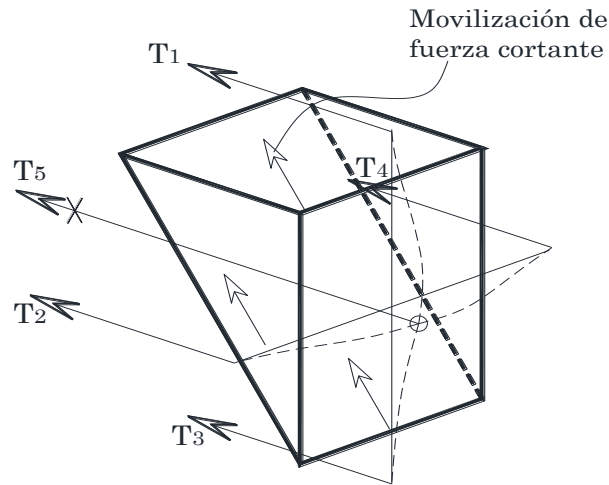


Fig. 3.18 Redistribución de carga en las anclas, debido a la movilización de la fuerza cortante.

Adaptado: Design and Construction of Anchored and Strutted Sheet Pile Walls in soft Clay, (Bengt B. Broms); Missouri University.

Los muros anclados con frecuencia presentan un ángulo de inclinación respecto a la superficie, no mayor a 20° para suelos y 45° en rocas. Esta inclinación produce que la fuerza de tensión suministrada en el ancla se divida en una componente horizontal y una vertical, siendo esta última una carga adicional al muro, que provocará un asentamiento si el empotramiento no es suficiente. Una mayor inclinación provoca disminución en la longitud del ancla; sin embargo, produce una mayor fuerza en la componente vertical sobre el muro. Fig. 3.19.

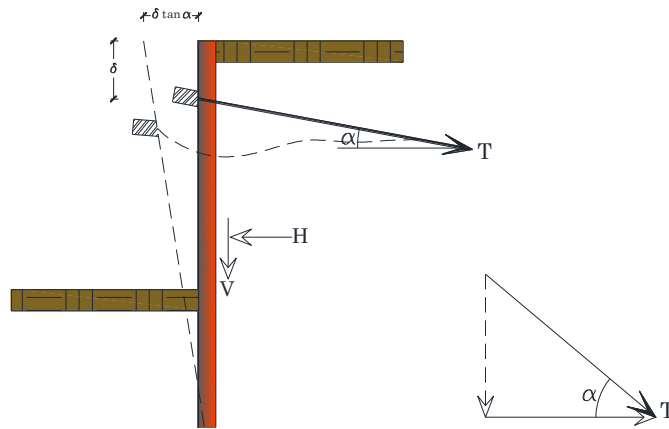


Fig. 3.19 Estabilidad vertical en muros con anclas inclinadas.

Adaptado: Design and Construction of Anchored and Strutted Sheet Pile Walls in soft Clay, (Bengt B. Broms); Missouri University.

Por otro lado, si por debajo del fondo del corte existe una capa de material competente, la fuerza vertical del ancla sobre el muro no induce asentamientos considerables, en cambio, si la capa resistente está a una distancia importante, las fuerzas resistentes de cohesión y fricción sobre el muro deberán ser suficientes para contrarrestarlo u optar por un ángulo de inclinación mucho menor. En la Fig. 3.20 se observa que el esfuerzo normal N sobre el plano de falla y la presión pasiva requerida para el equilibrio, es más grande en un muro con anclas inclinadas que con elementos horizontales.

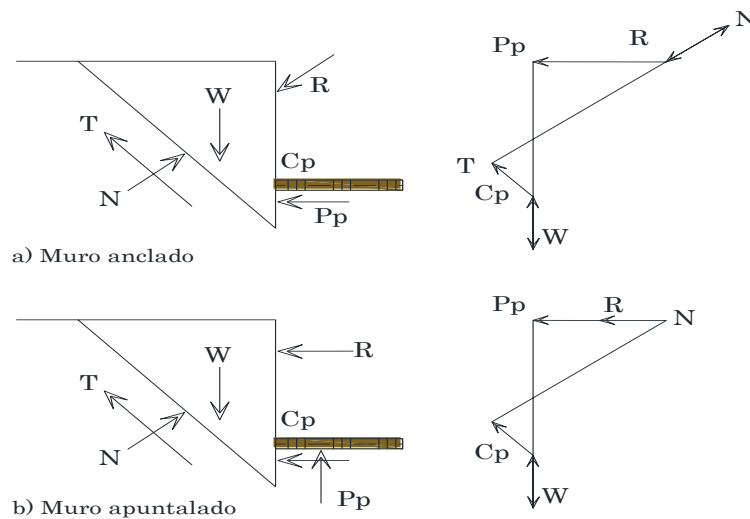


Fig. 3.20 Estabilidad vertical en muros con anclas inclinadas u horizontales.

Adaptado: Design and Construction of Anchored and Strutted Sheet Pile Walls in soft Clay, (Bengt B. Broms); Missouri University.

La estabilidad de un muro anclado con depósitos blandos por debajo del nivel de corte se expresa de la siguiente forma:

$$\rho H_{cr} + \gamma_f q = N_{cb} \frac{c_u}{\gamma_m} \tag{3.27}$$

Para la ecuación anterior, Sahlstrom & Stille 1979, proponen que $N_{cb}=5.1$ cuando el muro se desplante dentro de un estrato resistente, suficiente para abatir la componente vertical de la fuerza de anclaje y un $N_{cb}=4.1$ sino está a poyado en un estrato competente. En arcillas y limos la estabilidad es reducida por el remoldeo, lo que origina un incremento en la presión de poro y para ello, propone un $N_{cb}=3.6$.

Otro aspecto importante en la revisión de un muro anclado, es que la longitud del ancla sea suficiente para que la estabilidad del muro sea adecuada, respecto a la profundidad de la cuña. En la figura 3.21 se muestra un muro anclado en un suelo friccionante, donde la cara posterior de la cuña de deslizamiento tiene que resistir la presión activa, de tal forma, que la presión pasiva requerida para el equilibrio deberá ser calculada por medio del polígono de fuerzas.

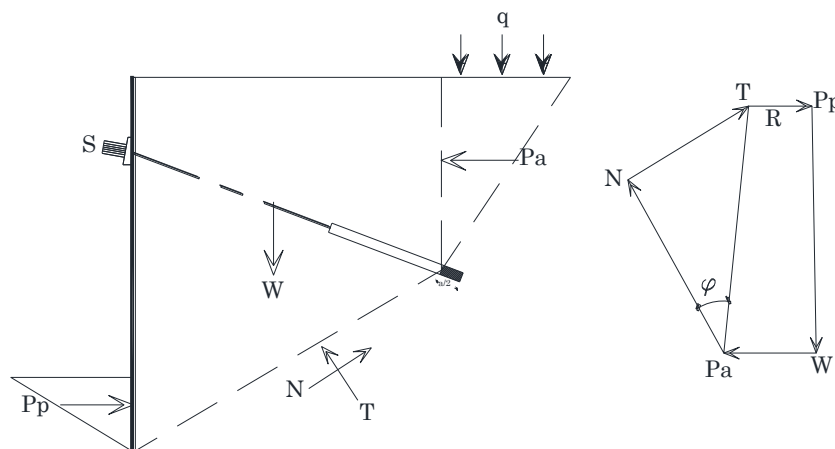


Fig. 3.21 Estabilidad global de un muro anclado.

Adaptado: Design and Construction of Anchored and Strutted Sheet Pile Walls in soft Clay, (Bengt B. Broms); Missouri University.

La estabilidad de la cuña localizada en el bulbo de anclaje también debe revisarse, estableciendo la superficie de falla a una separación de $a/2$ del final de bulbo y la presión pasiva frente a la cuña deberá de soportar el desplazamiento lateral que esta ejerce, Fig.3.22.

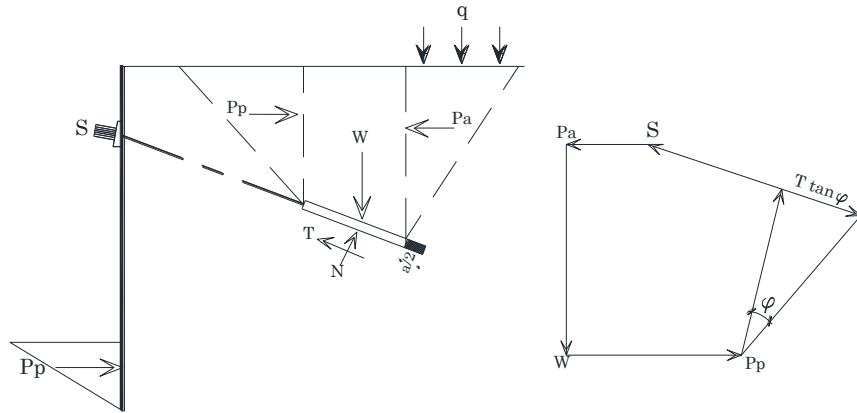


Fig. 3.22 Estabilidad en el bloque del bulbo.

Adaptado: Design and Construction of Anchored and Struttred Sheet Pile Walls in soft Clay, (Bengt B. Broms); Missouri University.

CAPÍTULO 4

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-MURO ANCLADO

4.1 CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

Después de evaluar bajo consideraciones geotécnicas de resistencia, deformabilidad, estabilidad y presión en el sistema de retención; es conveniente conocer desde el punto de vista estructural el comportamiento del muro, cuando éste se somete a fuerzas de compresión inducidas por el anclaje en las distintas etapas de excavación.

Otro aspecto de interés es el garantizar que la elongación de barras y torones de anclaje expuestos a cargas de diseño, no rebasen las deformaciones permisibles; de lo contrario, se podría movilizar parte del suelo retenido e incumplir los parámetros de estado límite de servicio. En contraste a lo anterior, el ancla puede provocar punzonamiento si el espesor del muro es insuficiente y provocar inestabilidad.

4.1.1 TORONES DE ANCLAJE

Bajo un diseño geotécnico, la fuerza de tensión en cada nivel de anclas se equilibra con las fuerzas de fricción y cohesión en la periferia del bulbo de anclaje; para el caso estructural los torones deben diseñarse sin que su capacidad de manufactura sea rebasada. En el manual de construcción geotécnica de SMMS (Hoy SMIG) recomienda que la carga de tensión final sea menor o igual al 60% de la resistencia nominal del torón elegido, con el objeto de evitar elongaciones importantes durante la vida útil del sistema de retención. Cabe mencionar que el manual *US Army Corps of Engineers*, recomienda que la resistencia nominal del torón a utilizar sea del 40%.

$$A_s = \frac{T}{0.6 f_y} \quad [4.1]$$

Donde: A_s = Área de acero requerida.

T = Tensión en el nivel de anclaje.

f_y = Límite de fluencia del acero elegido.

La elección del número y tipo de torón se basa en el área de acero necesaria para cumplir las condiciones del párrafo anterior (Ec.4.1), por tanto, la SMMS considerando un torón comercial de grado G270 con diámetro de ½" a base de 7 hilos y, pone a disposición una tabulación del número de cables necesarios en función de la tensión requerida (Anexo A).

La normativa internacional ASTM con designación A416/A416M-06 especifica las características de torones de acero de siete alambres sin recubrimiento para distintos diámetros y resistencia del acero, asimismo, basado en esta Norma, el LRFD engloba las propiedades de diseño para barras (G150) y torones (G270) con diferentes diámetros, Anexo A.

4.1.2 ZAPATAS DE REACCIÓN

Al terminar las etapas de excavación las anclas alcanzan la tensión de diseño y, si el muro no tiene la resistencia o sección suficiente puede, el cabezal del ancla, punzonar y provocar una falla inminente en el sistema de retención; por tal motivo, es común utilizar zapatas de reacción que ayuden a distribuir la carga y asimismo proporcionar una superficie normal a la dirección de la fuerza de anclaje.

El diseño se realiza al considerar al elemento como una zapata aislada, involucrando la capacidad de carga del terreno y los esfuerzos cortantes en las secciones críticas. Bajo tales hipótesis, los momentos y fuerzas cortantes son mayores cerca de la columna (cabezal del ancla) requiriendo un mayor espesor; sin embargo, el punzonamiento se debe a la incapacidad del concreto para resistir el cortante inducido.

El peralte necesario para resistir el cortante impuesto V_u , según el Código ACI deberá ser revisado para la condición de cortante en un sentido (cortante de viga, V_{u1}) y cortante en dos sentidos (cortante por penetración, V_{u2}).

El cortante en un sentido se estima que actúa en la sección sombreada de la Fig. 4.1, a partir de un peralte desde el paño del cabezal del ancla y hasta el paño exterior de la sección de la zapata por el ancho b_w . si no se usa acero de refuerzo por cortante, el valor máximo que puede resistir la sección de concreto es la siguiente:

$$V_{u1} = \Phi \cdot 2\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad [4.2]$$

Donde: Φ = factor de reducción igual a 0.75.

$f'c$ = Resistencia del concreto (psi).

b_w = Ancho de zapata (in).

d = Peralte de zapata (in).

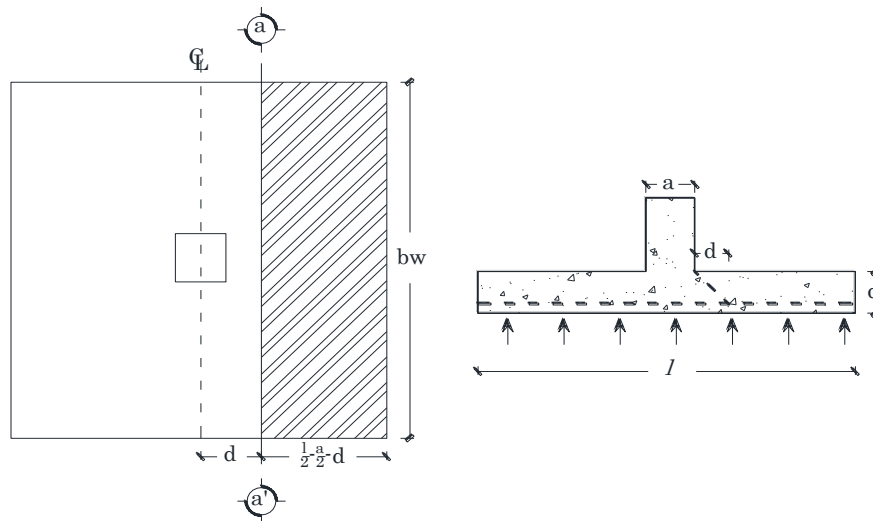


Fig. 4.1 Cortante en uno sentido sobre una zapata aislada.
Adaptado: Diseño de concreto reforzado, J. Mc Cormac & R. Brown; 8va edición.

El cortante en dos sentidos o por penetración considera que la carga de compresión que transmite el cabezal se extiende en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, provocando la perforación con geometría de pirámide trunca, Fig. 4.2. a lo anterior, la sección y perímetro crítico según el Código ACI se halla a la distancia $d/2$ del paño de la columna o cabezal de anclaje.

La fuerza cortante V_{u2} que actúa sobre el área sombreada (Fig. 4.2), se presenta cuando el suelo reacciona debido a la presión generada en el área crítica de la columna o cabezal del ancla, por tanto, el cortante está dado por la siguiente ecuación:

$$V_{u2} = 4\lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d \quad [4.3]$$

Donde: b_0 = Perímetro crítico, $4(a+d)$

a = Es ancho de columna o cabezal del ancla.

Investigadores han observado que la expresión anterior *para zapatas rectangulares sometidas a flexión en dos direcciones y el lado largo del área cargada es más de dos veces la longitud del lado corto, la resistencia por cortante V_{u2} es sobrestimada (J. Mc Cormac & R. Brown)*, por tanto, a la expresión anterior se le añade un factor β_c que relaciona el lado largo con el corto de la columna, cargas concentradas o área de reacción.

$$V_{u2} = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d \quad [4.4]$$

Conforme decrece la proporción b_0/d el esfuerzo cortante aumenta, de tal forma, que la el Código ACI incluye el término α_s a la ecuación, en función de la posición de la columna sobre el centroide de la zapata, siendo $\alpha_s=40, 30$ y 20 para columnas de centro, borde y esquina respectivamente.

$$V_{u2} = \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d \quad [4.5]$$

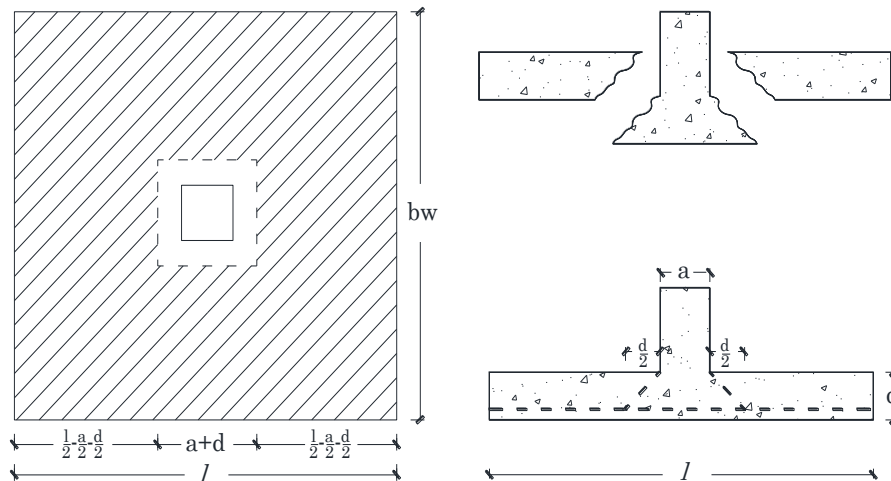


Fig. 4.2 Cortante en dos sentidos sobre una zapata aislada.

Adaptado: Diseño de concreto reforzado, J. Mc Cormac & R. Brown: 8va edición.

4.2 MODELO VIGA-COLUMNA-RESORTE (APROXIMACIÓN PY)

El uso del equilibrio límite clásico para el diseño de etapas de construcción es insuficiente, por tanto, el modelo viga-columna-resorte, llamado aproximación *py* o el uso de elemento finito será la mejor opción.

El modelo *py* considera al elemento estructural como un modelo viga-columna y al suelo como resortes no lineales, en conjunto, el modelo arrojará la distribución de cortante, momento y deflexión de la estructura, en cambio, el MEF considera una solución completa, incluyendo esfuerzo-deformación en el muro y suelo adyacente, así como las etapas de construcción, prediciendo los desplazamientos verticales y horizontales.

El modelo *py* de un muro sin anclaje, bajo el nivel de corte considera una distribución de presión activa y pasiva no lineal, valiéndose del uso de resortes Fig. 4.3a. El módulo de reacción *K* del resorte se utiliza para calcular la reacción *P* del suelo, como función de la deflexión *X*. En la Tabla 4.1 se observan algunos valores de *K* para arenas bajo distintas condiciones.

Tabla 4.1 Valores de rigidez en arenas con diferente densidad.

Adaptado: Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Los Angeles (UCLA).

Material	Baja densidad	Media densidad	Alta densidad
Arena sumergida	20lb/in ³ (554 T/m ³)	60lb/in ³ (1 661 T/m ³)	125lb/in ³ (3 460 T/m ³)
Arena seca	25lb/in ³ (692 T/m ³)	90lb/in ³ (2 491 T/m ³)	225lb/in ³ (6 228 T/m ³)

Para un sistema de anclaje, el diagrama de presión horizontal de tierras se asume trapezoidal y las anclas como resortes no lineales o bilineales, es decir varias fuerzas para el desplazamiento del muro, considerando la elongación del ancla como:

$$\Delta = \frac{PL}{EA_a} \tag{4.6}$$

Donde *P*= es la carga en el ancla.

L= Longitud de ancla sin unir.

E= Módulo de elasticidad del material del ancla

A_a= Área de sección transversal de los hilos o de la barra.

Las especificaciones de los torones de acero según la norma ASTM: A 416/A416M-06 y barras de acero según el LRFD con propiedades de acero pretensado se encuentra en el anexo A. El límite de fuerza de tensión del material del ancla *F_t* es el producto del área de la sección transversal *A_a* por el límite de fluencia *f_y*.

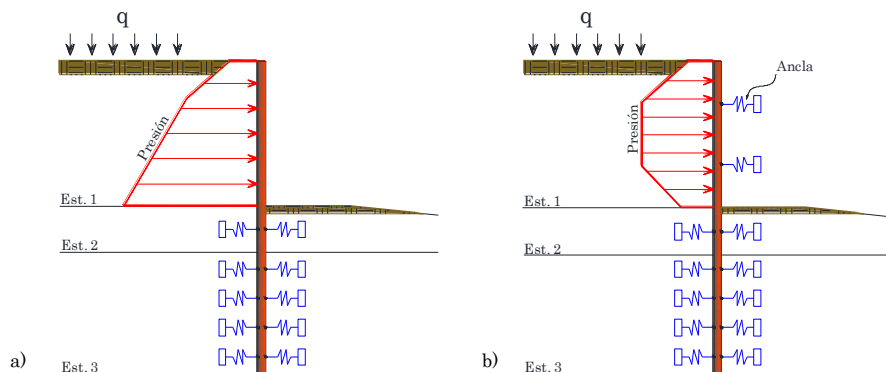


Fig. 4.3 Modelo *py* para un muro en voladizo y anclado.

Adaptado: Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Los Angeles (UCLA).

La fuerza límite de compresión F_c dependerá de cómo se conecten las anclas al elemento estructural vertical y de la capacidad de carga axial del anclaje, que puede variar de cero hasta el límite de tensión F_t . Los desplazamientos debidos a la tensión y compresión se pueden obtener con la ecuación siguiente:

$$\Delta y_t = \frac{F_t L}{EA_a}; \Delta y_c = \frac{F_c L}{EA_a} \quad [4.7]$$

Por tanto, la aproximación py se utiliza para determinar la deformación del sistema de retención para un diseño de servicio.

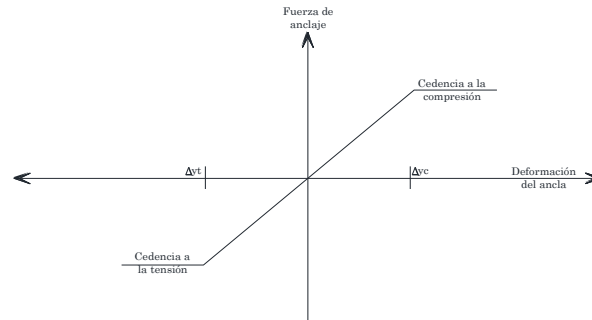


Fig. 4.4 Modelo de ancla como un resorte.

Adaptado: Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Los Angeles (UCLA).

4.3 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA, METODOLOGÍA DEL DR. ZEEVAERT

La interacción estática correspondiente a este caso de estudio, pretende conocer la forma de distribución de presión pasiva bajo el nivel de corte, debido a las cargas actuantes y resistentes involucradas en cada etapa de excavación. El idealizar al suelo frente al muro con resortes de rigidez K_s , permite esclarecer la forma y magnitud de la presión pasiva. Dicha idealización se logra con una compatibilidad de la fuerza aplicada y la deformación resultante en la masa de suelo.

En el conjunto suelo muro-anclado, las principales deformaciones están dadas en el depósito de suelo; sin embargo, los elementos estructurales presentan una pequeña resultante de deformación, debido a la compresión que transmite la zapata de reacción sobre el muro, más la elongación en el ancla cuando se aplica la fuerza de tensión en los diferentes niveles de anclaje. Al igual que en el suelo, las deformaciones ancla-muro pueden ser representadas con resortes de rigidez K_e .

Para conocer los elementos mecánicos de diseño, el sistema muro-suelo-ancla se resuelve como una viga hiperestática, donde se implican los valores de rigidez K_s , K_e y todas las fuerzas involucradas.

4.3.1 INFLUENCIAS HORIZONTALES

La influencia de cargas horizontales se puede conocer por medio de la solución de Mindlin, suponiendo una carga puntual horizontal; sin embargo, tal suposición genera altos esfuerzos en la periferia de aplicación. El uso del método de imagen de cargas respecto a la superficie libre en un medio semi-infinito, con distribución de carga uniforme, resuelve los altos esfuerzos comentados.

El método de las imágenes es una aplicación del Teorema de Unicidad de la electrostática, basado en la ecuación de Laplace, el procedimiento logra el resultado sin resolver específicamente la ecuación diferencial; en otras palabras, *adivina inteligentemente la forma que adopta la integral de la función U_1 de fácil cálculo y que representa la distribución de carga superficial sobre todo el campo* (Electrostática, FI UNP, Argentina). La integral de U_1 se sustituye en la función U_2 , debida a una distribución de carga virtual (carga de imagen), por tanto, la solución de la función U es la suma de U_1 y U_2 , de la región considerada.

En base al Teorema anterior el Dr. Zeevaert en su publicación ISE 1980 emplea el método de imagen de cargas respecto a la superficie libre del depósito de suelo, que supone la aplicación de una carga unitaria horizontal (\bar{q}_i) aplicada en una longitud d_i (λ) y ancho B del elemento estructural. La suma de las influencias que origina la carga real e imaginaria en el punto de simetría (x_i, z_j), proporciona de forma aproximada la influencia de la carga horizontal en la masa de suelo (Fig.4.5).

Las influencias a lo largo de la línea horizontal que pasa por el punto j de la interfaz suelo-estructura a la profundidad z_j , debido a la carga aplicada en el punto i como centro y a la profundidad z_i (Zeevaert 1980, ISE) es:

$$I_{ji} = \frac{3}{2\pi} \left\{ \left(\sin \alpha_0 - \frac{\sin^3 \alpha_0}{3} \right) [(\psi_1 - \psi_2) + \sin(\psi_1 - \psi_2) \cos(\psi_1 + \psi_2)] \right. \\ \left. + \left(\sin \alpha'_0 - \frac{\sin^3 \alpha'_0}{3} \right) [(\psi_1 - \psi_2) + \sin(\psi_1 - \psi_2) \cos(\psi_1 + \psi_2)] \right\} \quad [4.8]$$

Donde:

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{r_0}{\sqrt{(z_i - z_j)^2 + x^2}}; \quad \alpha'_0 = \tan^{-1} \frac{r_0}{\sqrt{(z_i + z_j)^2 + x^2}}$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{(z_i - z_j) + \frac{\lambda}{2}}{x}; \quad \psi'_1 = \tan^{-1} \frac{(z_i + z_j) + \frac{\lambda}{2}}{x}$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{z_i - z_j - \frac{\lambda}{2}}{x}; \quad \psi'_2 = \tan^{-1} \frac{z_i + z_j - \frac{\lambda}{2}}{x}$$

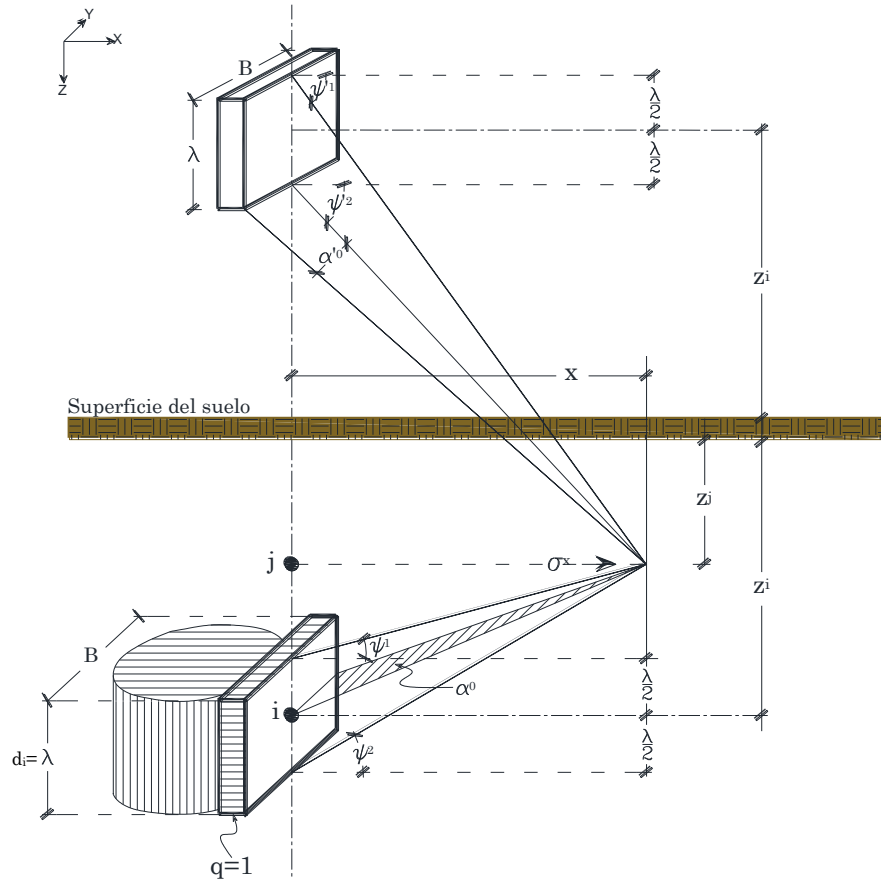


Fig. 4.5 Esfuerzo horizontal en un punto debido a un área rectangular uniformemente cargada. Adaptado: Interacción Suelo Estructura para cimentaciones, (L. Zeevaert, 1980).

El cálculo de las influencias horizontales se realiza al centro de cada dovela de longitud Δx en los puntos $j', j'', j''' \dots j_N$, debidas a la carga unitaria aplicada en la interfaz suelo-estructura en el punto i al centro de la dovela de ancho d . Este procedimiento se realiza primero fijando el punto i_1 para obtener las influencias en toda la malla, posteriormente se cambia la posición de la carga unitaria al punto $i_2, i_3 \dots i_N$ hasta obtener todas las influencias en el punto j debido a i (Fig. 4.6).

La matriz de influencia resultante tiene una forma cuadrada y se construye a base de vectores columna, con valores correspondientes a la suma $\sum_1^n I_j, \sum_1^n I_j', \sum_1^n I_j'' \dots$ debido a la carga aplicada en i_1 . Las columnas subsiguientes se forman debido a la carga $i_2, i_3 \dots i_N$.

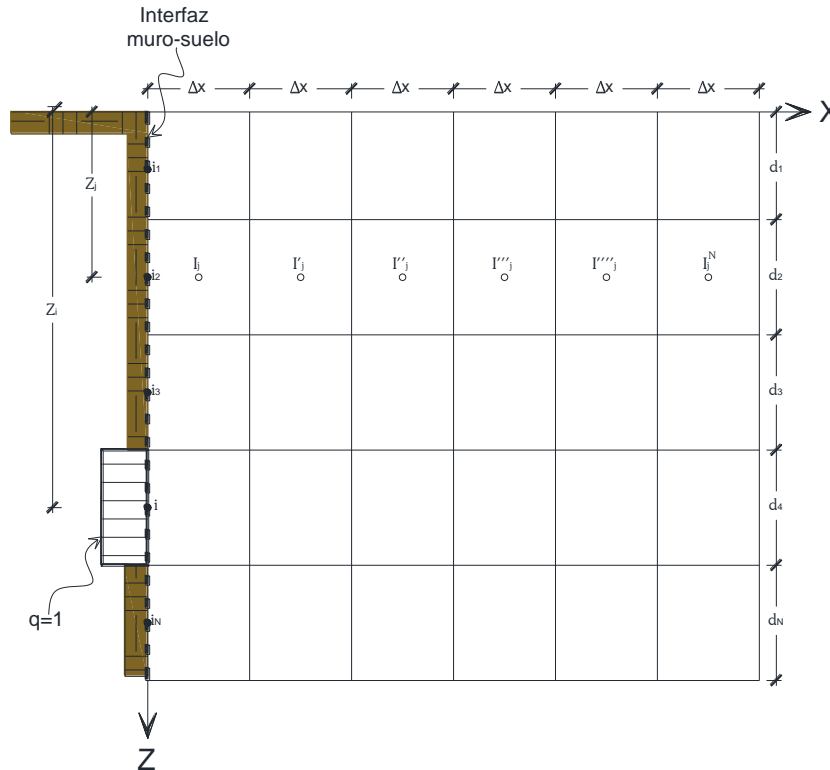


Fig. 4.6 Construcción de matriz de influencias horizontales.
Adaptado: Interacción Suelo Estructura para cimentaciones, (L. Zeevaert, 1980).

4.3.2 MÓDULO DE DEFORMACIÓN UNITARIA

Los materiales elásticos lineales, homogéneos e isótropos obedecen la Ley de Hooke, que establece, que una deformación es directamente proporcional a la fuerza aplicada sobre dicho material. Una curva σ vs ε presenta un tramo recto antes de que el material falle; tal comportamiento se puede representar por medio del módulo elástico E que relaciona el esfuerzo σ aplicado y la deformación unitaria ε antes de la falla.

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} = \frac{F}{AE} = \frac{\sigma}{E} \quad [4.9]$$

Donde: ε = Deformación unitaria.

δ = Deformación total.

L = Longitud inicial.

F = Fuerza aplicada.

A = Sección transversal del elemento.

E = Módulo de elasticidad.

σ = Esfuerzo.

En materiales de comportamiento no lineal resulta difícil identificar el tramo recto dentro de la curva esfuerzo-deformación y con ello su módulo elástico; para tal caso, se puede asignar al material un módulo elástico aparente o equivalente al comportamiento elástico lineal. El valor de la pendiente de la recta que une al origen con un punto medio de la curva σ vs ε se denomina modulo elástico equivalente o secante.

$$E_{sec} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad [4.10]$$

En curvas típicas de σ vs ε en suelos, la pendiente de la curva aumenta conforme se acerca al esfuerzo de falla. Al aplicar ciclos de carga y descarga se forman aros de histéresis que exhiben del material las deformaciones elásticas, plásticas y viscosas (Capítulo 2, Fig. 2.12).

En probetas de suelo ensayadas en cámaras triaxiales, la determinación de las propiedades esfuerzo-deformación se pueden generalizar en dos direcciones y así considerar anisotropía en el material. La primera dirección es normal a los planos de estratificación para la cual se vincula un módulo de deformación unitaria vertical (M_z); la segunda deformación es paralela a los planos, ligada a un módulo de deformación unitaria horizontal (M_h).

Un elemento de suelo sometido a un incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$, sufre un acortamiento y un alargamiento en sentido Y y X respectivamente. La deformación en sentido vertical está dada por el producto de M_z por $\Delta\sigma_z$ y, en dirección horizontal por el producto de la relación de Poisson (ν), $\Delta\sigma_z$ y M_z , Fig. 4.7. Cabe mencionar que ν es la proporción de la deformación unitaria transversal y longitudinal que guarda un material elástico lineal e isótropo.

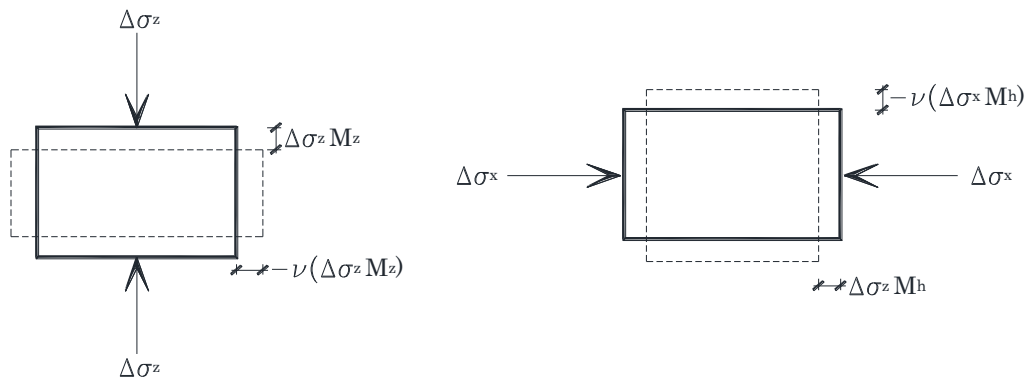


Fig. 4.7 Deformación de un elemento de suelo función del incremento de esfuerzo aplicado.
Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

De forma genérica el Dr. Zeevaert concluye que las deformaciones unitarias se pueden agrupar en los tres casos siguientes:

1.- Si el material no presenta restricción para deformarse en dirección a los ejes X, Y, Z y en referencia a la figura anterior se tiene que:

$$\left. \begin{aligned} \Delta\varepsilon_z &= M_z\Delta\sigma_z + [-\nu\Delta\sigma_x M_h] + [-\nu\Delta\sigma_x M_h] \\ \Delta\varepsilon_x &= M_h\Delta\sigma_x + [-\nu\Delta\sigma_y M_h] + [-\nu\Delta\sigma_z M_z] \\ \Delta\varepsilon_y &= M_h\Delta\sigma_y + [-\nu\Delta\sigma_x M_h] + [-\nu\Delta\sigma_z M_z] \end{aligned} \right\} \text{Ley Hooke considerando anisotropía en 3 direcciones.} \quad [4.11]$$

Arreglando los argumentos la ecuación anterior se puede escribir de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 \Delta \varepsilon_z &= M_z \Delta \sigma_z \left[1 - \nu \frac{M_h}{M_z} \cdot \frac{\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} \right] \\
 \Delta \varepsilon_x &= M_h \Delta \sigma_x \left[1 - \nu \frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} - \nu \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right] \\
 \Delta \varepsilon_y &= M_h \Delta \sigma_y \left[1 - \nu \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} - \nu \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \right]
 \end{aligned} \tag{4.12}$$

2.- Cundo la deformación unitaria en una dirección horizontal es cero ($\Delta \varepsilon_y=0$), la ecuación anterior toma la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
 \Delta \varepsilon_z &= (1 - \nu)(M_z \Delta \sigma_z) \left[1 - \nu \left(1 + \frac{M_h}{M_z} \cdot \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} \right) \right] \\
 \Delta \varepsilon_x &= (1 - \nu)(M_h \Delta \sigma_x) \left[1 - \nu \left(1 + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right) \right]
 \end{aligned} \tag{4.13}$$

3.- Si la deformación lateral está restringida, $\Delta \sigma_x = \Delta \sigma_y = 0$, se presenta un confinamiento total horizontal y la deformación que presenta el espécimen se da en dirección Z. Lo anterior se puede asociar a escala natural cuando el área cargada en la superficie de un depósito de suelo es mayor que su espesor deformable; también si el depósito es muy deformable y cuenta con intercalaciones de estratos o lentes poco deformables con equidistancias semejantes y cortas.

Para conocer la deformación unitaria $\Delta \varepsilon_z$ bajo tales condiciones, el Dr. Zeevaert iguala a cero para la dirección X e Y de la Ec.4.12 y despejando el incremento de esfuerzo respectivo se tiene que:

$$\Delta \sigma_y = \nu \Delta \sigma_x + \nu \frac{M_z}{M_h} \Delta \sigma_z; \quad \Delta \sigma_x = \nu \Delta \sigma_y + \nu \frac{M_z}{M_h} \Delta \sigma_z \tag{4.14}$$

Relacionando los incrementos de esfuerzo en sentido X e Y respecto a Z de las ecuaciones anteriores se tiene:

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} = \nu \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} + \nu \frac{M_z}{M_h} \tag{4.15}$$

$$\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} = \nu \frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} + \nu \frac{M_z}{M_h} \tag{4.16}$$

Sustituyendo la Ec.4.16 en 4.15 y viceversa se tiene:

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} = \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \frac{M_z}{M_h} \tag{4.17}$$

Finalmente sustituyendo los valores de la Ec.4.17 en la deformación $\Delta \varepsilon_z$ de la Ec.4.12:

$$\Delta \varepsilon_z = M_z \Delta \sigma_z \left[1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right] = M_z \Delta \sigma_z \left[\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \right] \Rightarrow \text{no depende de la relación de módulos, sino de } \nu. \tag{4.18}$$

Donde, la expresión dentro del paréntesis rectangular que relaciona los coeficientes de Poisson se denomina ν_c .

De lo anterior se observa que deformaciones unitarias volumétricas y lineales pueden ser equiparables para el caso de un confinamiento total, por tanto, existe una correlación entre el coeficiente de deformación volumétrica de Terzaghi y el obtenido con el M_z , bajo las suposiciones del caso 3.

Si el coeficiente de Terzaghi es: $m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma_z}$ y de la Ec.4.18 $\frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma_z} = \nu_c \cdot M_z$ se tiene que:

$$\nu_c \cdot M_z = m_v \tag{4.19}$$

En el anexo B se integran tablas con valores de m_v , ν y K_0 para diferentes sedimentos, función de su compresibilidad, así como valores de M_z para algunos materiales.

El módulo de deformación unitaria tanto vertical como horizontal es función del nivel de esfuerzos inducido, en el caso insitu, el esfuerzo de confinamiento σ_c a la profundidad de análisis. En sus distintas publicaciones el Dr. Zeevaert asevera que los suelos siguen una curva de comportamiento según su naturaleza constitutiva, para el caso de suelos cohesivos una tendencia exponencial representa la variación de su módulo elástico y para suelos granulares una curva potencial.

Mediante una serie de pruebas triaxiales bajo distintos confinamientos se obtienen curvas esfuerzo-deformación y sus correspondientes módulos tangente o secantes según el tipo de curva. Con los datos de confinamiento y módulo vertical u horizontal se construyen las curvas de comportamiento con tendencia exponencial o potencial según el caso, y con tales funciones relacionar y conocer los módulos para el confinamiento de campo σ_c . En el Anexo B se muestran valores típicos según el material para evaluar dichas funciones.

La elección del tipo de prueba triaxial para conocer los módulos de deformación, depende de cómo las cargas son aplicadas en la masa de suelo, por ejemplo, si las cargas son permanentes originan deformaciones elásticas, plásticas y, si el material tiene un grado de saturación, deformaciones viscosas al transcurrir el tiempo; en cambio, si las cargas inducidas son transitorias el tiempo que actúan sobre el depósito de suelo solo logra producir deformaciones elásticas y plásticas. Para materiales cohesivos saturados de baja permeabilidad no se alcanza a expulsar el agua y la deformación se efectúa a volumen constante. En base a lo anterior se puede decir que para cargas permanentes las pruebas (CU o CD) representan el fenómeno y para transitorias las pruebas no drenadas (UU).

4.3.3 DEFORMACIONES HORIZONTALES

Conocida la matriz de influencia, las deformaciones horizontales unitarias ($\bar{\delta}_{ji}$) en la interfaz suelo-estructura, se obtienen al multiplicar el coeficiente de deformación α_h de cada estrato por la suma de las influencias en sentido horizontal que provoca la carga unitaria en las distintas dovelas $d_i(\lambda)$.

$$A_{ji} = (I_{ji} + I'_{ji} + I''_{ji} + \dots)\Delta x \quad [4.20]$$

$$\alpha_h = \Delta_x M_h \quad [4.21]$$

$$\delta_{ji} = A_{ji} \cdot M_h \quad \therefore \quad \delta_{ji} = (I_{ji} + I'_{ji} + I''_{ji} + \dots)\alpha_h \quad [4.22]$$

Los desplazamientos totales debidos a las cargas horizontales impuestas se reflejan en la ecuación de desplazamientos horizontales (HEMA).

$$|\delta_i| = [\bar{\delta}_{ji}] \cdot \left[\frac{X_i}{\bar{a}_i} \right] \quad [4.23]$$

Donde: X_i = Carga en el punto i (reacción).

$$\bar{a}_i = (B \text{ tablero})(\text{franja de ancho } d_i).$$

$$q_i = 1/\bar{a}_i$$

4.3.4 CONSTANTE DE RIGIDEZ O MÓDULOS DE REACCIÓN DEL SUELO

Como ya se mencionó el sistema de retención puede simplificarse por medio de una viga hiperestática que se produce por los niveles de anclaje y por la presión pasiva desarrollada. El desplazamiento global que ocurre en un punto i del muro lo provoca la flexión de la viga (Δ^F), el desplazamiento en los apoyos (Δ^A) y la deformación del suelo (Δ^S), Ec.4.24.

$$\Delta_i = \Delta^F + \Delta^A + \Delta^s \quad [4.24]$$

El primer término de la ecuación depende de la rigidez que proporciona el material y la sección estructural; la segunda de las características del ancla y sección transversal y la tercera de las propiedades mecánicas del depósito.

Para evaluar las fuerzas internas que se producen en el muro, los apoyos fijos de la viga hiperestática se pueden sustituir por apoyos elásticos de rigidez K . En el caso de las anclas esta rigidez es constante, ya que se considera al elemento totalmente elástico, en cambio, la constante de rigidez que modela al suelo puede tomar distintos valores según las reacciones que resultan al solucionar la viga, de tal forma, que se debe realizar una compatibilidad fuerza deformación, hasta lograr que las reacciones o constantes de rigidez tengan una variación despreciable.

El comienzo de la compatibilidad se realiza suponiendo que la viga arroja reacciones unitarias aplicadas en las distintas dovelas de ancho d_i (λ) y, al aplicar el producto del esfuerzo por la matriz de deformación unitaria del suelo, se logra el desplazamiento final debido a la reacción propuesta (Ec.4.23). La constante K_s para cada dovela se consigue con Ec.4.25, los nuevos valores de K_s se sustituyen en los apoyos elásticos de la viga y se vuelve a resolver.

$$K_s = \frac{F}{\delta} \quad [4.25]$$

Donde: F = Es la fuerza aplicada o reacción.

δ = Desplazamiento horizontal en el estrato analizado.

Con los valores de las reacciones y la ecuación HEMA se realizan las iteraciones necesarias hasta que converja la fuerza y deformación, logrando la compatibilidad.

CAPÍTULO 5

CASO DE ESTUDIO

5.1 CONDICIONES GEOLÓGICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

5.1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SITIO DE ESTUDIO

El caso de estudio que ejemplifica este proyecto de investigación, presenta una superficie de 627 m² que albergará una edificación del grupo A y de tipo irregular, en la zona geotécnica II (transición) con un periodo dominante de vibración del suelo $T_s=1.0$ s y una profundidad de depósito firme $H_s=13$, según el RCDF; asimismo la edificación exhibe una altura de 18 m a partir del NTN y 4 sótanos de estacionamiento a una profundidad de 12 m hasta la losa de fondo. El predio está localizado al noreste de la Delegación Tlalpan, al sur de la Cd México (Fig. 5.1) a una elevación promedio de 2 295 msnm.



Fig. 5.1 Croquis de localización de la zona de estudio.
Adaptado: Google Earth 2017, Google Inc.

Por otra parte, el proyecto colinda al norte con una edificación del grupo A, a una distancia a paños exteriores de 5.70 m, los lados este y sur colindan con vialidades secundarias que albergan líneas de alcantarillado y agua potable a una profundidad de 2.00 m, del NTN a la plantilla de la tubería más profunda, finalmente el lado oeste colinda con jardines de mediana extensión.

5.1.2 FISIOGRAFÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO

Como se mencionó anteriormente, el sitio está ubicado en la Delegación Tlalpan, que fisiográficamente forma parte del eje neovolcánico en dirección occidente-oriente de la República Mexicana; asimismo pertenece a la subprovincia de Lagos y Volcanes de Anáhuac. La zona exhibe una sierra de carácter volcánico con conos de diferentes tipos que cubre el 67% del territorio, también consta de laderas escarpadas al suroeste con un 9% de la superficie, meseta basáltica con un 20% del área, 2% de llanura aluvial y 2% de llanura lacustre al noroeste de la demarcación. Por otra parte, la sierra y cinturón Ajusco, la sierra Chichinautzin, el pedregal del Xitle y el cinturón sur de los cerros Pelado y Tilcuayo conforman el parteaguas sur de una cuenca endorreica.

5.1.3 GEOLOGÍA LOCAL

Lo que refiere a la geología, en la Delegación predominan rocas ígneas extrusivas, como son: roca basáltica en un 54.34% de la superficie, brechas volcánicas de composición básica con el 14.67%, andesitas que abarcan el 11%, tobas básicas con un 10.73%, basaltos-brechas volcánicas básicas en un 3.45% del territorio y suelo lacustre y aluvial ocupando un 3.61 y 2.20 % respectivamente de la superficie total; éstos últimos ubicados al Noreste de la demarcación.

En el extremo noreste de la demarcación, existen 2 fallas geológicas, una en dirección a la Delegación Coyoacán con orientación E-NE y la segunda apunta hacia Xochimilco con orientación W-SW.

Es importante mencionar que debido a las características topográficas y del subsuelo, la Delegación presenta una importante zona de captación y recarga de agua hacia los mantos acuíferos, con una precipitación según las isoyetas anuales (diciembre 2011) de 1 500 mm al año y 250 mm al mes en las inmediaciones del Ajusco.

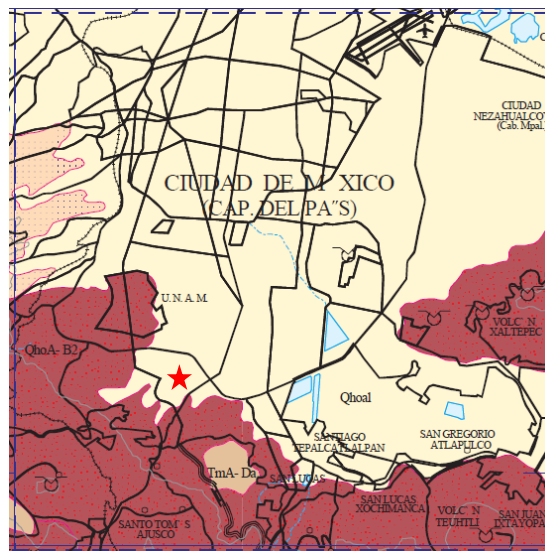
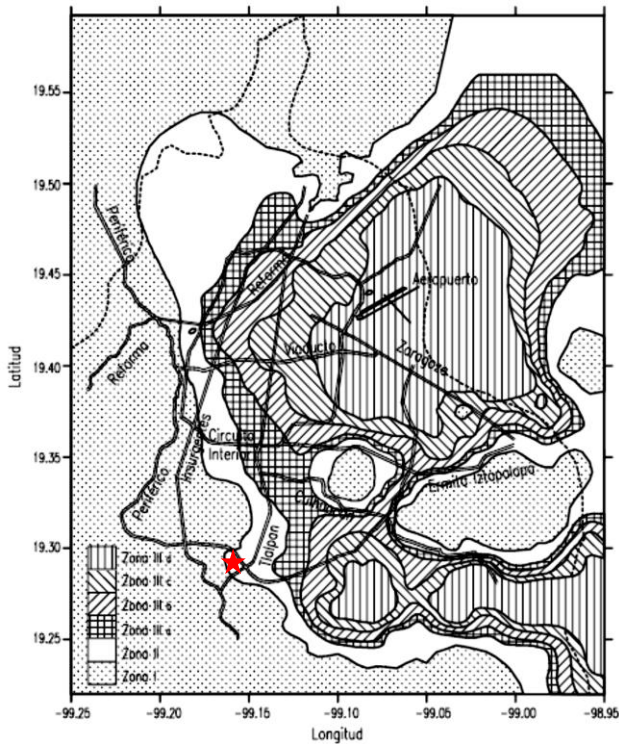


Fig. 5.2 Zonificación geológica de la Cd. México.
Adaptado: Carta geológica-minera Ciudad de México E-14-2, SGM.

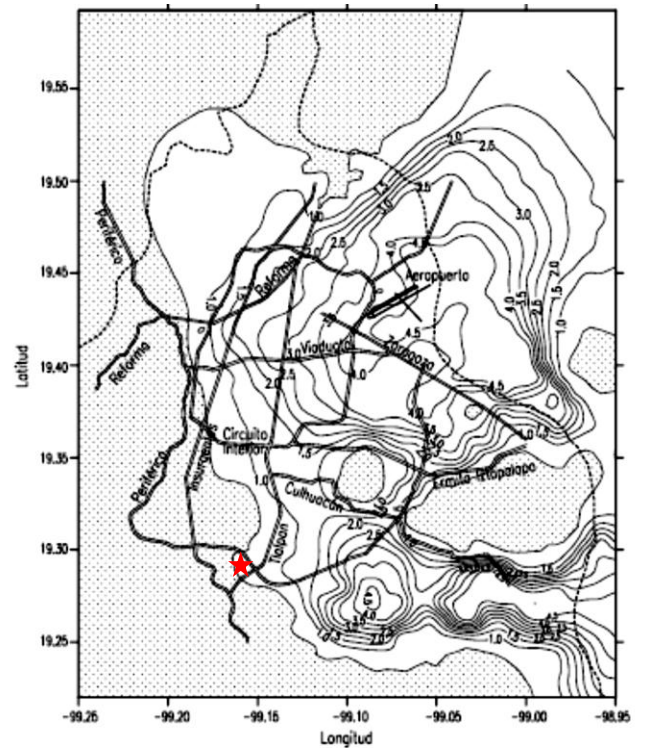
5.1.4 SISMOLOGÍA

Como es bien sabido, la zona de subducción en el litoral del pacífico mexicano, genera los principales sismos que llegan a la Cd. de México, siendo aproximadamente de 1 850 eventos por año. Dentro de la zonificación sísmica del país, la cuenca de México se localiza en la zona B, que presenta baja sismicidad con aceleraciones menores al 70% de la aceleración del subsuelo; sin embargo, las propiedades de rigidez

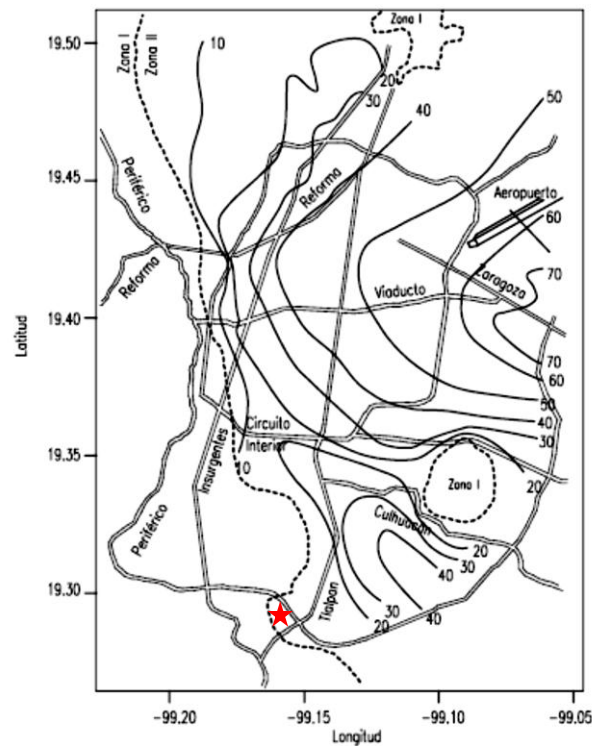
presentes en el suelo originan amplificación, principalmente en la zona lacustre. En las siguientes imágenes se observan mapas geotécnicos y sísmicos referentes a la zona de estudio.



a) Zonificación para fines de diseño por sismo.



b) Periodos predominantes del suelo, Ts.



c) Profundidad de depósitos firmes Hs en metros.

Fig. 5.3 Zonificación geotécnica de Cd. México.

Fuente: Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, RCDF.

5.2 CARACTERIZACIÓN DEL DEPÓSITO DE SUELO

Después de realizar la campaña de exploración y por medio de ensayos de laboratorio, se conocieron los parámetros índice y mecánicos del suelo (Anexo B) que se condensaron en el perfil estratigráfico de la Fig. 5.4. Para cuestiones de análisis, el perfil se dividió en cinco estratos, basándose en contenido de agua, granulometría y parámetros de resistencia (Tabla 5.1).

Debido a la inexistencia de nivel freático se optó por realizar ensayos de resistencia a compresión simple y triaxiales no drenadas (UU). Los valores de c y φ se calcularon a partir de una deformación unitaria ε de 2 a 4% y de 2.5 a 3%, para compresión simple y triaxial respectivamente; sin embargo, los valores de resistencia asignados a cada estrato, son los que corresponden a una ε máxima del 3%.

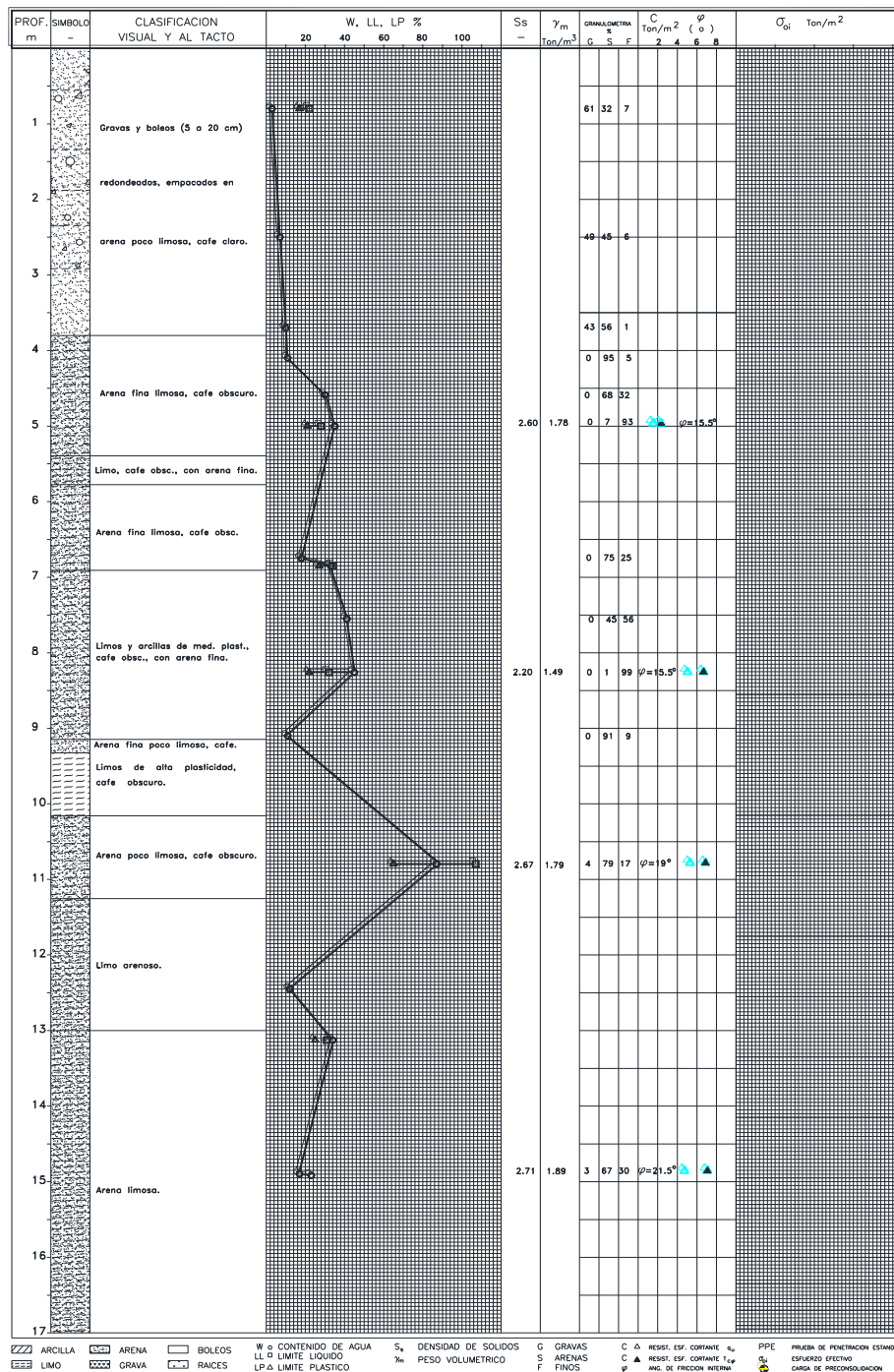


Fig. 5.4 Perfil estratigráfico del lugar de estudio.

Tabla 5.1 Caracterización del depósito de suelo.

Estrato	De (m)	A (m)	Z _m (m)	Clasificación visual y tacto	w (%)	L _L (%)	L _p (%)	I _p (%)	s _s --	Granulometría			SUCS	γ _m (T/m ³)	ε (%)	c (Kg/cm ²)	φ (°)	σ _o (T/m ²)
										G (%)	A (%)	F (%)						
1	0.00	4.00	2.00	Gravas y boleas empacados en arena poco limosa color café claro.	7	22	17	5	--	51	44	5	Grava graduada bien (GW)	1.85	--	--	33	7.40
				Arena limosa color café oscuro.									Arena limosa (SM)	1.53		0.14	31.5	
2	4.00	7.00	5.50	Arena limosa color café oscuro.	26	28	21	7	2.6	0	62	38	Arena limosa con arcilla (SM-SC)	1.78	2.40	0.39	15.5	12.74
3	7.00	9.00	8.00	Limo de alta plasticidad color café oscuro con arcilla y arena fina.	41	47	29	18	2.2	0	23	77	Limo de baja plasticidad (ML)	1.49	3.00	0.73	15.5	15.72
4	9.00	13.00	11.00	Limo arenoso color café oscuro	12	35	26	9	2.67	2	80	18	Arena arcillosa (SC)	1.79	3.00	0.44	19.0	21.09
5	13.00	17.00	15.00	Arena limosa color café oscuro.	23	31	25	6	2.71	3	67	30	Arena limosa con arcilla (SM-SC)	1.89	3.00	0.71	21.5	22.88

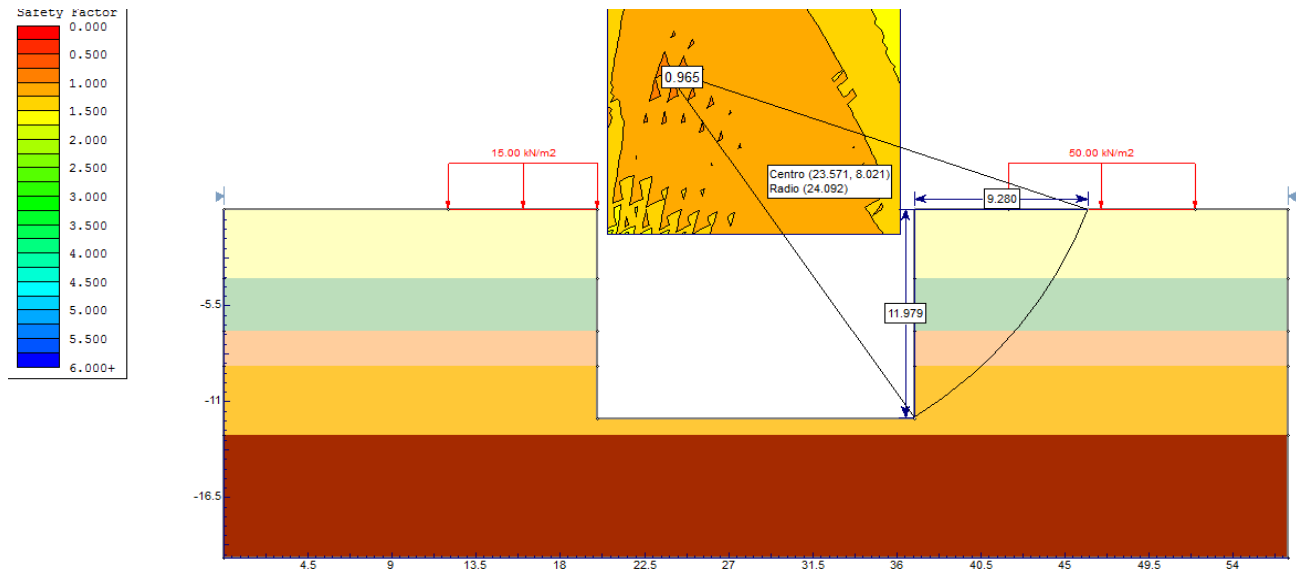
5.3 ESTABILIDAD INICIAL DE LA MASA DE SUELO

Con el objeto de tener una idea más clara, en el anexo B se enumeran los análisis requeridos para el diseño de un sistema de retención a base de muro-ancla y que a continuación se ejecutarán; sin embargo, dicha lista puede cambiar de acuerdo a las necesidades específicas de cada proyecto.

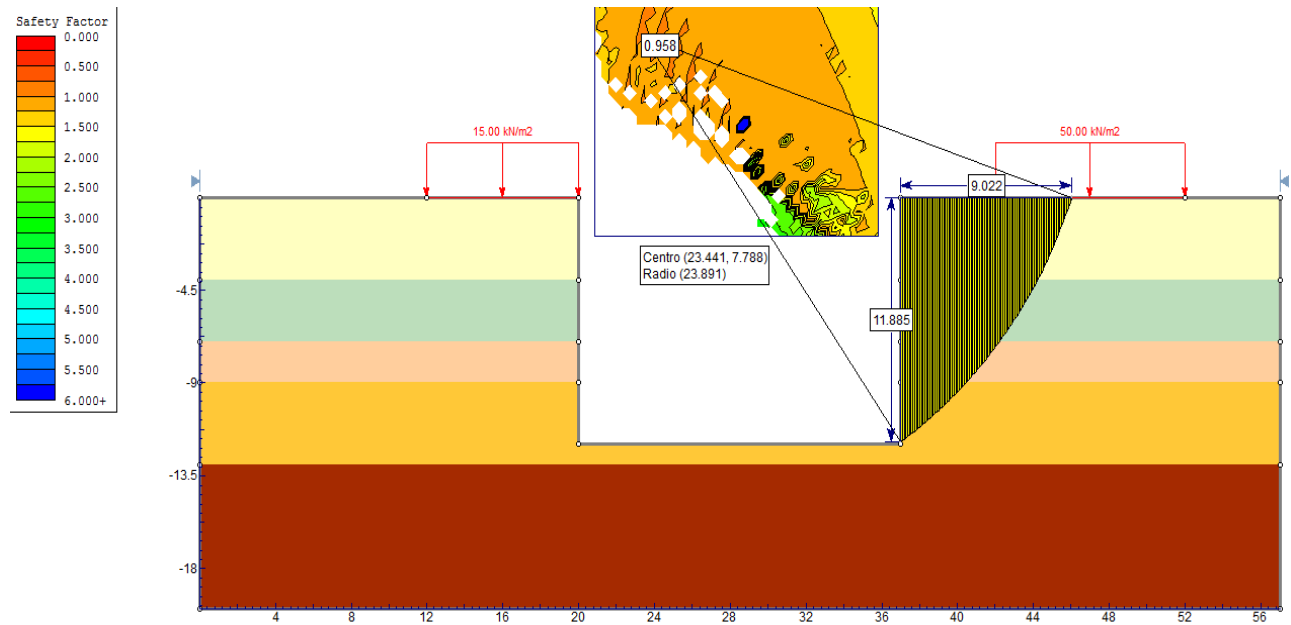
Para conocer la superficie de falla global del corte en una sola etapa de excavación y poder proponer el sistema de retención adecuado, se utilizó un análisis de estabilidad de talud basado en equilibrio límite, con ayuda del software *Slide 6.0, Rocscience Inc, 1998-2010*.

Para lo anterior, se utilizó la sección transversal norte-sur del predio, que corresponde a la situación más crítica de sobrecarga en los hombros del talud, así como un posible empalme de superficies de falla de las márgenes izquierda y derecha del corte. La geometría del modelo contempla una sección de excavación de 17 m de largo y 12 m de profundidad, con una extensión para el desarrollo de posibles superficies de falla fuera del corte de 20 m para ambos hombros y 8 m por debajo del fondo de excavación, (Fig. 5.5).

Debido a la naturaleza de los ensayos de laboratorio, el modelo constitutivo empleado para el análisis de estabilidad es el de Mohr-Coulomb, cuya Ley de resistencia fue comentada en capítulos anteriores. El análisis límite utilizado fue el de Bishop simplificado, que satisface ecuaciones de equilibrio por momento bajo una superficie de falla circular y, por el método de Spencer, que satisface las tres ecuaciones de equilibrio, además de cualquier forma en la superficie de falla. La sobrecarga utilizada para el margen izquierdo colindante a la vía pública fue de 1.5 T/m² (NTC-Cimentaciones, 2004) y para el margen derecho de 5 T/m², que corresponde al edificio colindante de 4 pisos con un área de 375 m², en la cual se consideraron 1.2 T/m² por piso.



a) Método de Bishop simplificado.

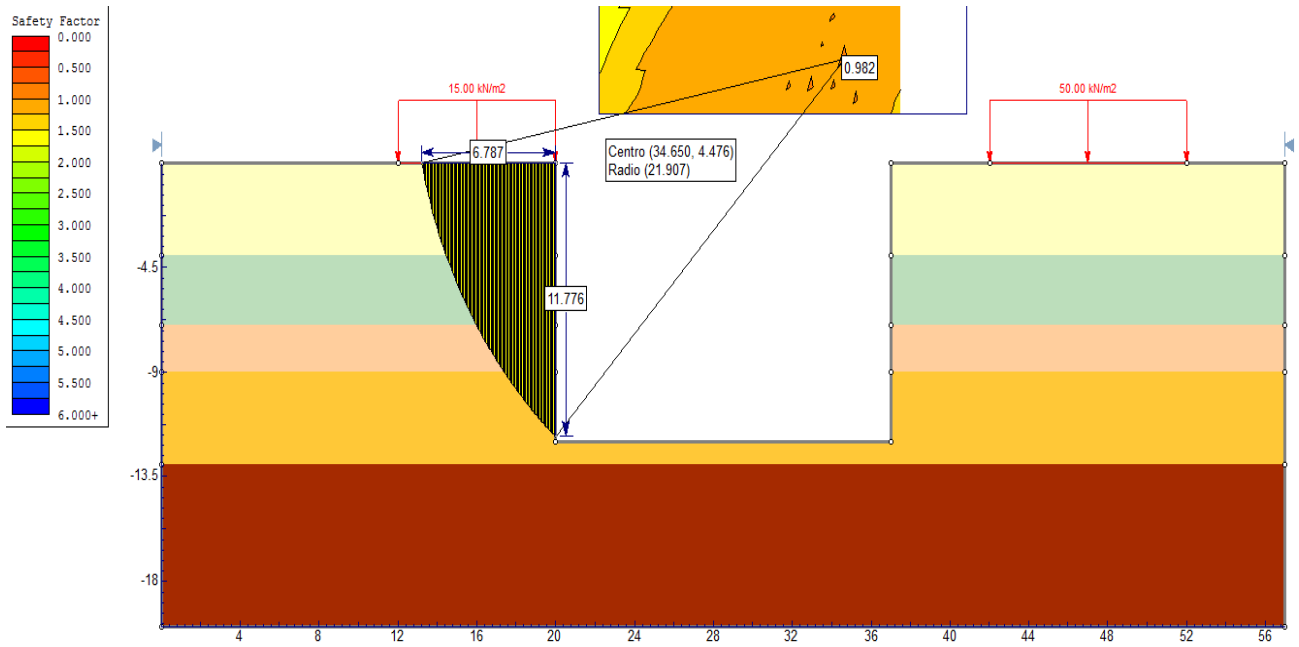


b) Método de Spencer.

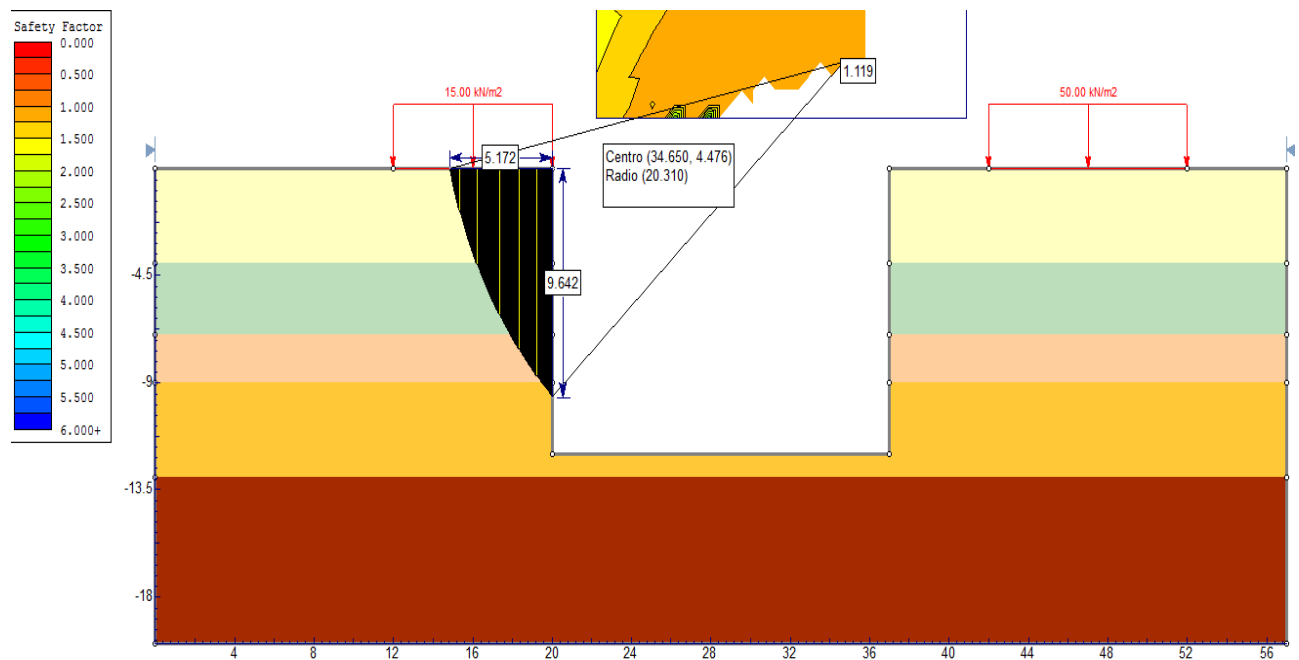
Fig. 5.5 Análisis de estabilidad de talud sin elementos de retención, margen derecha.
Programa de análisis: *Slide 6.0, Rocscience Inc, 1998-2010.*

Con el análisis mostrado en la Fig. 5.5 y 5.6, se observa que el margen derecho presenta un bloque cinemáticamente admisible con un $FS=0.97$ y 0.96 , y el margen izquierdo un $FS=0.98$ y 1.12 para el método de Bishop simplificado y Spencer respectivamente; por tal motivo, un sistema de retención es vital para asegurar la estabilidad de la propia excavación y de las edificaciones aledañas.

La solución que aquí se presenta es para un sistema de retención muro-ancla; sin embargo, es posible utilizar otros sistemas como el troquelado de la excavación.



a) Método de Bishop simplificado.



b) Método de Spencer.

Fig. 5.6 Análisis de estabilidad de talud sin elementos de retención, margen izquierda.
Programa de análisis: *Slide 6.0, Rocscience Inc, 1998-2010.*

5.4 ENVOLVENTE DE DISEÑO

Con base en el análisis anterior y dada la existencia de un edificio del grupo A en el margen derecho de la sección, se opta por realizar el análisis de retención para esta condición. Debido a la posición de la cimentación contigua y profundidad de líneas públicas, la primera etapa de excavación esta forzada a 3 m, con una sobre excavación para todas las etapas consecuentes de 0.50 m, necesaria para una operación adecuada con equipo de perforación de anclaje, de tipo *Stenuick* modelo *BBAS Tunnel Mine*, con diámetro máximo de perforación de 6” (15.24 cm) y longitud de hasta 30 m.

Según las recomendaciones tratadas en el Capítulo 3, se propone una inclinación de ancla de 10° y un corte de excavación de 12 m considerando la losa de fondo. Para las condiciones anteriores según la normativa AASTHO LRFD 2012 se revisará bajo un estado límite de servicio, resistencia y evento extremo; sin embargo, para este caso práctico solo se evaluará el estado límite de servicio.

La distribución de esfuerzos verticales de la sobrecarga fue calculada con la Ec.2.50 del presente trabajo, a profundidades correspondientes a la interfaz de cada estrato (Tabla 5.2). La curva de distribución muestra un máximo de esfuerzo para el quinto estrato (17 m), con una tendencia a disminuir con la profundidad (Fig. 5.7).

Tabla 5.2 Distribución de esfuerzos por sobrecarga.

Coordenada (m)	A (m)	B (m)	C (m)	ΔZ (m)	A-B (m)	A-C (m)	δ (Rad)	α (Rad)	q (T/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (T/m ²)	CROQUIS
X	0	5	15	0	5.000	15.000	1.571	0.000	5.0	0.000	
Y	0	0	0								
X	0	5	15	4	6.403	15.524	0.896	0.414	5.0	0.279	
Y	-4	0	0								
X	0	5	15	7	8.602	16.553	0.620	0.514	5.0	0.675	
Y	-7	0	0								
X	0	5	15	9	10.296	17.493	0.507	0.523	5.0	0.859	
Y	-9	0	0								
X	0	5	15	12	13.000	19.209	0.395	0.501	5.0	1.009	
Y	-12	0	0								
X	0	5	15	13	13.928	19.849	0.367	0.490	5.0	1.034	
Y	-13	0	0								
X	0	5	15	17	17.720	22.672	0.286	0.437	5.0	1.054	
Y	-17	0	0								

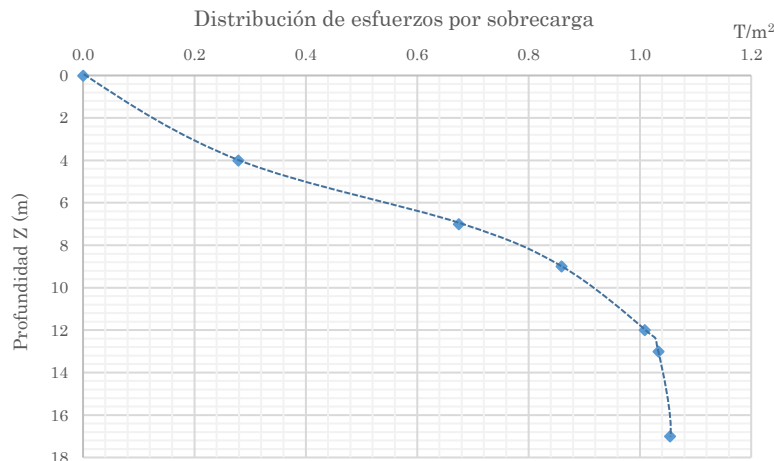


Fig. 5.7 Curva de distribución de esfuerzos por sobrecarga.

Una vez conocida la distribución de esfuerzos se procede al cálculo de la envolvente de diseño, que para este caso se utilizó la propuesta del Dr. Zeevaert (Capítulo 3). Debido a la presencia importante de material fino, existen zonas con presiones negativas; sin embargo, para el cálculo de la presión constante (p_a) en la envolvente de diseño solo participan las presiones positivas hasta el nivel del fondo de la excavación, dicha decisión se tomó en consecuencia de la incertidumbre que existe en el cambio de un estado en reposo y un estado activo, Tabla 5.3.

Cabe aclarar que, si existiera presión hidráulica u_z , esta se adicionaría a la presión activa (p_a) y sobrecarga (q) para obtener el empuje activo de Rankine (E_{aR}).

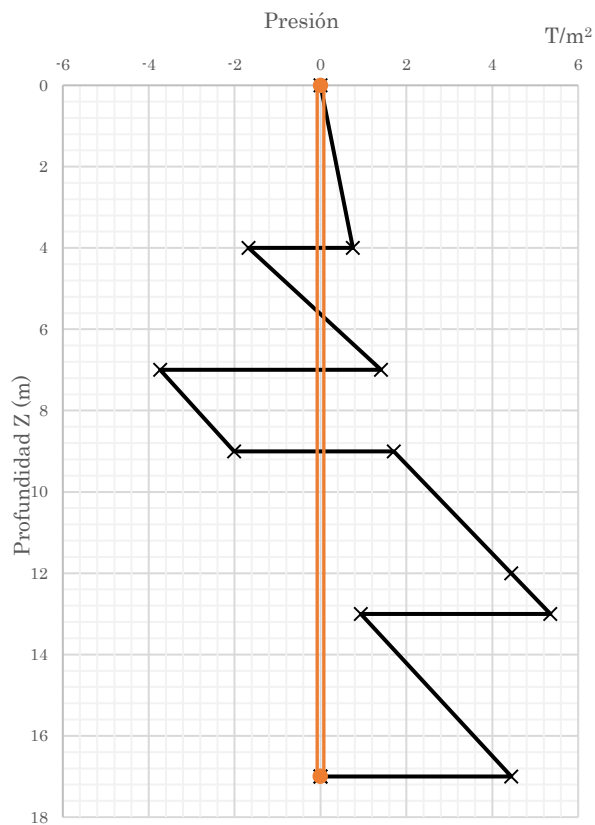
Tabla 5.3 Presión activa, pasiva y constante de la envolvente de diseño.

Estrato --	De (m)	A (m)	ΔZ (m)	γ_m (T/m3)	c (T/m2)	φ (°)
1	0	4	4	1.85	1.4	31.5
2	4	7	3	1.78	3.92	15.50
3	7	9	2	1.49	7.30	15.50
4	9	12	3	1.79	4.41	19.00
4'	12	13	1	1.79	4.41	19.00
5	13	17	4	1.89	7.10	21.50

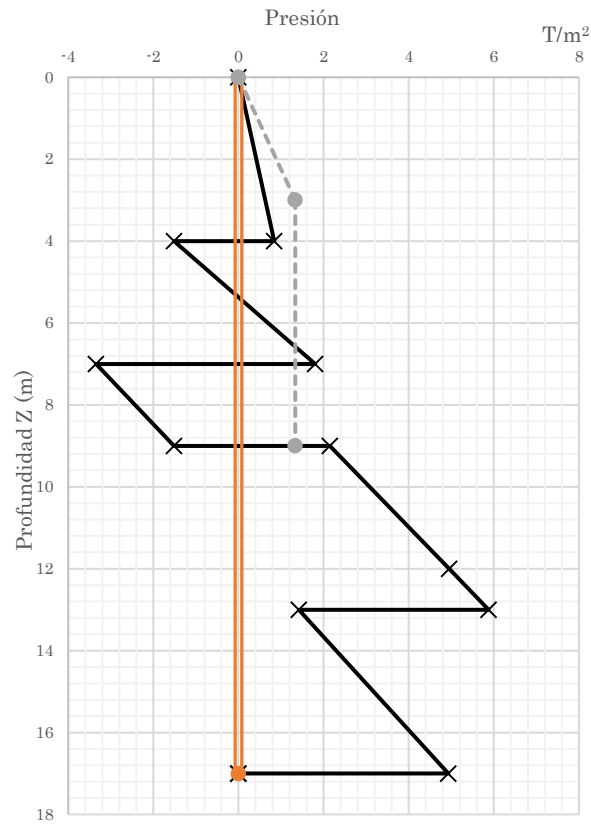
$N\varphi$ (--)	$N\varphi^{-1}$ (--)	σ_o (T/m ²)	p_a (T/m ²)		q_a (T/m ²)		p_p (T/m ²)		p_a+q (T/m ²)		E_{aR} (T/m)
3.188	0.314	7.400	0.753	-1.675	0.088	0.161	--	--	0.840	-1.514	1.681
1.729	0.578	12.740	1.413	-3.735	0.390	0.390	--	--	1.803	-3.345	0.434
1.729	0.578	15.720	-2.012	1.710	0.497	0.437	--	--	-1.515	2.148	-4.860
1.965	0.509	21.090	4.443	4.443	0.513	0.513	--	--	4.956	4.956	10.656
1.965	0.509	22.880	5.353	0.939	0.526	0.479	15.876	24.717	5.879	1.418	5.418
2.157	0.464	30.440	4.443	0.000	0.489	--	41.024	0.000	4.932	0.000	12.699

$E'a$ (T/m) = 14.048
p_d (T/m ²) = 1.335
0.25H (m)= 3.00

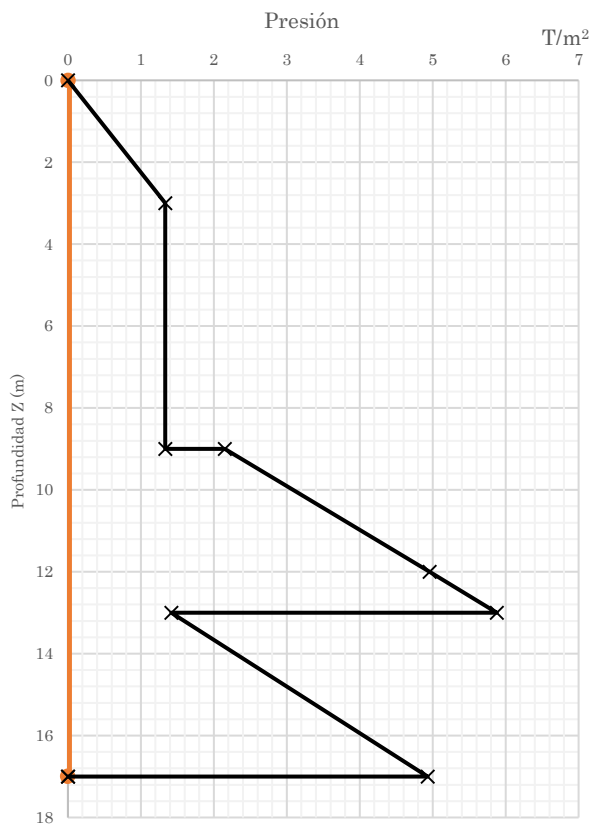
En base a las presiones actuantes sobre el muro obtenidas en la tabla anterior, se muestra en la Fig. 5.8a el diagrama de Rankine sin considerar sobrecarga, en la Fig. 5.8b se observa el desplazamiento hacia la derecha del diagrama anterior ocasionado por la presencia de la sobrecarga, asimismo, la línea punteada representa la presión constante p_a debido a la presencia del anclaje. Finalmente, en la Fig. 5.8c se presenta la envolvente de diseño para las condiciones geométricas, de resistencia y de carga del caso de estudio.



a) Sin sobrecarga.



b) Con sobrecarga.



c) Condición final.

Fig. 5.8 Diagramas de presión actuante sobre el sistema de retención.

5.5 FUERZAS DE TENSIÓN PARA LOS NIVELES DE ANCLAJE

Para conocer las fuerzas de tensión en cada nivel de anclaje se proponen bloques de esfuerzo definidos por la separación en dirección horizontal (S_x) y vertical (S_z); sin embargo, dichos espaciamientos estarán restringidos por el alcance de los equipos de excavación y perforación en sentido S_z y por la capacidad de la maquinaria de izaje para introducir el armado del muro dentro de la zanja perimetral excavada, ya que se debe evitar que las anclas se posicionen en el traslape de los tableros de concreto. A lo anterior se proponen 4 soluciones siguientes: 3 niveles de anclaje con separación horizontal de 3 y 4 m y 4 niveles de anclaje con separación horizontal de 3 y 4 m.

Como se estableció en el Capítulo 3 del presente trabajo, la fuerza de tensión T para cada nivel de anclaje se compone por la suma de la fuerza de tensión superior, correspondiente al empuje del bloque por encima del ancla analizada, más la fuerza de tensión inferior que produce el empuje del bloque inferior (Fig.5.9). En el caso específico del primer nivel de anclaje, al presentar el muro una condición en voladizo, se genera un momento el cual contribuye en forma positiva a la tensión inferior; en cambio, para el segundo nivel de anclaje dicho momento aporta una condición negativa a la fuerza de tensión superior.

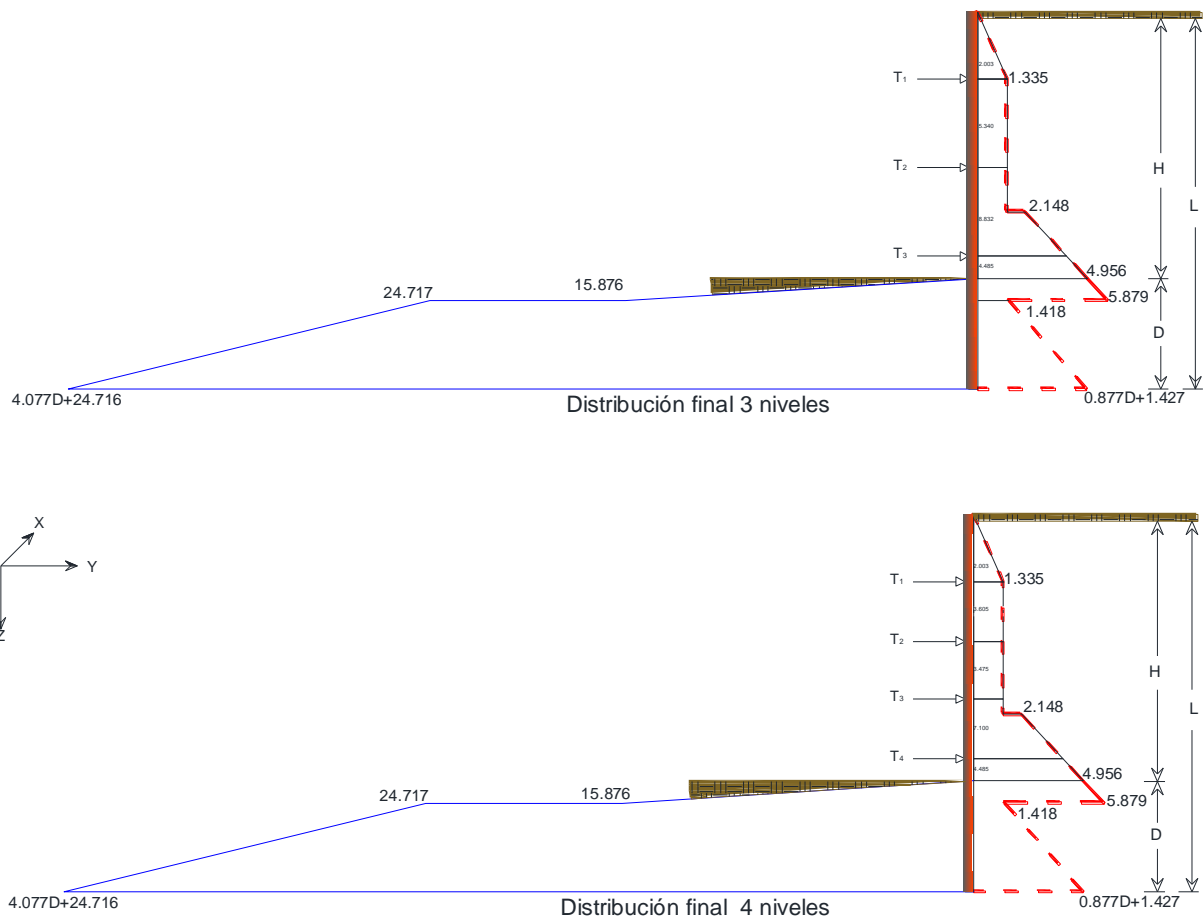


Fig. 5.9 Bloques de esfuerzo para 3 y 4 niveles de anclaje.

La fuerza de tensión inferior en el último nivel de anclaje está definida por el empuje del bloque función de la profundidad de empotre D , de tal forma, que primero se determinará el empotre necesario que garantice el equilibrio estático mediante la $\sum M_a = 0$, alrededor del último nivel de anclaje y considerando todas las fuerzas actuantes y resistentes por debajo de este nivel, que a su vez está en términos de la profundidad de empotre D . Al realizar el equilibrio se logra una ecuación de 3er grado y el valor de una de las raíces satisface el equilibrio, Fig. 5.9.

En referencia a la figura anterior se calcularon las fuerzas de tensión en dirección T_Y ; sin embargo, la fuerza de tensión total T requerida es función del ángulo de inclinación α del nivel de anclaje; asimismo dicho ángulo genera una componente en sentido Z , la cual se deberá tomar en cuenta para la revisión del sistema por capacidad de carga en el empotre. La Tabla 5.4 expresa los bloques de esfuerzo y fuerzas necesarias para contener las presiones actuantes. La fuerza de tensión inferior correspondiente al último nivel de anclaje (cursivo) que fue determinada después de conocer la profundidad de empotre D , Tabla 5.5.

Tabla 5.4 Fuerza de tensión para cada nivel de anclaje en función del bloque actuante.

Nivel (-)	Z ancla (m)	Sz ancla (m)	a (m ²)	Sx (m ²)	P bloque (T)	M ₁ (T·m)	T _{sup} (T)	T _{inf} (T)	T _Y (T)	T (T)	T _Z (T)
1	3	3	2.003	3	6.01	6.009	6.009	10.013	16.022	16.269	2.825
2	7	4	5.340		16.02	--	6.007	13.248	19.255	19.552	3.395
3	11	4	8.832		26.50	--	13.248	<i>-4.861</i>	8.387	8.516	1.479
N _{EXC}	12	1	4.485		13.46	--			$\bar{X} =$	14.779	
1	3	3	2.003	4	8.01	8.012	8.012	13.351	21.363	21.692	3.767
2	7	4	5.340		21.36	--	8.009	17.664	25.673	26.069	4.527
3	11	4	8.832		35.33	--	17.664	<i>-2.521</i>	15.143	15.377	2.670
N _{EXC}	12	1	4.485		17.94	--			$\bar{X} =$	21.074	
1	3	3	2.003	3	6.01	6.009	6.009	7.411	13.420	13.627	2.366
2	5.7	2.7	3.605		10.82	--	3.405	5.213	8.617	8.750	1.519
3	8.3	2.6	3.475		10.43	--	5.213	10.650	15.863	16.107	2.797
4	11	2.7	7.100		21.30	--	10.650	<i>-4.861</i>	5.789	5.878	1.021
N _{EXC}	12	1	4.485	13.46	--			$\bar{X} =$	11.090		
1	3	3	2.003	4	8.01	8.012	8.012	9.881	17.893	18.169	3.155
2	5.7	2.7	3.605		14.42	--	4.539	6.950	11.489	11.667	2.026
3	8.3	2.6	3.475		13.90	--	6.950	14.200	21.150	21.476	3.729
4	11	2.7	7.100		28.40	--	14.200	<i>-2.521</i>	11.679	11.860	2.059
N _{EXC}	12	1	4.485	17.94	--			$\bar{X} =$	15.793		

Donde: a= Área tributaria de esfuerzo.
 Sz= Separación vertical de anclas.
 Sx= Separación horizontal de anclas.

Tabla 5.5 Formulación de ecuación de 3er grado para conocer la longitud de empotre D .

Nivel anclas (#)	Empuje (-)	Bloque (-)	ΔZ (m)	a (m ²)	x (m)	Sx (m)	P bloque (T)	z (m)	Ma (T·m)
3 y 4	Activo (+)	4	2	9.893	--		29.679	1.063	31.549
		5	D'	--	1.418	3.00	4.254D'	(D'/2)+2	2.127D' ² +8.508D'
		5'	D'	--	0.877D		1.315D' ²	(2D'/3)+2	0.877D' ³ +2.630D' ²
	Pasivo (-)	6	1	7.938	--		11.907	1.667	19.845
		7	D'	--	24.717	3.00	74.151D'	(D'/2)+2	37.076D' ² +148.302D'
		7'	D'	--	4.077D		12.231D' ²	(2D'/3)+2	8.154D' ³ +24.462D' ²
3 y 4	Activo (+)	4	2	9.893	--		39.572	1.063	42.065
		5	D'	--	1.418	4.00	5.672D'	(D'/2)+2	2.836D' ² +11.344D'
		5'	D'	--	0.877D		1.754D' ²	(2D'/3)+2	1.169D' ³ +3.508D' ²
	Pasivo (-)	6	1	7.938	--		31.752	1.063	33.752
		7	D'	--	24.717	4.00	98.868D'	(D'/2)+2	49.434D' ² +197.736D'
		7'	D'	--	4.077D		8.154D' ²	(2D'/3)+2	5.436D' ³ +16.308D' ²

Debido a que el fondo del corte está a un metro del estrato 5 y considerando que la longitud de empotre tiende a ser mayor que 1 m y, por facilidad en la obtención de la ecuación de 3er grado, tanto las presiones actuantes como resistentes del ultimo estrato están en función de la incógnita D (Tabla 5.5). A lo anterior, el resultado de las raíces se deberá sumar un metro, Tabla 5.6.

Tabla 5.6 Obtención de raíces y cálculo del empotre definitivo para las diferentes separaciones Sx, Sz.

Sx; Niveles (m;pza)	$\Sigma Ma=0$ (--)	d (m)	D' (m)	D (m)	D _{diseño} (m)
3; 3 y 4	$-7.277D^3-56.781D^2-139.794D+11.704=0$	1.000	0.081	1.081	1.10
4; 3 y 4	$-4.267D^3-59.398D^2-186.392D+8.313=0$	1.000	0.044	1.044	1.00

Tabla 5.7 Presión pasiva y activa sobre el empotre, para diferentes arreglos de anclaje.

Estrato (--)	D _{diseño} = 1.1		D _{diseño} = 1.0	
	E _{aR} (T/m)	E _{pR} (T/m)	E _{aR} (T/m)	E _{pR} (T/m)
4	5.418	7.938	5.418	7.938
5	0.151	2.492	--	--

Conocidas las condiciones geométricas y de carga a la cual está sometido el sistema de retención, la elección de los niveles de anclaje y separación Sx se hizo considerando el número de anclas requeridas para todo el caso práctico, maniobrabilidad de los equipos de instalación y la menor variación de fuerza de tensión, con el objeto de utilizar un mismo tipo de torón, para ello se usó la desviación estándar muestral (Ec.5.3), siendo el menor valor la propuesta 3 y 4; sin embargo, se elige el arreglo 4, ya que presenta menos anclas que la propuesta 3 (Tabla 5.8).

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n-1} \tag{5.3}$$

Tabla 5.8 Desviación estándar de la tensión T, para la elección de las propuestas de anclaje.

Nivel --	T ton	Caracterización estadística de la tensión T					
		xi- \bar{X}	(xi- \bar{X}) ²	ΣS_i	N	S ²	S
1	16.269	1.243	1.545	62.438	3	31.219	5.587
2	19.552	4.476	20.033				
3	8.516	-6.392	40.861				
		$\bar{X}=14.779$					#anclas= 99
1	21.692	0.316	0.100	56.353	3	28.176	5.308
2	26.069	4.627	21.410				
3	15.377	-5.903	34.843				
		$\bar{X}=21.046$					#anclas= 75
1	13.627	2.329	5.424	62.421	4	20.807	4.561
2	8.750	-2.473	6.118				
3	16.107	4.772	22.772				
4	5.878	-5.302	28.106				
		$\bar{X}=11.090$					#anclas= 132
1	18.169	2.100	4.409	68.548	4	22.849	4.780
2	11.667	-4.303	18.520				
3	21.476	5.357	28.700				
4	11.860	-4.113	16.919				
		$\bar{X}=15.793$					#anclas= 100

5.6 DESARROLLO DE PRESIÓN PASIVA EN EL EMPOTRE

La longitud de empotre definida en el inciso anterior deberá ser suficiente para que la presión pasiva desarrollada resista las fuerzas actuantes impuestas por debajo del último nivel de anclaje, considerando el aporte estructural de la sección del muro (Capítulo 3).

5.6.1 MOMENTO RESISTENTE NOMINAL DE LA SECCIÓN DEL MURO

Por cuestiones constructivas la sección por unidad de longitud es de 40 cm, considerando un $f'c=250$ kg/cm², acero de refuerzo G60 de $f_y=4200$ kg/cm² y un recubrimiento libre r de 10 cm, asimismo se toma en cuenta una sección controlada por tensión, que debe cumplir con las siguientes deformaciones unitarias $\epsilon_s=0.005$, $\epsilon_c=0.003$ y $\epsilon_t \geq 0.005$, logrando un comportamiento totalmente dúctil, Fig. 5.10.

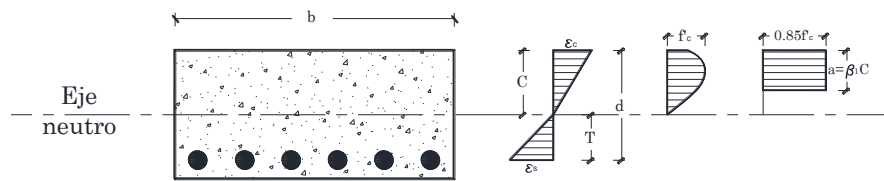


Fig. 5.10 Bloque de esfuerzos de la sección propuesta.

Aplicando la normativa ACI expuesta en el Capítulo 3 y considerando el acero mínimo se obtienen los siguientes resultados:

ρ mín flexión =	0.002994	≤	0.003348
A_s mín (in ²) =	1.393		
β_1 =	0.872208	*	
a (in) =	0.699		
d-c (in) =	11.009		
c(in) =	0.8014		
ΦM_n (T·m) =	9.886		
(*) Si $f'c < 281$ kg/cm ² , $\beta_1=0.85$			

5.6.2 PRESIÓN PASIVA REQUERIDA PARA EL EQUILIBRIO EN EL EMPOTRE

Contempladas las fuerzas involucradas para conocer el FS por resistencia pasiva (Fig. 5.11) y tomando momentos alrededor del último nivel de anclaje, se obtiene la presión pasiva necesaria para el equilibrio E'_p . En la (Tabla 5.9). Si hubiera el caso donde el valor de E'_p es negativo, esto sería debido a que, en teoría la sección del muro es capaz de absorber las fuerzas actuantes.

Tabla 5.9 Comparación de la presión pasiva necesaria para el equilibrio contra la desarrollada.

E_a (T/m)	Y_a (m)	m_{pc} (T·m)	Y_p (m)	E'_p (T/m)	E_p (T/m)	FS (-)	p_p (T/m)
9.823	1.063	9.886	1.655	0.336	7.938	23.63	0.336

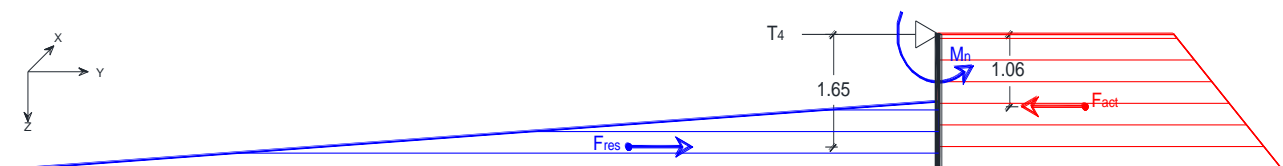


Fig. 5.11 Fuerzas que participan en la obtención del FS de la presión pasiva.

5.7 BULBOS DE ANCLAJE

Utilizando la metodología del Dr. Zeevaert (Junio 1994) para el cálculo de la longitud de los bulbos de anclaje y de acuerdo con el equipo de perforación propuesto, se define un diámetro de barreno $D_0=0.15$ m, expansión del bulbo debido a la inyección de grout del 20%, corrección por granulometría $R_{gr}=1$, corrección por humedad en el depósito de suelo $R_H=0.90$, una longitud libre de 1.5 m más la longitud de posición de la cuña de falla calculada en el inciso 5.3 y un $FS=2$.

En la tabla siguiente se muestra la longitud libre, longitud del bulbo función del esfuerzo radial producido por el confinamiento al centroide de dicho bulbo, las fuerzas resistentes a la tensión admisibles T_a y la longitud total para cada nivel de anclaje. Cabe aclarar que la tensión admisible tuvo un proceso iterativo, debido al desconocimiento de la longitud del bulbo, por tal motivo, el esfuerzo efectivo vertical σ_{oz} varió hasta que la T_a no presente cambios importantes.

Tabla 5.10 Resistencia admisible a la tensión en bulbos de anclaje.

Estrato (--)	Nivel ancla (--)	Z nivel anclaje (m)	σ_{oz} (T/m ²)	c_e (T/m ²)	φ (°)	K_0 (--)
1	1	3.00	9.708	3.524	15.500	0.733
2	2	5.70	13.152	6.570	15.500	0.733
3	3	8.30	17.062	3.967	19.000	0.674
4	4	11.00	20.684	3.967	19.000	0.674

σ_N (T/m ²)	σ_{rm} (T/m ²)	σ_{rp} (T/m ²)	L_{bulbo} (m)	L_{Libre} (m)	T_a (Ton)	L_{ancla} (m)
9.630	8.372	14.185	9.0	9.00	18.977	18.0
13.046	11.342	19.218	3.5	7.00	11.776	10.5
16.895	14.201	24.063	6.5	5.00	22.517	11.5
20.481	17.215	29.171	3.0	3.00	11.885	6.0

Como se observa en la Tabla 5.11, la tensión admisible bajo un factor de seguridad de dos, cumple satisfactoriamente las solicitaciones de los diferentes niveles de anclaje y en la Fig.5.12 se muestra el esquema final del sistema muro-anclaje.

Tabla 5.11 Comparación de fuerza de tensión requerida y la suministrada por los bulbos.

Nivel (--)	T_y (Ton)	T_{ancla} (Ton)	T_z (Ton)	T_a bulbo (Ton)
1	17.893	18.169	3.155	18.977
2	11.489	11.667	2.026	11.776
3	21.150	21.476	3.729	22.517
4	11.679	11.860	2.059	11.885

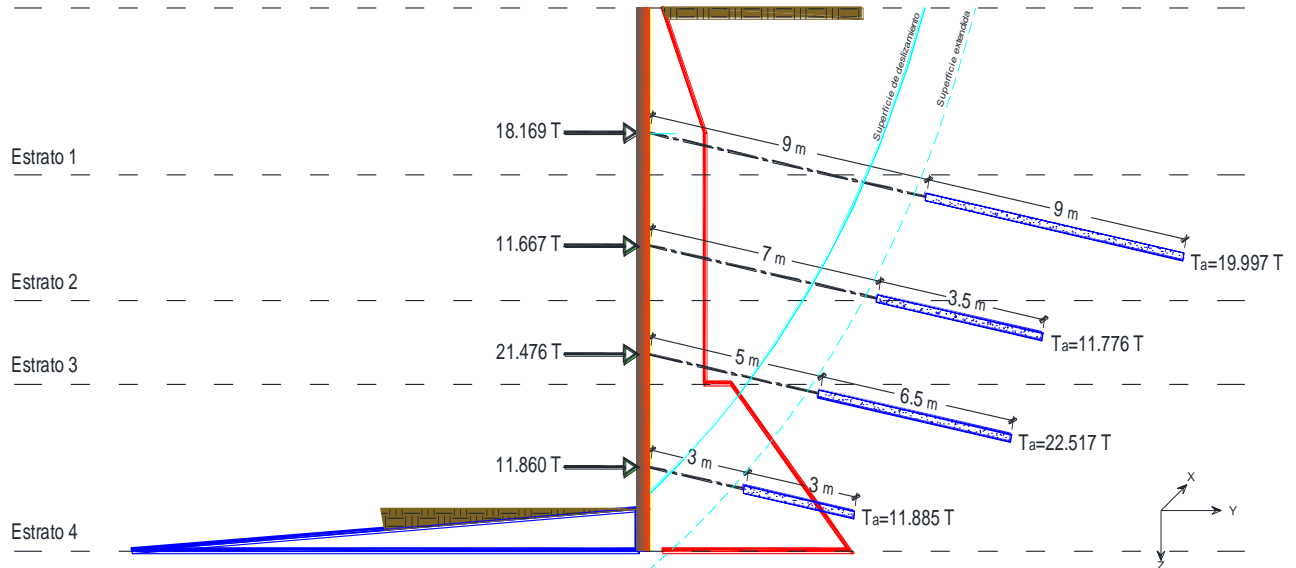
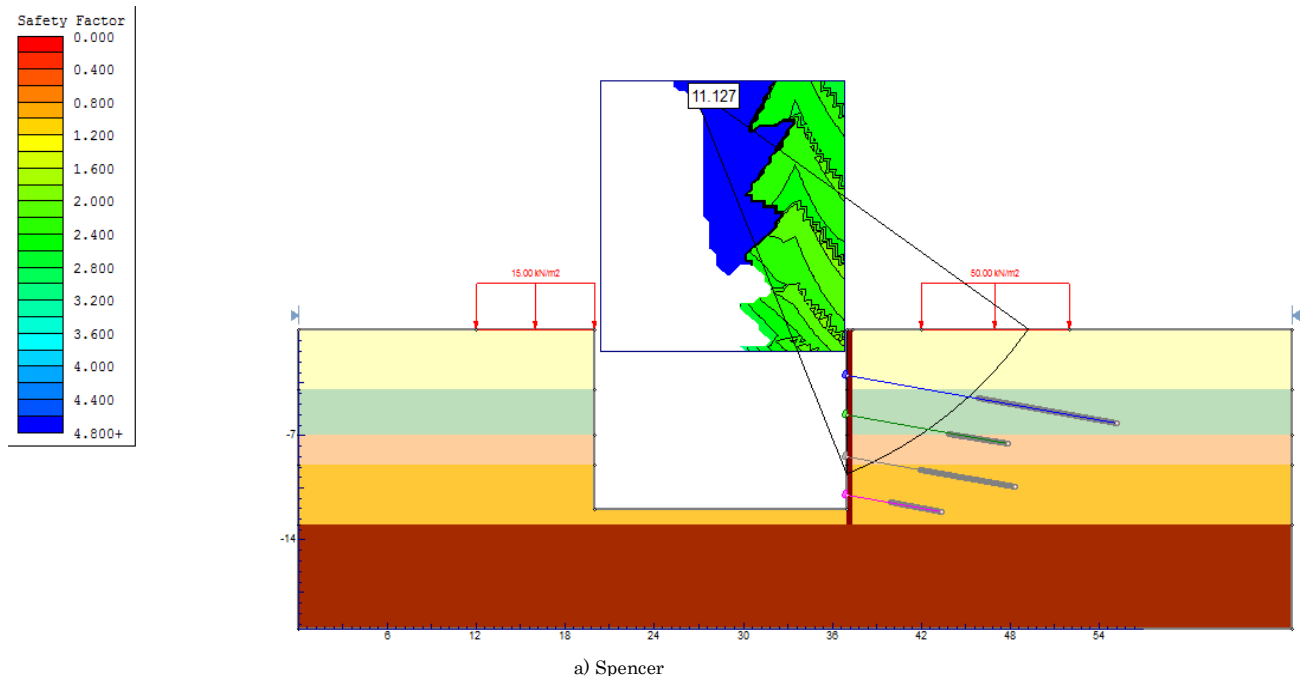


Fig. 5.12 Esquema final del sistema muro-anclaje.

5.8 ESTABILIDAD GLOBAL EL SISTEMA DE RETENCIÓN MURO-ANCLA

Conocida la geometría y resistencia a la tensión de los bulbos de anclaje (Fig. 5.12) con ayuda de *Software Slide 6.0* se verifica la estabilidad de sistema mediante los métodos de Bishop simplificado y de Spencer bajo equilibrio límite. Para considerar la aportación estructural del muro, en el modelo se colocó una franja de suelo con la geometría del muro, pero con las propiedades del concreto elegido, que para este caso tiene un $\gamma_m = 2.4 \text{ T/m}^3$ y una cohesión bajo una compresión simple de 125 kg/cm^2 ($c = 0.5f_c$).

En la figura siguiente se observa que con el método de Spencer, la superficie de falla cambio de base a cuerpo, con un factor de seguridad de 11.127; sin embargo, con el método de Bishop la superficie de falla se mantiene a la original, con un factor de seguridad de 10.475. Con estos valores se garantiza la estabilidad global del sistema.



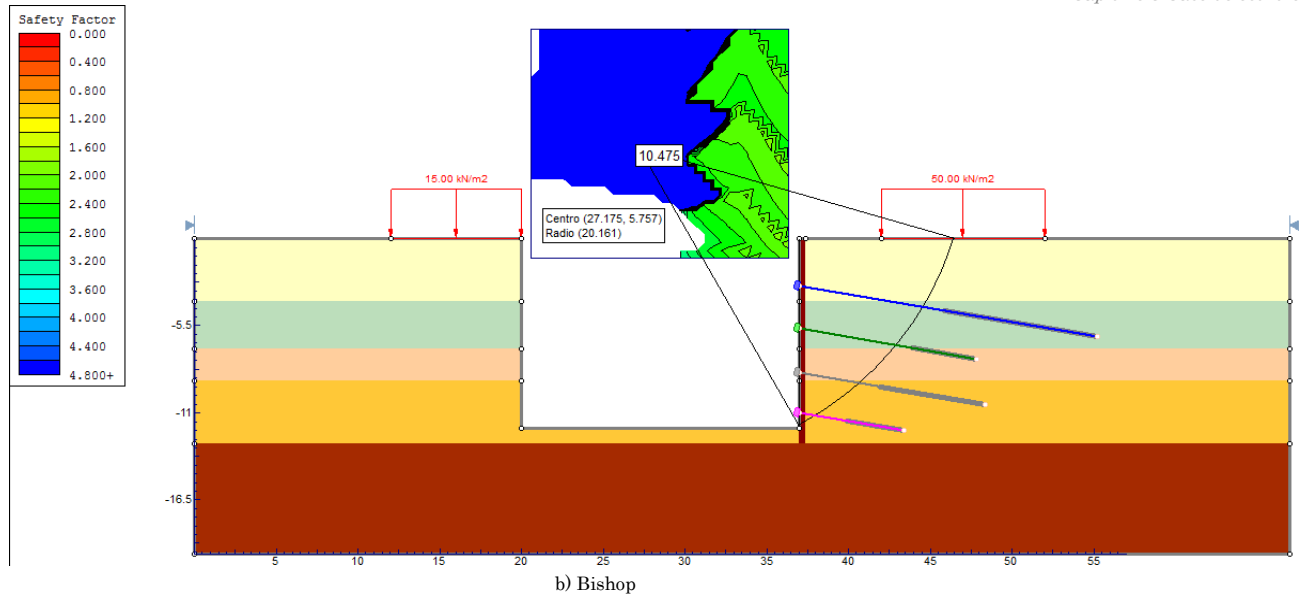


Fig. 5.13 Estabilidad global del sistema muro-ancla.

5.9 PUNZONAMIENTO EN LA BASE DEL MURO

Un aspecto importante en la revisión del muro anclado es el punzonamiento sobre el estrato de apoyo, efecto del peso propio de muro y de las componentes verticales de la fuerza de tensión (F_{Tz}); para contrarrestar dichas fuerzas, la capacidad de carga en la base y la fricción desarrollada entre muro-suelo (F_f) deberán ser suficientes. Fig. 5.14.

De acuerdo con los parámetros de resistencia del estrato de apoyo y bajo la hipótesis de una zapata corrida, la capacidad de carga admisible es la siguiente:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad [5.4]$$

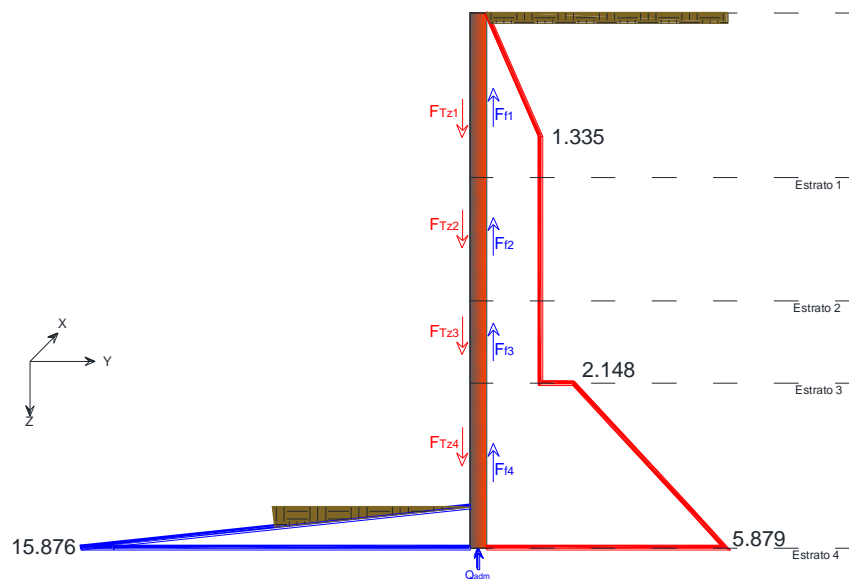


Fig. 5.14 Fuerzas actuantes para la revisión por punzonamiento.

En la Tabla 5.12, las fuerzas actuantes dentro del bloque con separación $S_x=4$ m, a lo largo de toda la longitud del muro, es de 60.89 T y las fuerzas resistentes bajo la misma geometría es de 450.71 T, arrojando un $FS= 7.40$. Es importante mencionar que se utilizó la envolvente de presión activa y así determinar la fuerza normal P_n , ya que si se usa la presión de reposo se obtendría un $FS>7.40$.

Tabla 5.12 Factor de seguridad por punzonamiento del muro en el estrato de apoyo.

Resistencia por fricción

Estrato (#)	ΔZ (m)	\bar{a} (T-m)	c (T/m ²)	φ (°)	P_n (T/m)	C (T/m)	S (T/m)	T_{ancla} (T)
1	4	3.338	1.40	31.5	13.352	5.600	13.782	3.155
2	3	4.005	3.92	15.5	12.015	11.745	15.077	2.026
3	2	2.670	7.30	15.5	5.340	14.600	16.081	3.729
4a	4	16.054	4.41	19	64.216	17.630	39.741	2.059
4p	1	7.938	4.41	19	7.938	4.408	7.141	
$\Sigma=$							91.822	10.970

Capacidad de carga en la base del muro

N_c (-)	N_q (-)	$N\gamma$ (-)	D (m)	q_u (T/m ²)	FS (m)	q_{adm} (T/m ²)	Q_{adm} (T/m)
19.595	8.725	4.7	0.4	156.424	3	52.14	20.86

Fuerzas involucradas

B (m)	D (m)	L (m)	$\gamma_{concreto}$ (T/m ³)	W_{muro} (T)	S (T)	T_{ancla} (T)	Q_{adm} (T)
4	0.4	13	2.4	49.92	367.29	10.97	83.43

$\Sigma F_{actuantes}=$	60.89
$\Sigma F_{resistentes}=$	450.71
$FS=$	7.40

5.10 CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL TORÓN DE ANCLAJE

El torón dispuesto en cada nivel de anclaje debe resistir las tensiones de trabajo dentro de los límites de elongación permitido (Capítulo 4). Bajo tales condiciones, las especificaciones Load Resistance Factor Design (LRFD) y con referencia en la norma ASTM A-416/A-416M-06 para torones de siete alambres sin recubrimiento, pone a disposición las propiedades mecánicas para el diseño de torones y barras de anclaje, (Anexo B).

Considerando un grado de acero 270 (1 860 MPa) el área requerida para resistir la tensión en cada nivel de anclaje se muestra en la Tabla 5.13; asimismo, se obtuvo el número de torones para cuatro diámetros diferentes. Para definir el diámetro de torón más económico, se calculó el área transversal y el peso total de acero en los 4 niveles de anclaje, para los cuatro diámetros propuestos; de tal forma, que la solución más económica la presenta el diámetro de 7/16", Tabla 5.14.

Tabla 5.13 Área de acero requerida por cada nivel de anclaje.

Nivel anclaje (#)	T_z (T)	L_{ancla} (m)	Acero G270 ⁺ (MPa)	A_{neta}^+ (cm ²)
1	18.169	18.0	1860	1.45
2	11.667	10.5	1860	0.93
3	21.476	11.5	1860	1.71
4	11.860	6.0	1860	0.95

(+) Acero con $f_y=270$ ksi de baja relajación.

Tabla 5.14 Número de torones necesarios según el diámetro.

Torones necesarios en cada nivel de anclaje				
Ø Torón (in)=	3/8	7/16	1/2	3/5
A Torón (cm ²) =	0.713	0.970	1.267	1.824
T1 (# Torones) =	2.00	1.49	1.14	0.79
T2 (# Torones) =	1.31	0.96	0.73	0.51
T3 (# Torones) =	2.40	1.77	1.35	0.94
T4 (# Torones) =	1.33	0.97	0.75	0.52

Número de torones definitivos en cada nivel de anclaje				
Ø Torón (in)=	3/8	7/16	1/2	3/5
Peso (PLF)=	0.29	0.39	0.52	0.74
A Torón (cm ²) =	0.713	0.970	1.267	1.824
T1 (# Torones) =	2.00	2.00	2.00	1.00
T2 (# Torones) =	2.00	1.00	1.00	1.00
T3 (# Torones) =	3.00	2.00	2.00	1.00
T4 (# Torones) =	2.00	1.00	1.00	1.00
Área de acero total en los 4 niveles (cm ²) =	6.413	5.819	7.601	7.297
Peso total en los 4 niveles (kg) =	44.69	43.84	58.46	50.69

5.11 ZAPATA O PEDESTAL DE REACCIÓN

Por medio del cabezal del ancla la fuerza de tensión en cada nivel trasmite compresión al muro, que produce punzonamiento si la capacidad de la sección a resistir cortante es rebasada. Para el caso de estudio, se revisó la sección estructural por cortante en uno y dos sentidos como se comentó en el Capítulo 4. La sección estructural revisada fue de 40 x 40 cm con un recubrimiento libre de 10 cm, concreto $f'c=250$ kg/cm² (3 555 psi) y el lado equivalente de una sección circular a una cuadrada para el cabezal del ancla es $a=13.30$ cm.

Con objeto de evaluar el cortante en un sentido se propone un peralte $d=9$ cm (Fig.5.15a) para los cuatro niveles de anclaje; sin embargo, despejando a 'd' en la Ec.4.2. y sustituyendo se observa que los peraltes necesarios oscilan entre 5.04 y 9.28 cm, por tanto, satisface las solicitaciones de cortante, Tabla 5.15.

Tabla 5.15 Peralte necesario al evaluar cortante en un sentido.

Nivel (#)	c (in)	b _w (in)	Φ (-)	√f'c (psi)	T (lb)	A zapata (in ²)	q _u (psi)	V _{u1} (lb)	d (in)	d (cm)
1	1.71	15.748	0.75	59.624	40061.961	248.000	161.540	4354.74	3.092	7.85
2	1.71	15.748	0.75	59.624	25724.797	248.000	103.729	2796.29	1.985	5.04
3	1.71	15.748	0.75	59.624	47355.182	248.000	190.948	5147.51	3.655	9.28
4	1.71	15.748	0.75	59.624	26150.519	248.000	105.445	2842.56	2.018	5.13

Por lo general el cortante en dos sentidos es mayor que en uno y, para este análisis se propone un peralte de 10 cm (Fig. 5.15b). Al despejar 'd' y evaluar la Ec.4.3 se obtienen un peralte mínimo de 6.58 cm y un máximo de 12.10 cm para el segundo y tercer nivel de anclaje respectivamente, Tabla 5.16.

Tabla 5.16 Peralte necesario al evaluar cortante en dos sentidos.

b_0 (in)	A_{crit} (in ²)	A_{zapata} (in ²)	$A_{efectiva}$ (in ²)	T (lb)	q_u (psi)	V_{u2} (lb)	Φ (--)	λ (--)	$\sqrt{f'_c}$ (psi)	d (in)	d (cm)
36.70	84.18	248.00	163.82	40061.96	161.540	26464.02	0.75	1	59.624	4.03	10.24
36.70	84.18	248.00	163.82	25724.80	103.729	16993.22	0.75	1	59.624	2.59	6.58
36.70	84.18	248.00	163.82	47355.18	190.948	31281.76	0.75	1	59.624	4.77	12.10
36.70	84.18	248.00	163.82	26150.52	105.445	17274.44	0.75	1	59.624	2.63	6.68

Es importante mencionar que el peralte 'd' por cortante se obtuvo despreciando el momento que se genera por la inclinación del ancla, ya que dicho valor resulta ser muy pequeño y no afecta considerablemente a la sección. Aunado a lo anterior, la geometría cuadrada de la zapata de reacción, la sección cuadrada equivalente del cabezal del ancla y la aplicación de la fuerza de tensión en el centroide de la zapata, provocan que no se incluyan los factores β_c y α_s , expuestos en el Capítulo 4.

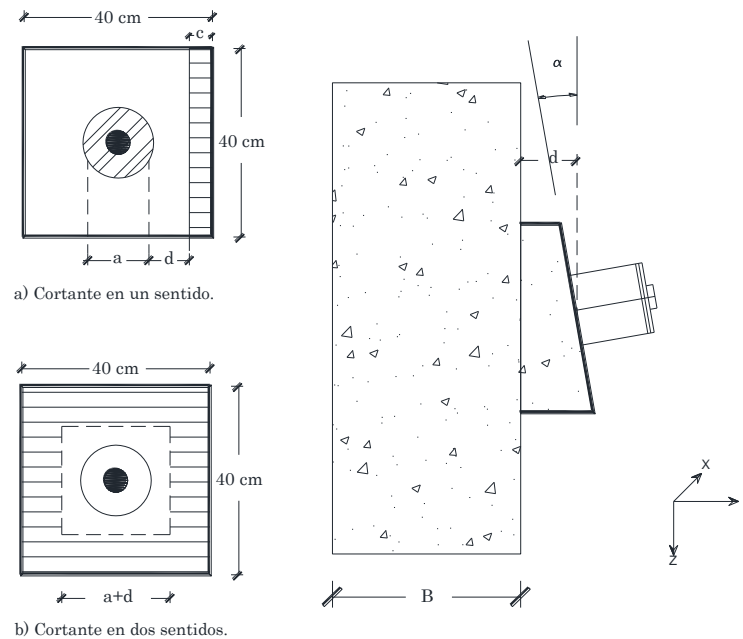


Fig. 5.15 Planta y sección transversal de la zapata de reacción bajo cortante uno y dos sentidos.

Por procedimiento constructivo de habilitado de cimbra y vaciado de concreto, los peraltes menores a 8 cm resultan difíciles de realizar, además con una visión práctica, se homogeniza la geometría en base a los resultados obtenidos, quedando una sección de 40x40x12 cm de zapata de reacción.

Lo que refiere a la capacidad de carga del terreno, se utilizó la ecuación propuesta por Meyerhof para carga inclinada, la geometría del tablero de anclaje para cada nivel y la hipótesis de un suelo isotrópico. En la Tabla 5.17 se observan cargas admisibles Q_{adm} mayores a las fuerzas de tensión inducidas en las anclas, con ello se garantiza que el suelo de sustento no fallará por capacidad de carga.

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q} N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad [5.5]$$

Donde: N_c , N_q y N_γ = Factores de capacidad de carga.

q_{test} = Presión al nivel de desplante.

d = Factor de profundidad.

i = Factor de inclinación.

En el Anexo B se presentan los valores de los factores de profundidad, inclinación y capacidad de carga.

Tabla 5.17 Capacidad de carga para cada nivel de anclaje.

Cálculo de excentricidades

Tablero (#)	Tensiones			Momento		Excentricidad			
	T (T)	Ty (T)	Tz (T)	M ₁ (T.m)	<u>Y</u> _z (m)	CG (m)	CP (m)	e _{y1} (m)	e _{y2} (m)
1	18.169	17.893	3.155	0.379	0.120	2.18	0.83	1.36	0.021
2	11.667	11.489	2.026	0.243	0.120	1.33	1.33	0.00	0.021
3	21.476	21.150	3.729	0.448	0.120	1.33	1.33	0.00	0.021
4	11.860	11.679	2.059	0.247	0.120	1.68	1.35	0.33	0.021
						1.68	3.02	1.35	0.00

Esfuerzos de contacto y geometría de diseño

B (m)	L (m)	e _y máx (m)	e _{yT} (m)	σ_{\min} (T/m ²)	σ_{\max} (T/m ²)	L _{reducida} (m)
4	4.35	1.38	1.38	0.998	1.058	2.97
4	2.65	2.26	0.02	1.032	1.136	2.63
4	2.65	2.26	0.02	1.900	2.091	2.63
4	3.35	1.79	1.69	0.839	0.905	1.66

Capacidad de carga Meyerhof para carga inclinada

Nivel de anclaje (#)	Parámetro resistencia			Geometría		Densidad y Ángulo carga	
	φ (°)	N φ (-)	c (T/m ²)	B (m)	L (m)	γ (T/m ³)	θ (°)
1	31.5	3.188	1.40	4	2.97	0	10
2	15.5	1.729	3.92	4	2.63	0	10
3	15.5	1.729	7.30	4	2.63	0	10
4	19	1.965	4.41	4	1.66	0	10

Nivel de anclaje (#)	Factor de capacidad de carga			Factor forma		Factor profundidad		Factor inclinación	
	N _q (-)	N _c (-)	N _{γ} (-)	S _c (-)	S _q = S _{γ} (-)	d _c (-)	d _q = d _{γ} (-)	i _c = i _q (-)	i _{γ} (-)
1	21.861	34.042	20.216	1.858	1.429	1.480	1.240	0.790	0.47
2	4.133	11.297	1.247	1.526	1.263	1.400	1.200	0.790	0.13
3	4.133	11.297	1.247	1.526	1.263	1.400	1.200	0.790	0.13
4	5.798	13.934	2.403	1.948	1.474	1.676	1.338	0.790	0.22

	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4
q _{ult} (T/m ²)=	131.057	94.515	176.235	200.47
FS=	3	3	3	3
q _{adm} (T/m ²)=	43.686	31.505	58.745	66.822
Q _{adm} (T)=	519.714	331.328	617.802	443.476

5.12 ETAPAS DE EXCAVACIÓN

Confirmadas las condiciones geotécnicas y estructurales del sistema de retención dentro de los valores permisibles conforme a las cargas de diseño, se deberá verificar la variación de la tensión en cada nivel de anclaje, así como la estabilidad para cada etapa de excavación, en consecuencia, el cambio de la fuerza cortante y momento flexionante que sufre el muro a lo largo de su sección. Tener la certeza a lo anterior garantizará la estabilidad del sistema durante su construcción.

Los cuatro niveles de anclaje representan las excavaciones necesarias para culminar la construcción del sistema de retención, en los incisos anteriores para conocer las condiciones finales de diseño se trató con la última etapa de excavación, por tanto, en este apartado se evaluará solamente la variación de la envolvente de presión y, por ende, la distribución de fuerza cortante y momento flexionante para las tres etapas anteriores.

Al igual que en la última etapa, se considera una sobreexcavación de 50 cm por debajo del nivel de anclaje y solamente las presiones actuantes positivas participan en la determinación de la presión constante p_d en la envolvente de diseño.

Tabla 5.18 Presiones actuantes y resistentes sobre el sistema de retención, para la primera etapa de excavación.

Z ancla (m)	L muro (m)	Sobreexc (m)	H etapa 1 (m)	0.25H (m)
3	13	0.5	3.5	0.875

Empuje pasivo primera etapa.

Estrato (#)	De (m)	A (m)	ΔZ (m)	γm (T/m ³)	c (T/m ²)	$N\varphi$ (--)	σ_o (T/m ²)	P_p (T/m ²)	
1	3.50	4.00	0.5	1.85	1.40	3.188	0.93	7.949	11.897
2	4.00	7.00	3	1.78	3.92	1.729	6.27	21.132	30.035
3	7.00	9.00	2	1.49	7.30	1.729	9.25	35.188	30.529
4	9.00	13.00	4	1.79	4.41	1.965	16.41	44.602	0.000

Empuje activo primera etapa.

Estrato (#)	De (m)	A (m)	ΔZ (m)	p_p+q (T/m ²)		E_{aR} (T/m ²)
1	0	4	4	0.840	-1.514	1.471
2	4	7	3	1.803	-3.345	
3	7	9	2	-1.515	2.148	
4	9	12	3	4.956	4.956	
4'	12	13	1	5.879	1.418	

$E'a$ (T/m ²)=	1.618
p_d (T/m ²)=	0.528

Fuerza de tensión requerida.

Nivel (#)	Z ancla (m)	\underline{a} (m ²)	S_x (m ²)	\underline{Y} (m ²)	P_{bloque} (T)	M_1 (T·m)	T_{sup} (T)	T_{inf} (T)	T_Y (T)	T (T)	T_Z (T)
1	3	1.377	4	0.973	5.51	5.359	5.508	3.134	8.642	8.776	1.501
		0.337	4	--	1.35	--					

Presión pasiva requerida p_p para el equilibrio en el empotre.

E_a (T/m)	Y_a (m)	m_{pc} (T·m)	Y_p (m)	E'_p (T/m)	E_p (T/m)	FS (--)	p_p (T/m)
18.259	7.61	9.886	6.296	20.487	267.016	13.03	2.157

En base a los resultados de las Tablas 5.18, 5.19 y 5.20, las figuras subsecuentes exhiben las presiones actuantes y resistentes, que darán lugar al diagrama de cortante y momento flexionante, reacciones y deflexión en el muro.

Debido a las propiedades mecánicas del suelo, la presión pasiva en las etapas de excavación refleja valores mayores respecto a la presión activa, por consiguiente, en los gráficos siguientes se optó por reducir dicha presión 5 veces, con la finalidad de tener una mejor apreciación.

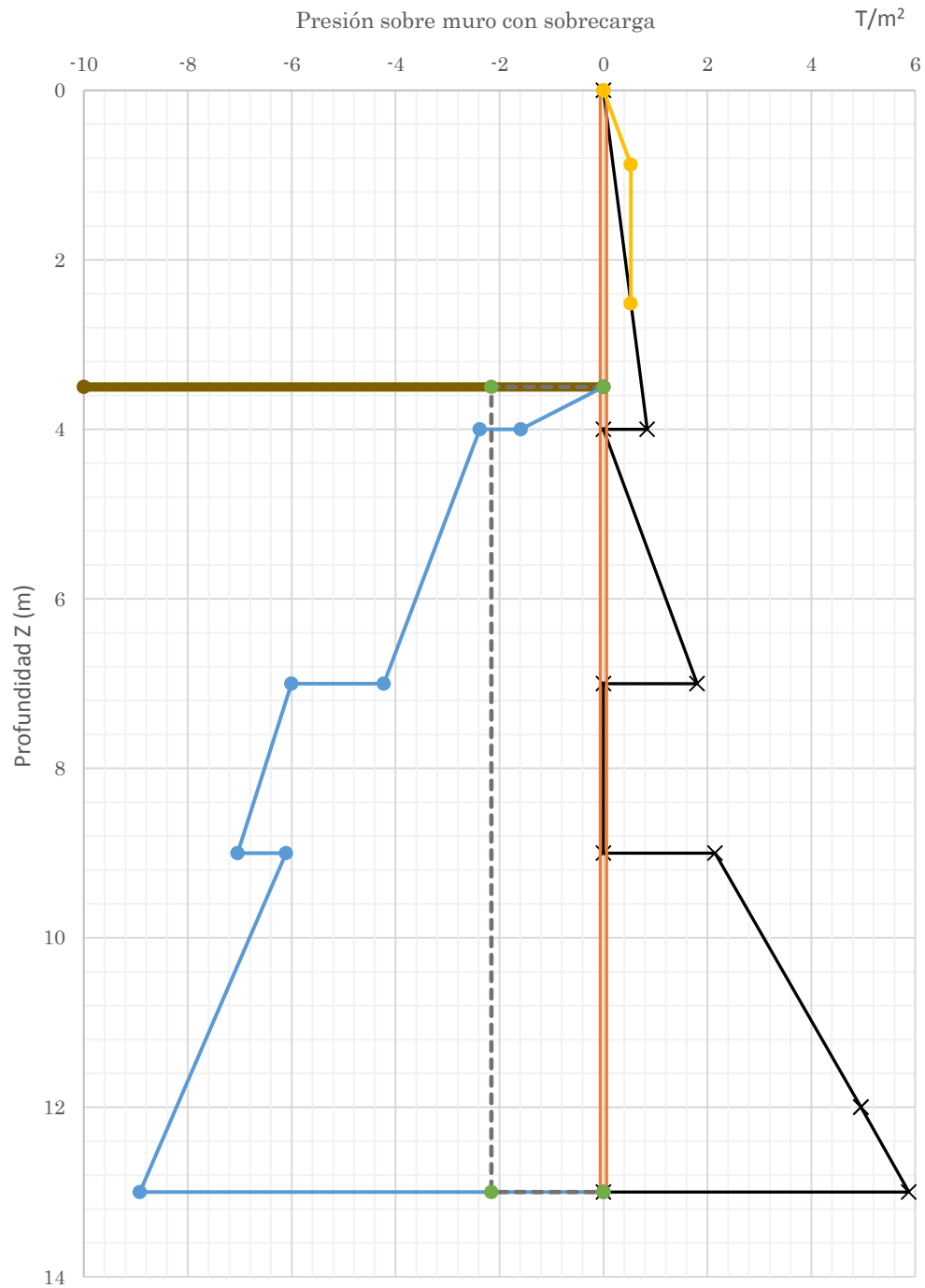


Fig. 5.16 Distribución de presiones para la primera etapa de excavación.

Tabla 5.19 Presiones actuantes y resistentes sobre el sistema de retención, para la segunda etapa de excavación.

Z ancla (m)	L muro (m)	Sobreexc (m)	H etapa 2 (m)	0.25H (m)
5.7	13	0.5	6.2	1.55

Empuje pasivo segunda etapa

Estrato (#)	De (m)	A (m)	ΔZ (m)	γ_m (T/m ³)	c (T/m ²)	$N\varphi$ (-)	σ_o (T/m ²)	p_p (T/m ²)	
2	6.20	7.00	0.8	1.78	3.92	1.729	1.42	12.760	21.663
3	7.00	9.00	2	1.49	7.30	1.729	4.40	26.816	21.014
4	9.00	13.00	4	1.79	4.41	1.965	11.56	35.087	0.000

Empuje activo segunda etapa

Estrato (#)	De (m)	A (m)	ΔZ (m)	p_p+q (T/m ²)		E_{aR} (T/m ²)
1	0	4	4	0.840	-1.514	1.681
2	4	7	3	1.803	-3.345	-0.654
3	7	9	2	-1.515	2.148	
4	9	12	3	4.956	4.956	
4'	12	13	1	5.879	1.418	

E'_a (T/m ²)=	1.849
p_d (T/m ²)=	0.341

Fuerza de tensión requerida

Nivel (#)	Z ancla (m)	a (m ²)	S _x (m ²)	Y (m ²)	P bloque (T)	M ₁ (T-m)	T _{sup} (T)	T _{inf} (T)	T _Y (T)	T (T)	T _Z (T)
1	3	0.958	4	1.012	3.832	3.878	3.832	4.233	8.065	8.189	1.400
		0.735	4	--	2.940	--					
2	5.7	0.061	4	--	0.244	--	-1.049	1.284	0.235	0.239	0.041
		0.321	4	--	1.284	--					

Presión pasiva requerida p_p para el equilibrio en el empotre.

E_a (T/m)	Y_a (m)	m_{pc} (T-m)	Y_p (m)	E'_p (T/m)	E_p (T/m)	FS (-)	p_p (T/m)
17.524	5.20	9.886	6.296	12.911	267.016	20.68	1.899

En la Fig. 5.17 se observa que no hay un incremento de presión a una distancia de 0.25H (línea amarilla), esto debido a las presiones negativas que otorga la parte cohesiva del suelo, de tal forma, se usa la presión activa de Rankine para determinar los elementos mecánicos en el muro para esta etapa de excavación.

Por otro lado, el empuje pasivo E_p que se desarrolla por debajo del nivel de corte se ve beneficiado por la parte cohesiva y es capaz de resistir 20 veces la presión requerida por el sistema, por tal motivo, la distribución uniforme de presión pasiva p_p disminuye respecto a la primera etapa.

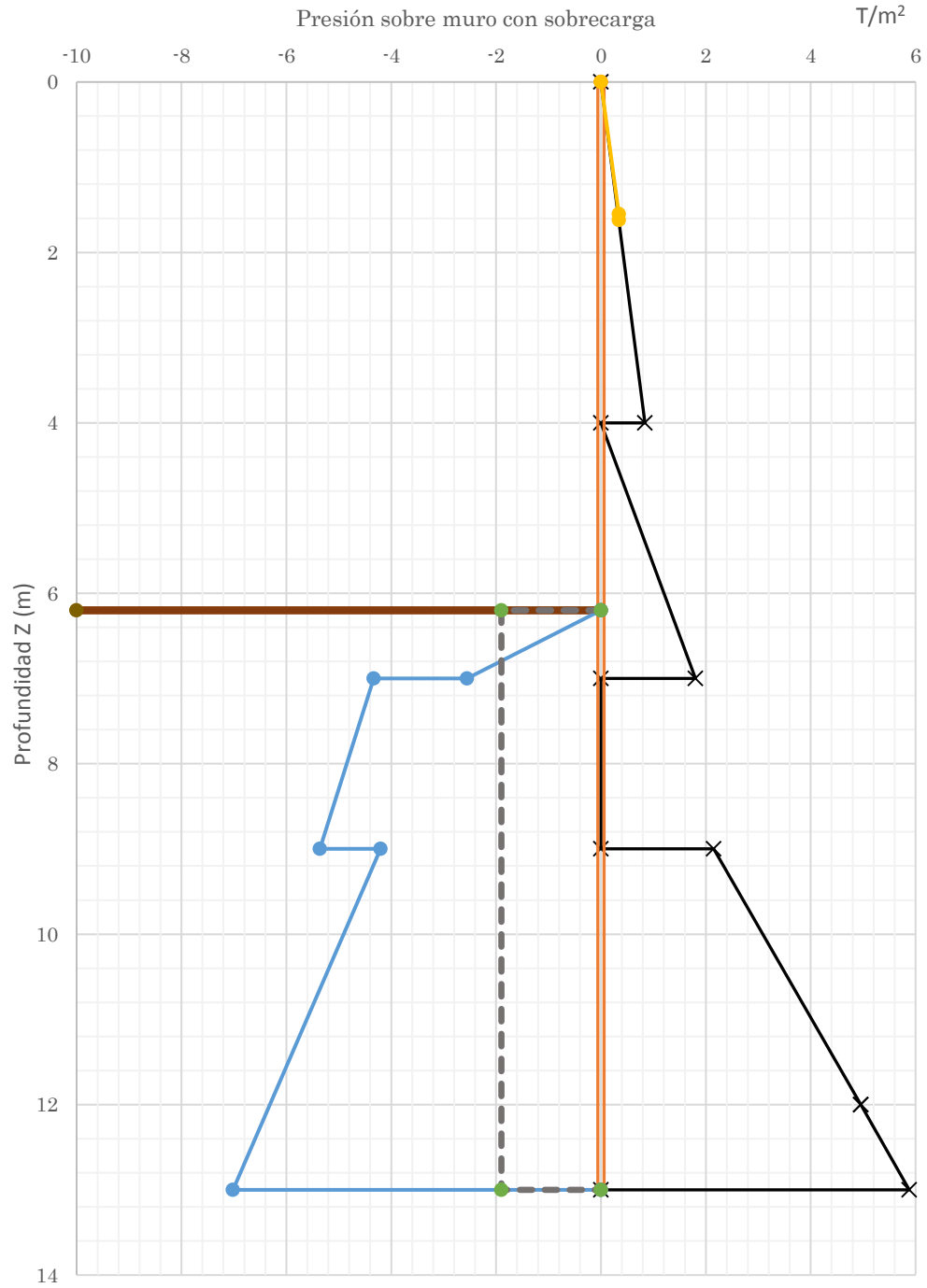


Fig. 5.17 Distribución de presiones para la segunda etapa de excavación.

Tabla 5.20 Presiones actuantes y resistentes sobre el sistema de retención, para la tercera etapa de excavación.

Z ancla (m)	L muro (m)	Sobre _{exc} (m)	H etapa 2 (m)	0.25H (m)
8.3	13	0.5	8.8	2.2

Empuje pasivo segunda etapa

Estrato (#)	De (m)	A (m)	ΔZ (m)	γm (T/m ³)	c (T/m ²)	$N\varphi$ (-)	σ_o (T/m ²)	p_p (T/m ²)
3	8.80	9.00	0.2	1.49	7.30	1.729	0.30	19.715
4	9.00	13.00	4	1.79	4.41	1.965	7.46	27.017

Empuje activo segunda etapa

Estrato (#)	De (m)	A (m)	ΔZ (m)	p_p+q (T/m ²)	E_{aR} (T/m ²)
1	0	4	4	0.840	-1.514
2	4	7	3	1.803	-3.345
3	7	9	2	-1.515	2.148
4	9	12	3	4.956	4.956
4'	12	13	1	5.879	1.418

$E'a$ (T/m²)= 2.327
 p_d (T/m²)= 0.302

Fuerza de tensión requerida.

Nivel --	Z ancla m	\underline{a} m ²	S_x m ²	\underline{Y} m ²	P bloque ton	M_1 ton.m	T_{sup} ton	T_{inf} ton	T_y ton	T ton	T_z ton
1	3	0.945	4	1.000	3.780	3.780	3.780	4.200	7.980	8.103	1.386
		0.735	4	--	2.940	--					
2	5.7	0.061	4	--	0.244	--	-1.016	5.640	4.624	4.695	0.803
		1.410	4	--	5.640	--					
3	8.3	0.000	4	--	0.000	--					

Presión pasiva requerida p_p para el equilibrio en el empotre.

E_a (T/m)	Y_a (m)	m_{pc} (T·m)	Y_p (m)	E'_p (T/m)	E_p (T/m)	FS (-)	p_p (T/m)
16.074	3.01	9.886	2.879	13.372	81.894	6.12	3.184

Para esta etapa, es evidente por la presión negativa, la nula presencia de tensión en el nivel 3; sin embargo, al continuar excavando la presión actuante aumentará y en algún punto de la excavación requerirá de tensión, por tanto, se propone utilizar un tercio de la fuerza de tensión final para el 3er nivel en esta etapa de excavación.

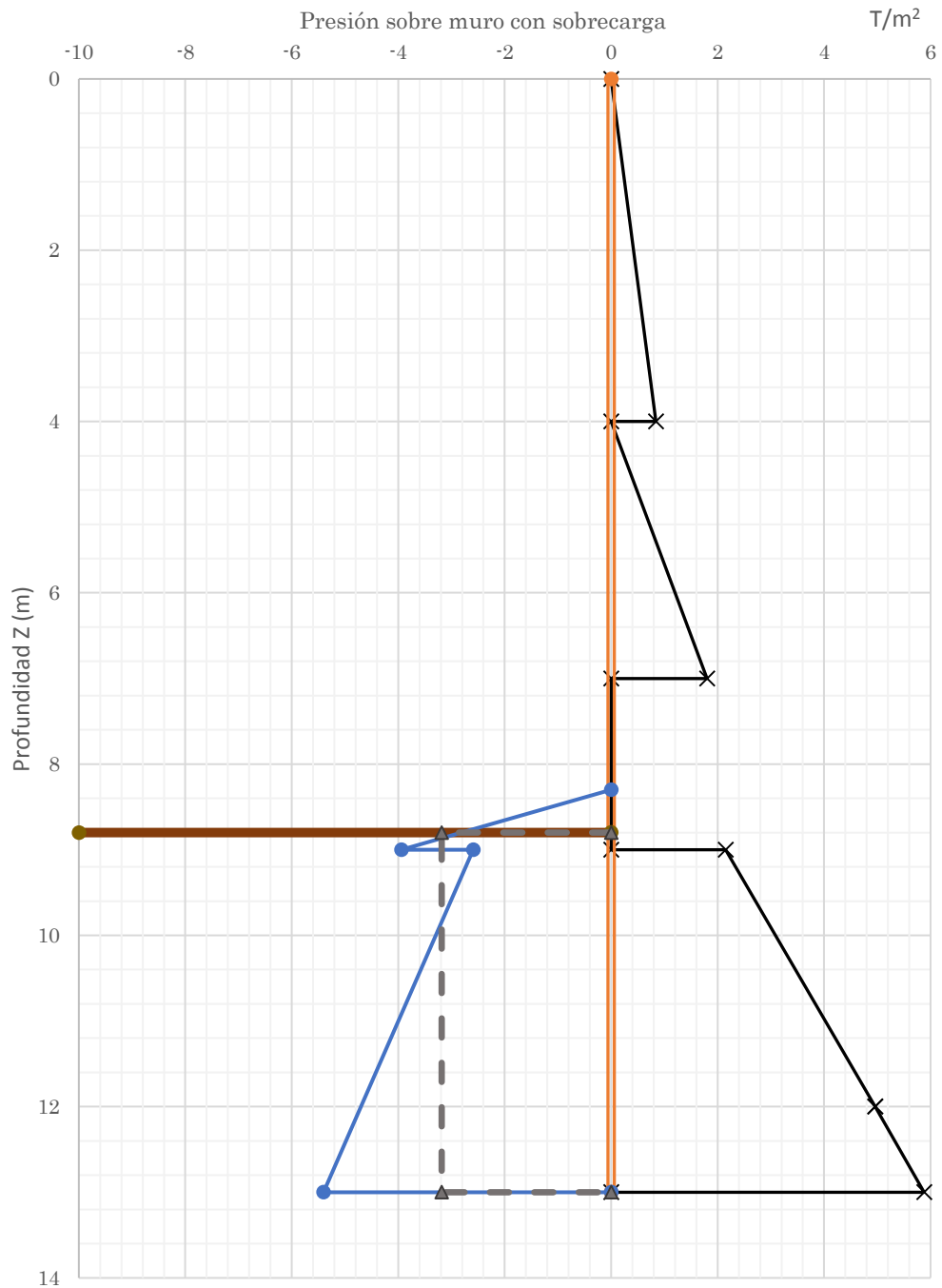


Fig. 5.18 Distribución de presiones para la tercera etapa de excavación.

Tabla 5.21 Resumen de tensiones en cada nivel de anclaje según la etapa de excavación.

Nivel (#)	Etapa 1			Etapa 2			Etapa 3			Etapa 4		
	T _Y (T)	T (T)	T _Z (T)	T _Y (T)	T (T)	T _Z (T)	T _Y (T)	T (T)	T _Z (T)	T _Y (T)	T (T)	T _Z (T)
1	8.642	8.776	1.501	8.065	8.189	1.400	7.980	8.103	1.386	17.893	18.169	3.155
2	--	--	--	0.235	0.239	0.041	4.624	4.695	0.803	11.489	11.667	2.026
3	--	--	--	--	--	--	0.000	0.000	0.000	21.150	21.476	3.729
4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	11.679	11.860	2.059

Finalmente, en la cuarta etapa de excavación se presentan los diagramas mecánicos finales a los que estará sometido el muro; sin embargo, estos pueden cambiar si en algún futuro las anclas son cercenadas para albergar una edificación aledaña; para tal caso, las vigas que sostienen los entrepisos de los sótanos deberán resistir las fuerzas de flexocompresión, pero ahora obtenidas del coeficiente de tierras en reposo K_0 .

Los elementos mecánicos obtenidos anteriormente en las diferentes etapas de excavación, pueden aumentar o disminuir al considerar la interacción suelo-muro anclado. En los cálculos siguientes se evaluarán tales diagramas considerando la interacción estática del sistema de retención.

5.13 INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

El objeto principal de realizar la interacción estática del sistema de retención es demostrar que la distribución de presión pasiva requerida para cada etapa de excavación no se comporta de forma constante como se muestra en las Fig. 5.16, 5.17 y 5.18, por ende, los elementos mecánicos del muro anclado tendrán variaciones importantes.

Las consideraciones estructurales para la obtención de elementos mecánicos expuestas en el manual *US Army Corps of Engineers 1994*, establece que la solución del muro puede hacerse como un elemento viga, sometida a cargas resistentes y actuantes. Para el caso de muros en voladizo propone la solución con diagrama de cuerpo libre por medio de un apoyo tipo empotrado en la base del muro y para un sistema anclado, apoyo fijo en la base del muro y en los niveles de anclaje Fig. 5.19.

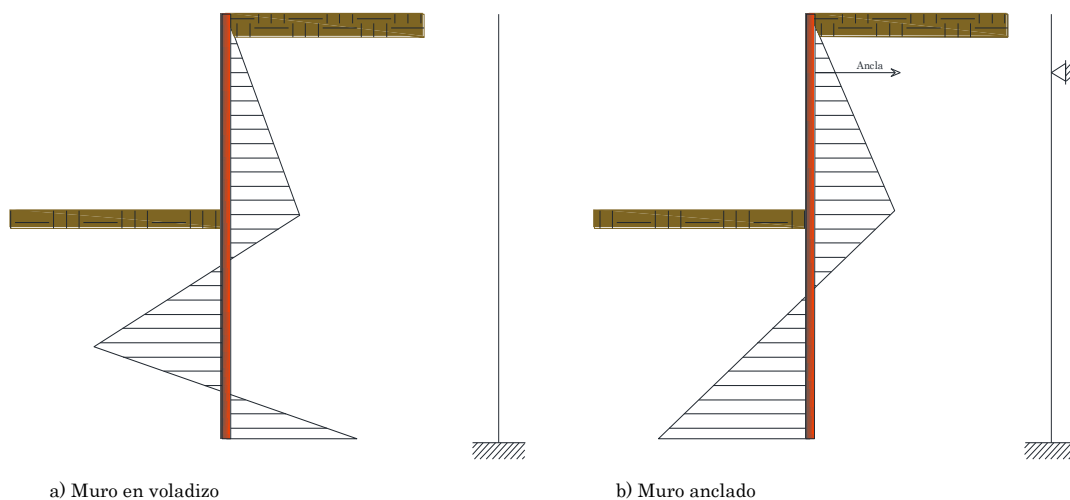


Fig. 5.19 Consideraciones para obtener los elementos mecánicos en un muro de retención con y sin anclas.

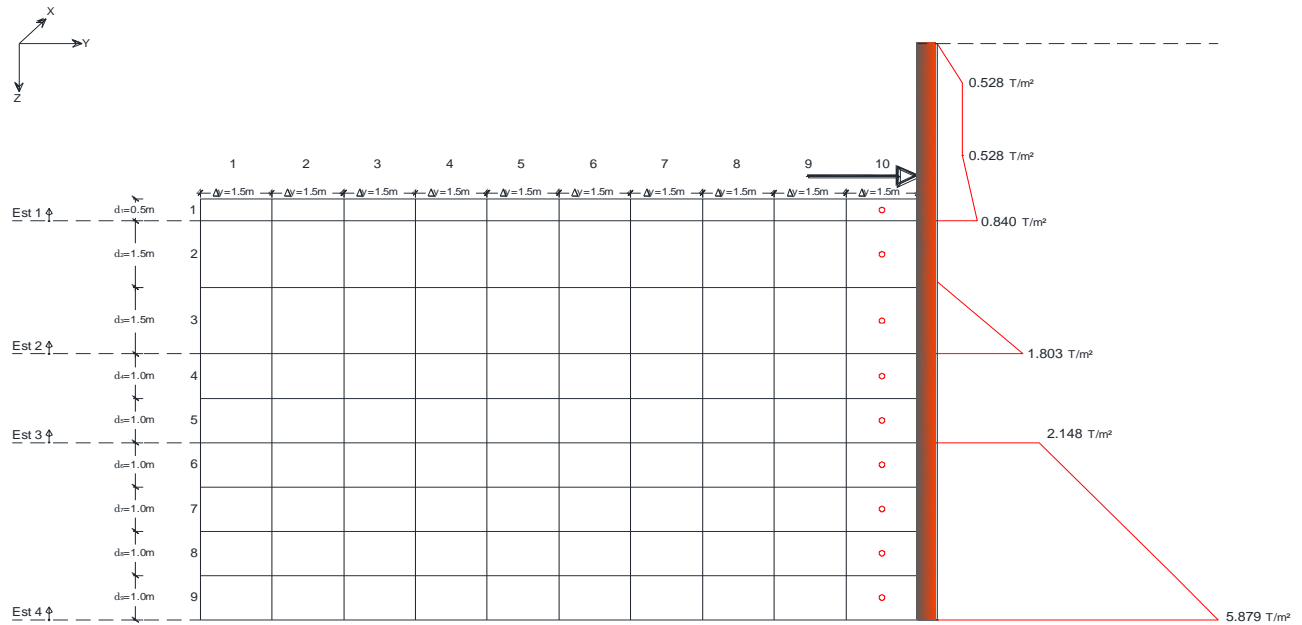
Adaptado: *Army Corps of Engineers*, marzo 1994.

A lo anterior, como se comentó en capítulos anteriores, la presión pasiva requerida para el equilibrio del sistema es menor que la máxima presión pasiva que el suelo almacena, debido principalmente a la capacidad por flexión que proporciona la sección del muro. Utilizar un apoyo fijo en la base del muro restringe el desplazamiento.

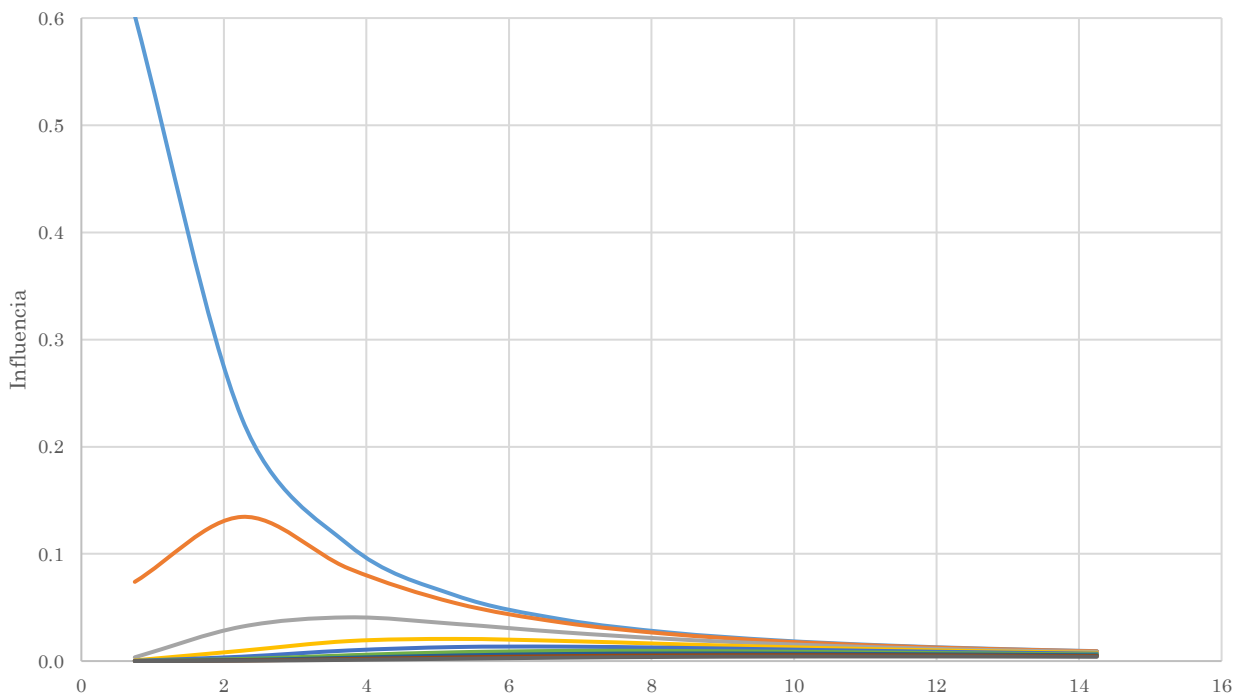
Si bien, las consideraciones del párrafo anterior están del lado de la seguridad, al sustituir apoyos elásticos en los niveles de anclaje, así como la representación de la presión pasiva requerida por el sistema con dichos apoyos, genera un diseño económico más eficiente que, además, representa mejor el fenómeno.

5.13.1 INFLUENCIAS HORIZONTALES EN LAS ETAPAS DE EXCAVACIÓN

El cálculo de las influencias horizontales se realizó conforme al Capítulo 4 del presente trabajo considerando una retícula con 10 dovelas de longitud constante Δy de 1.50 m, que garantiza una buena distribución de esfuerzos (menor a 0.01 con carga unitaria). En el sentido Z, los estratos se dividieron en franjas con un ancho máximo d_i de 1.50 m, Fig. 5.20a, 5.21a, 5.22a y 5.23a.

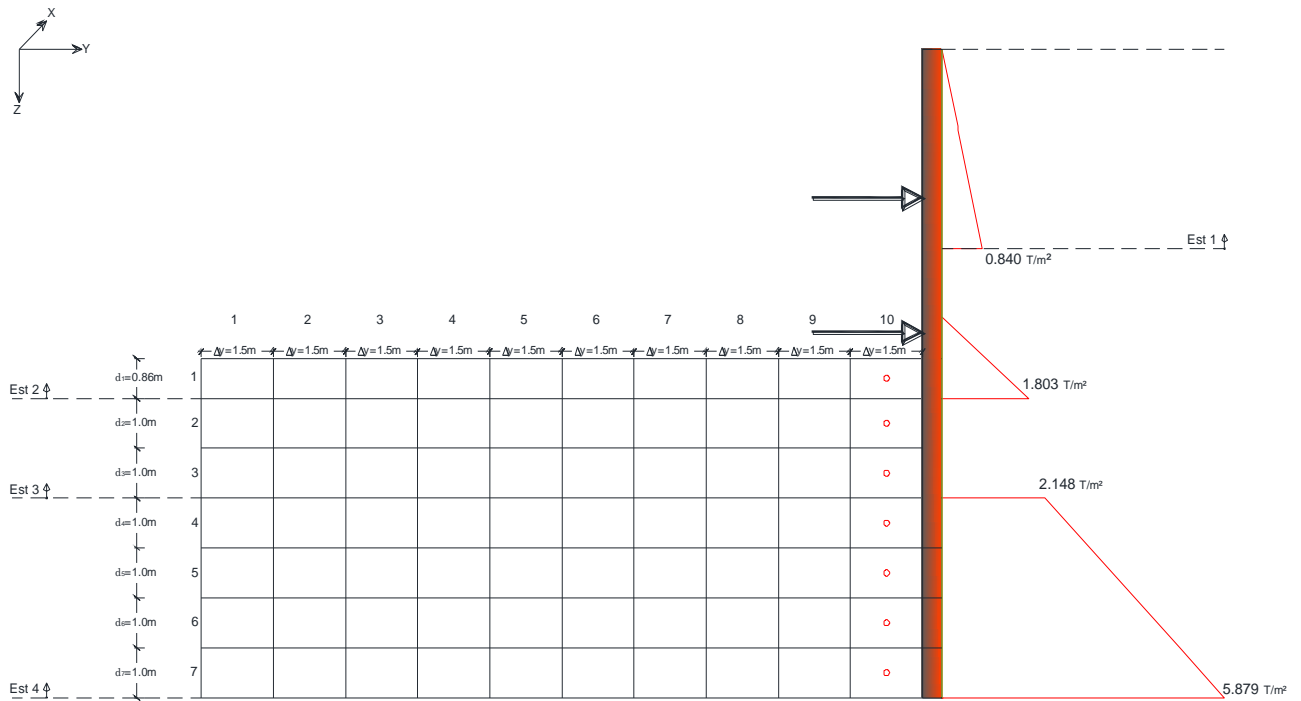


a) Retícula de presión pasiva para el cálculo de influencias.

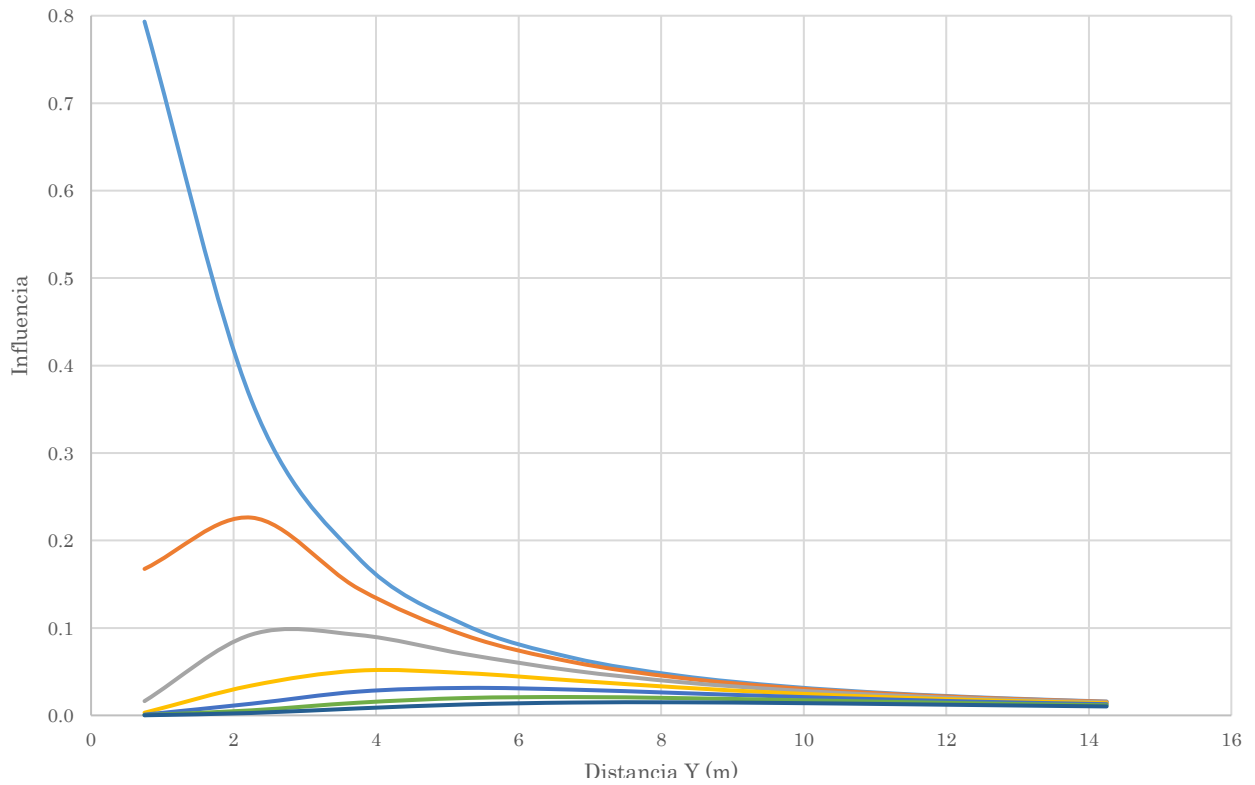


b) Distribución de esfuerzos horizontales a lo largo de la franja j debido a la carga unitaria aplicada en el punto i .

Fig. 5.20 Diagrama y distribución de esfuerzos para la primera etapa de excavación (3.5 m).

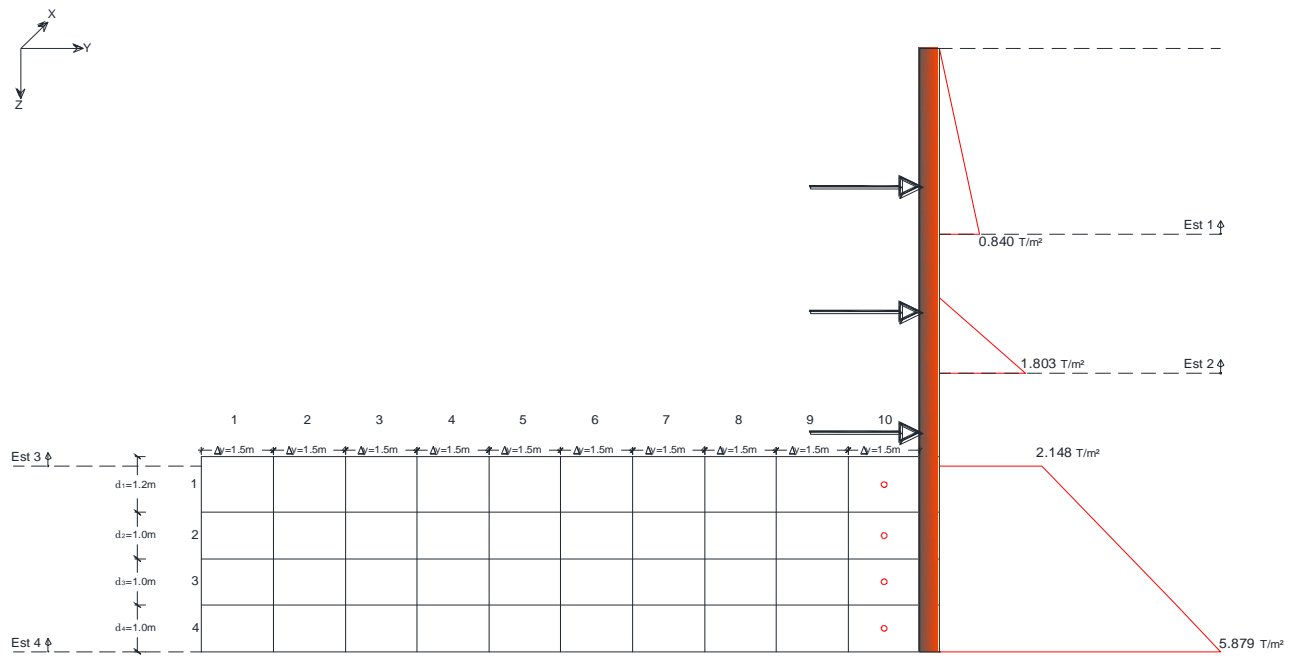


a) Retícula de presión pasiva para el cálculo de influencias.

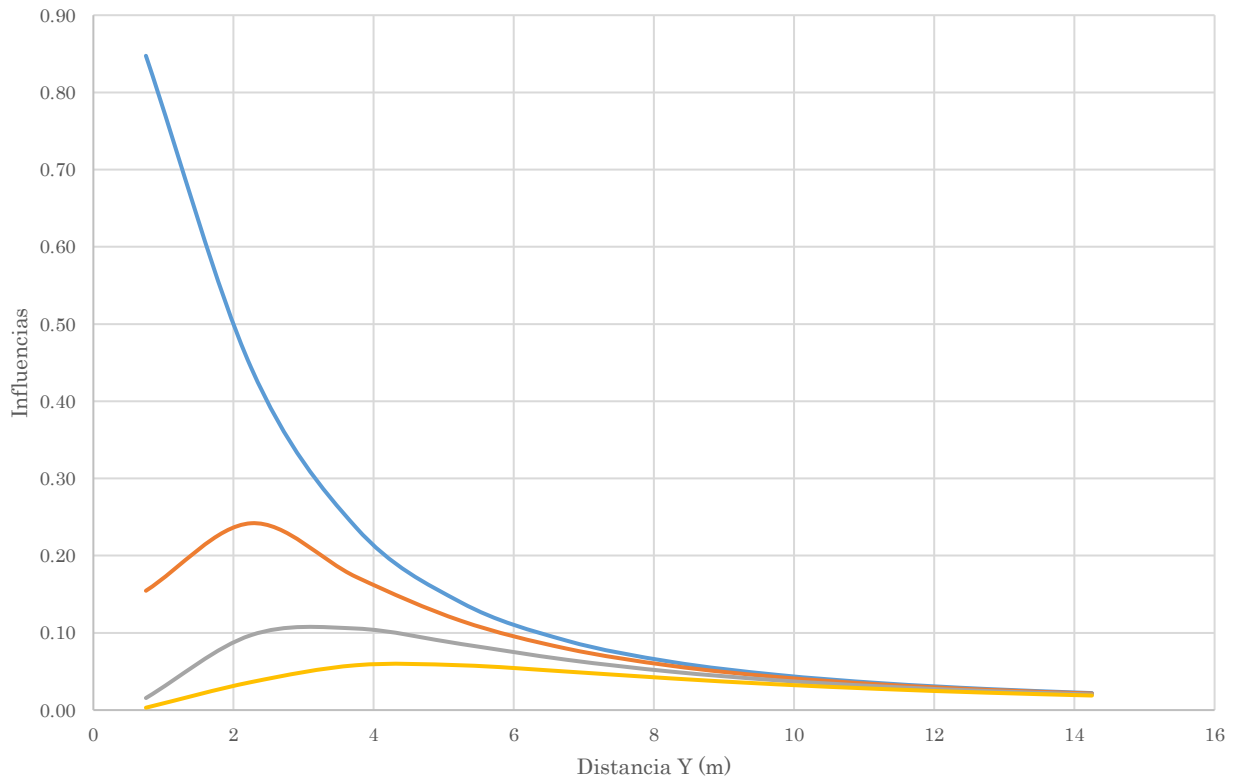


b) Distribución de esfuerzos horizontales a lo largo de la franja j debido a la carga unitaria aplicada en el punto i.

Fig. 5.21 Diagrama y distribución de esfuerzos para la segunda etapa de excavación (6.20 m).

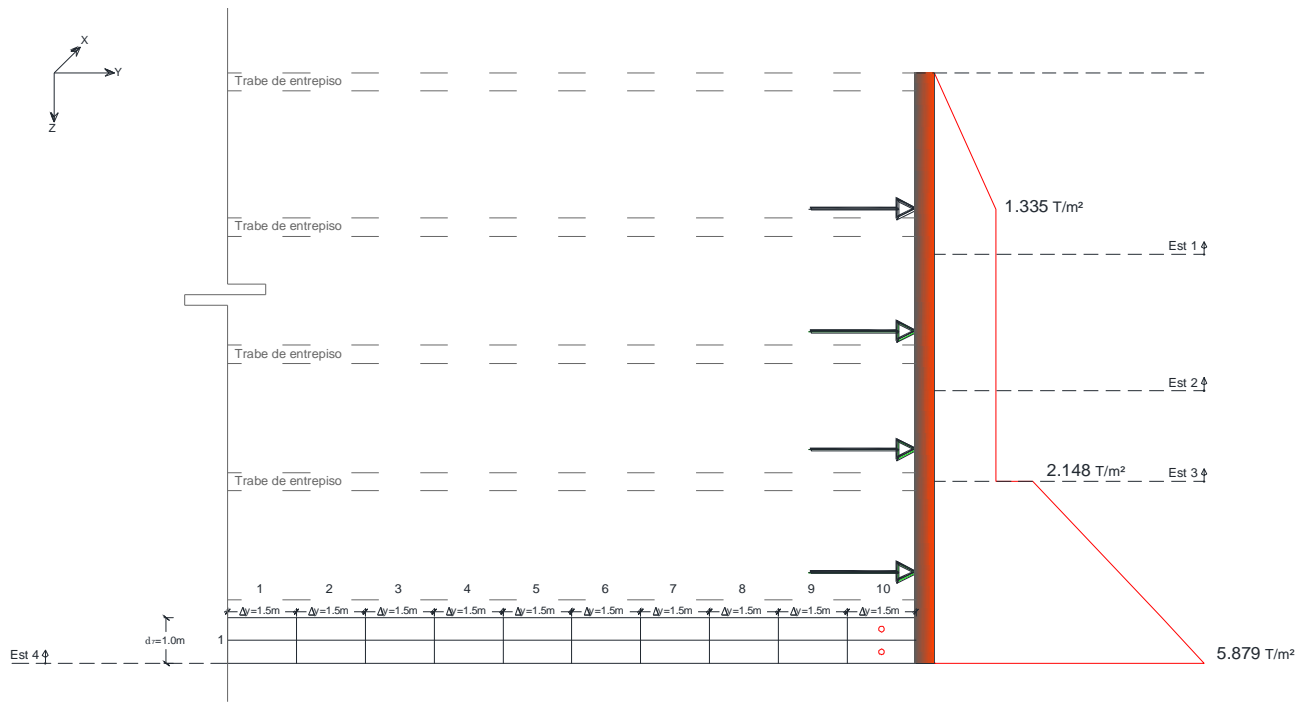


a) Retícula de presión pasiva para el cálculo de influencias.

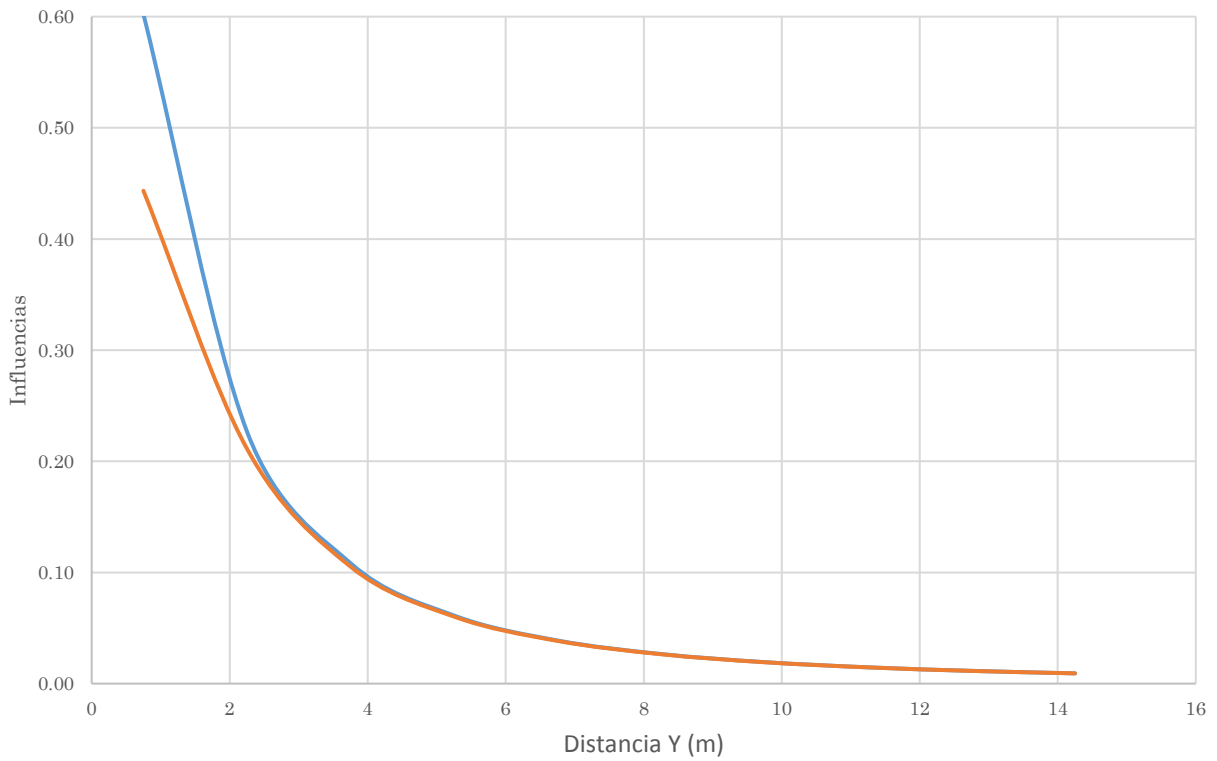


b) Distribución de esfuerzos horizontales a lo largo de la franja j debido a la carga unitaria aplicada en el punto i.

Fig. 5.22 Diagrama y distribución de esfuerzos para la tercera etapa de excavación (8.30 m).



a) Retícula de presión pasiva para el cálculo de influencias.



b) Distribución de esfuerzos horizontales a lo largo de la franja j debido a la carga unitaria aplicada en el punto i.

Fig. 5.23 Diagrama y distribución de esfuerzos para la cuarta etapa de excavación (12.0 m).

Definidas las cuadrículas para cada etapa de excavación se procede al cálculo de las influencias horizontales para el punto j debido a la posición de la carga unitaria en i. En el anexo B se muestra el cálculo para cada punto j debido a i en las 4 etapas de excavación.

En las Fig. 5.20b, 5.21b, 5.22b y 5.23b se observa la distribución de esfuerzos unitarios para el punto j debido a \bar{q}_i , concluyendo, que la disipación de esfuerzo está enteramente ligada al ancho d_i propuesto y a la longitud Y. Para una disipación de carga unitaria del 10% se requiere de 4.5, 6.5, 8 y 6 m en la primera, segunda, tercera y cuarta etapa respectivamente. Aparentemente la tercera etapa debe presentar una mayor deformación ocasionada por el área de esfuerzos; sin embargo, no es necesariamente cierto, debido a que el módulo unitario de deformación horizontal es función del tipo de material y confinamiento.

En la tabla siguiente se observa la matriz de influencia que ocasiona la carga unitaria aplicada en el área tributaria (d_i por B) de la interfaz suelo-muro para cada dovela.

Tabla 5.22 Matriz de influencias debidas \bar{q}_i en cada etapa de excavación.

Matriz de influencias primera etapa de excavación.										
		Carga en el punto i								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Estratos	1	1.11908	1.52403	0.62886	0.25142	0.17754	0.12910	0.09582	0.07222	0.05510
	2	0.46328	1.93323	0.79360	0.28707	0.19677	0.14054	0.10311	0.07710	0.05848
	3	0.20606	0.79360	1.69730	0.51372	0.29740	0.19604	0.13685	0.09899	0.07333
	4	0.12523	0.43441	0.80955	1.22491	0.59714	0.31447	0.20120	0.13795	0.09861
	5	0.08851	0.29693	0.45182	0.59714	1.21009	0.58614	0.30620	0.19494	0.13315
	6	0.06439	0.21177	0.29627	0.31447	0.58614	1.20183	0.57987	0.30141	0.19124
	7	0.04781	0.15525	0.20637	0.20120	0.30620	0.57987	1.19703	0.57617	0.29853
	8	0.03604	0.11602	0.14911	0.13795	0.19494	0.30141	0.57617	1.19416	0.57392
	9	0.02751	0.08797	0.11039	0.09861	0.13315	0.19124	0.29853	0.57392	1.19239

Matriz de influencias segunda etapa de excavación.								
		Carga en el punto i						
		1	2	3	4	5	6	7
Estratos	1	1.64202	0.97211	0.51928	0.33249	0.22743	0.16196	0.11846
	2	0.82516	1.40869	0.71488	0.39440	0.25756	0.17871	0.12864
	3	0.44515	0.71488	1.29003	0.64250	0.34697	0.22497	0.15560
	4	0.28543	0.39440	0.64250	1.24259	0.60991	0.32386	0.20821
	5	0.19535	0.25756	0.34697	0.60991	1.21948	0.59314	0.31148
	6	0.13915	0.17871	0.22497	0.32386	0.59314	1.20711	0.58389
	7	0.10179	0.12864	0.15560	0.20821	0.31148	0.58389	1.20012

Matriz de influencias tercera etapa de excavación.					
		Carga en el punto i			
		1	2	3	4
Estrato	1	1.94879	0.77394	0.44205	0.28944
	2	0.94507	1.34588	0.67803	0.37089
	3	0.53287	0.67803	1.26652	0.62664
	4	0.34826	0.37089	0.62664	1.23149

Matriz de influencias cuarta etapa de excavación.			
		Carga en el punto i	
		1	2
Estrato	1	1.11908	0.93971
	2	0.93971	0.93157

El sentido físico que expresan las matrices es la disipación de esfuerzo con la longitud, para el caso de la etapa 1; la columna 1 representa la disipación de esfuerzo que se aplica en la coordenada (1,10) de la Fig.5. 20a. La columna 2 de nuevo representa la disipación de esfuerzo, pero ahora debido a la aplicación en la coordenada (2,10), y de forma análoga, hasta terminar con todas las franjas de ancho d_i (λ).

Al ir cambiando de posición la carga unitaria se forma en la matriz una diagonal con los valores más altos de esfuerzo; los valores bajos se observan en los extremos de dicha matriz. Para las etapas de excavación subsecuente presentan el mismo comportamiento.

5.13.2 MÓDULO DE DEFORMACIÓN UNITARIA

Para conocer los desplazamientos horizontales en cada estrato efecto del incremento de esfuerzos, es necesario determinar el módulo horizontal de deformación unitaria (M_h) expuesto en el Capítulo 4. Las pruebas de laboratorio con las que cuenta este caso de estudio no contemplan curvas esfuerzo-deformación para el sentido horizontal.

Según se planteó en el capítulo anterior, si un área cargada es más grande que el espesor de los estratos deformables, se puede considerar un confinamiento lateral que conlleva a una deformación volumétrica, donde las deformaciones unitarias lineales $\delta \varepsilon_z = \delta \varepsilon_x = 0$, por tanto, $\delta \varepsilon_y = \varepsilon_{vol}$.

Las presiones que deberá soportar el suelo bajo el nivel de corte se pueden considerar como transitorias o de corto plazo para la primera, segunda y tercera etapa de excavación, en cambio, la carga en la cuarta etapa es transitoria, hasta el momento en que se termina de construir la subestructura. Posterior a ello, la carga será permanente y el empuje deberá ser analizada bajo un coeficiente de presión de tierra en reposo.

Dada la naturaleza poco deformable del depósito y la nula existencia de nivel freático, el comportamiento esfuerzo deformación se considera como elastoplástico, por tanto, las pruebas triaxiales (UU) para la determinación del M_{vol} resultan satisfactorias.

Según la Ec.4.19 el M_{vol} (igual al m_v de la Teoría de Consolidación Unidimensional) se puede relacionar con el M_z y el coeficiente de Poisson ν en cada estrato. El M_z es el valor de la pendiente de la recta que va del origen hasta el punto correspondiente al 50% de esfuerzo de falla (3% de deformación en prueba triaxial), para cada una de las muestras y confinamientos inducidos en laboratorio.

El las Fig. 5.24, 5.25, 5.26 y 5.27 se observan las rectas que representan los módulos secantes según el nivel de confinamiento en el laboratorio, dichos valores se reflejan en la Tabla 5.23. Conocidos los M_z y clasificación del material de ensaye se construyeron las curvas de comportamiento para cada probeta (Fig. 5.28 y 5.29).

Como ya se mencionó, el estrato uno está formado por gravas empacadas en una matriz areno-limosa, siendo esta última la generadora de las principales deformaciones en el estrato; sin embargo, no se tienen pruebas de esfuerzo-deformación. Por tal motivo, se toman los valores estadísticos ($c= 0.00146$ y $n= 0.492$) propuestos por el Dr. Zeevaert 1998, para una arena fina y media poco limosa.

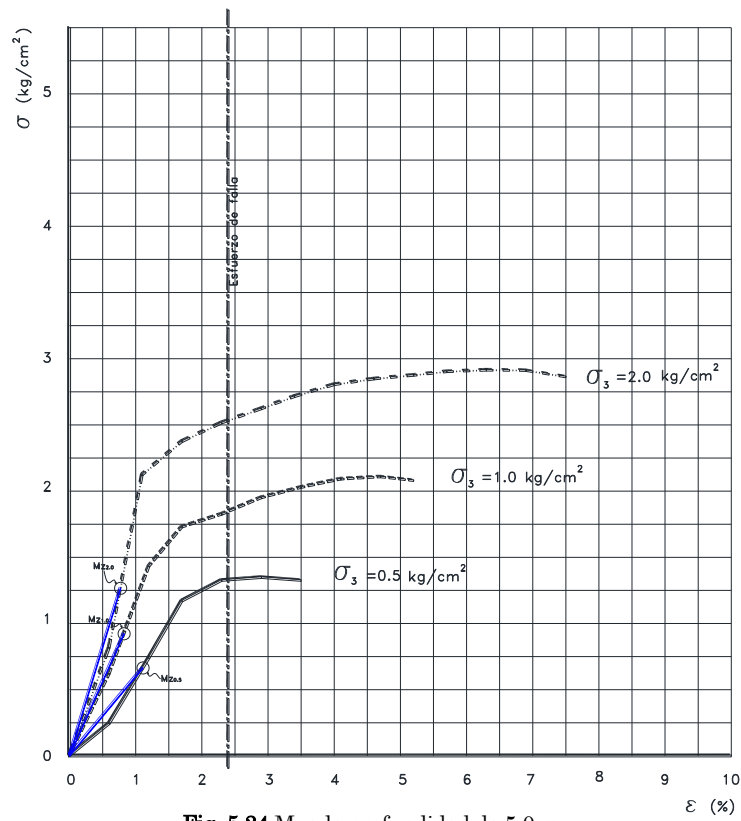


Fig. 5.24 M_z a la profundidad de 5.0 m.

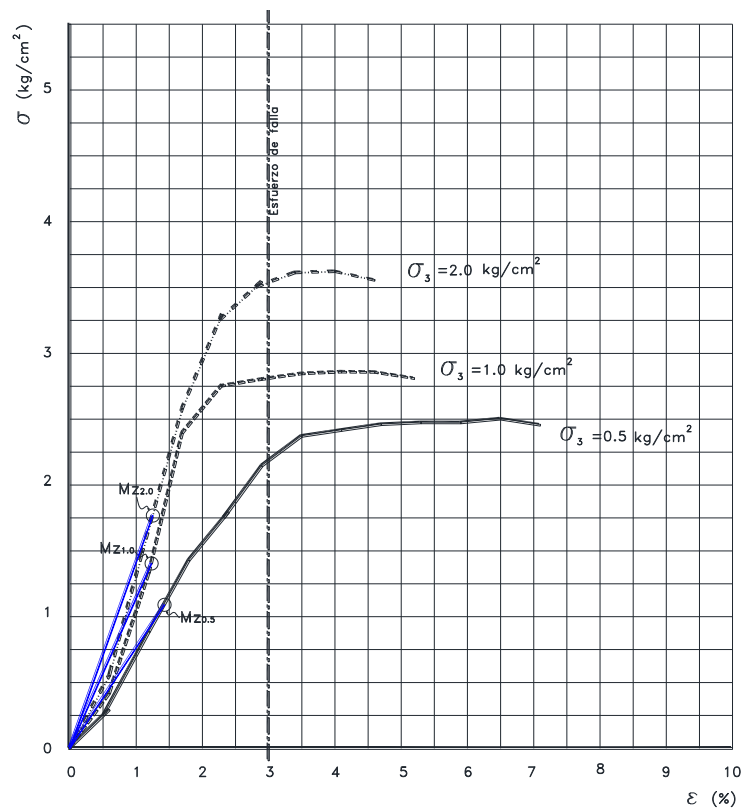


Fig. 5.25 M_z a la profundidad de 8.43 m.

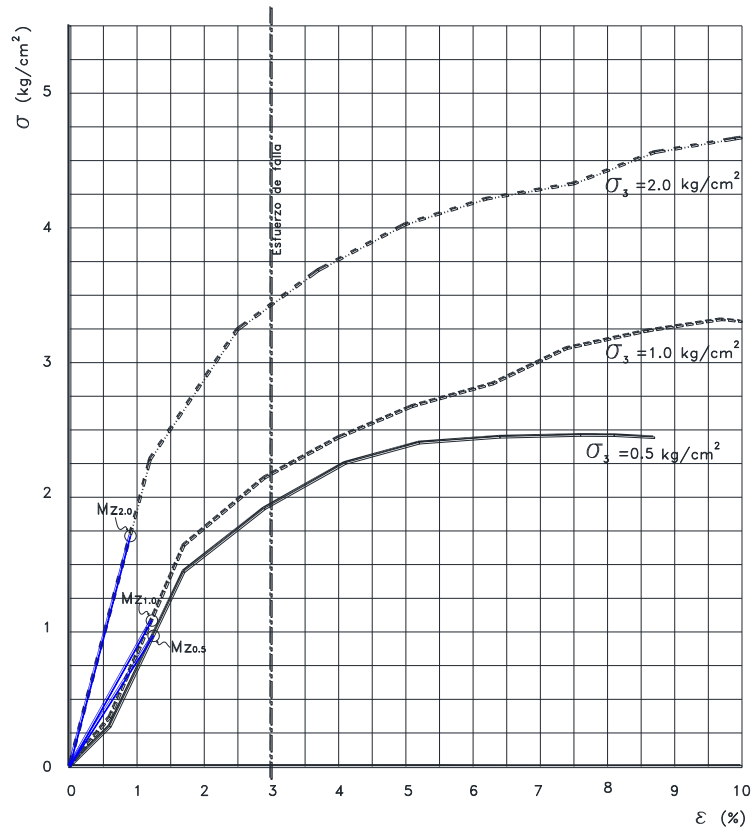


Fig. 5.26 M_z a la profundidad de 10.83 m.

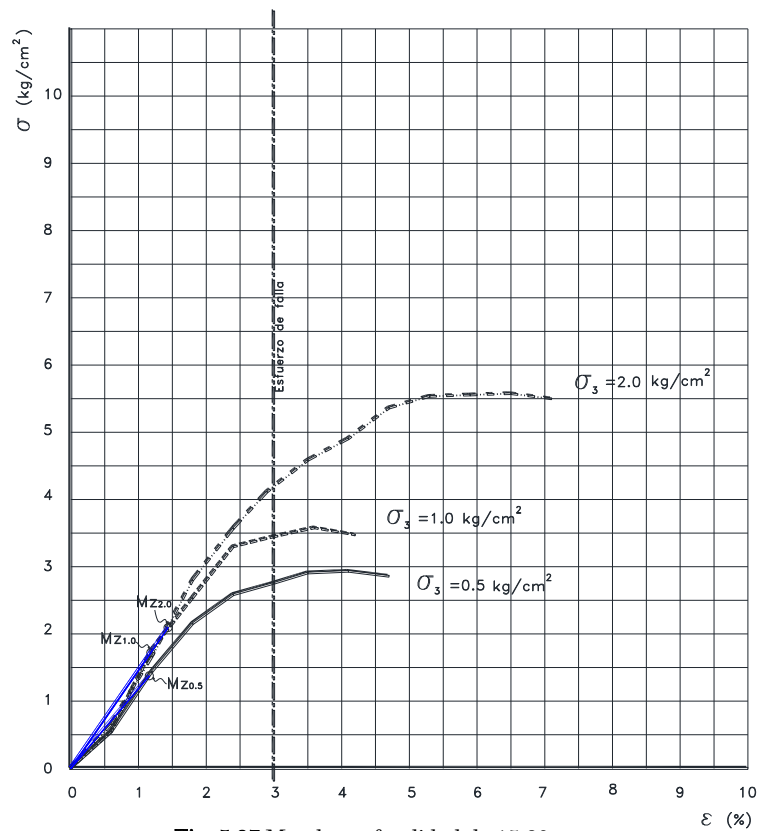


Fig. 5.27 M_z a la profundidad de 15.80 m.

Tabla 5.23 Valores de M_z según el confinamiento de laboratorio.

Estrato (-)	ε permitida (%)	Prof. media (m)	Material (-)	Comportamiento (-)	σ_1 (Kg/cm ²)	$\sigma_3=\sigma_2$ (Kg/cm ²)	$0.5\sigma_z$ (Kg/cm ²)	0.50ε (%)	M_z (cm ² /Kg)
1	3	2.00	Grava bien graduada (GW) Arena limosa (SM)	Potencial	No se cuentan con pruebas				
2	2.40	5.00	Arena limosa con arcilla (SM-SC)	Potencial	1.329	0.5	0.6645	0.01111	0.0167
					1.845	1	0.9225	0.00824	0.0089
					2.532	2	1.266	0.00772	0.0061
3	3.00	8.43	Limo de baja plasticidad (ML)	Exponencial	2.181	0.50	1.0905	0.01428	0.0131
					2.808	1.00	1.404	0.01233	0.0088
					3.536	2.00	1.768	0.01253	0.0071
4	3.00	10.83	Arena arcillosa (SC)	Potencial	1.942	0.50	0.971	0.01246	0.0128
					2.338	1.00	1.169	0.01221	0.0104
					3.425	2.00	1.713	0.00902	0.0053
5	3.00	15.80	Arena limosa con arcilla (SM-SC)	Potencial	2.753	0.50	1.377	0.01159	0.0084
					3.444	1.00	1.722	0.01181	0.0069
					4.189	1.50	2.095	0.01436	0.0069

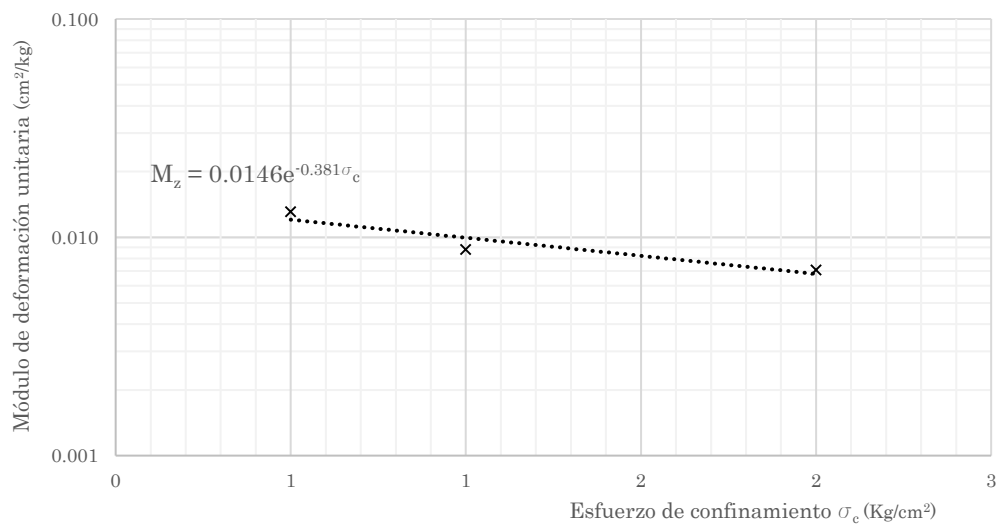
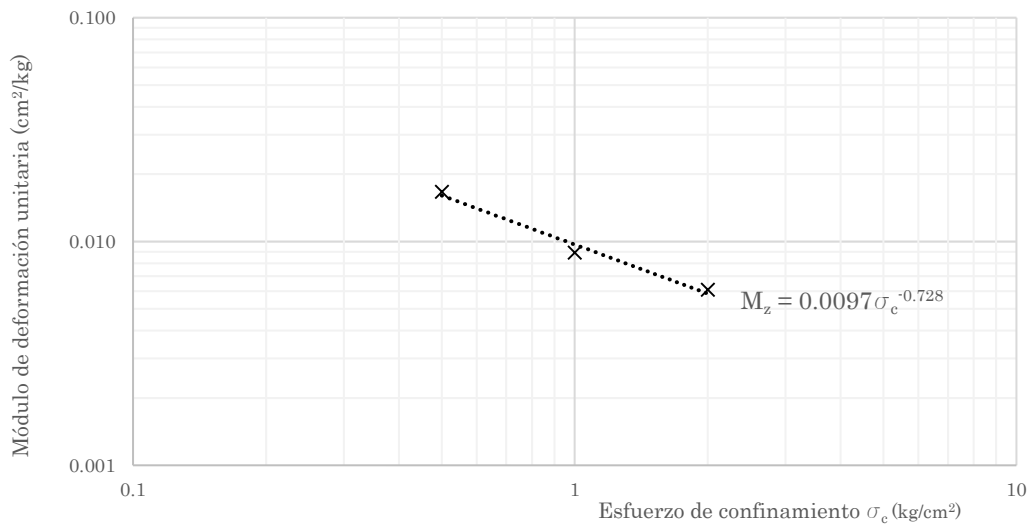


Fig. 5.28 Curvas de comportamiento de M_z para el 2do y 3er estrato, según el confinamiento en laboratorio.

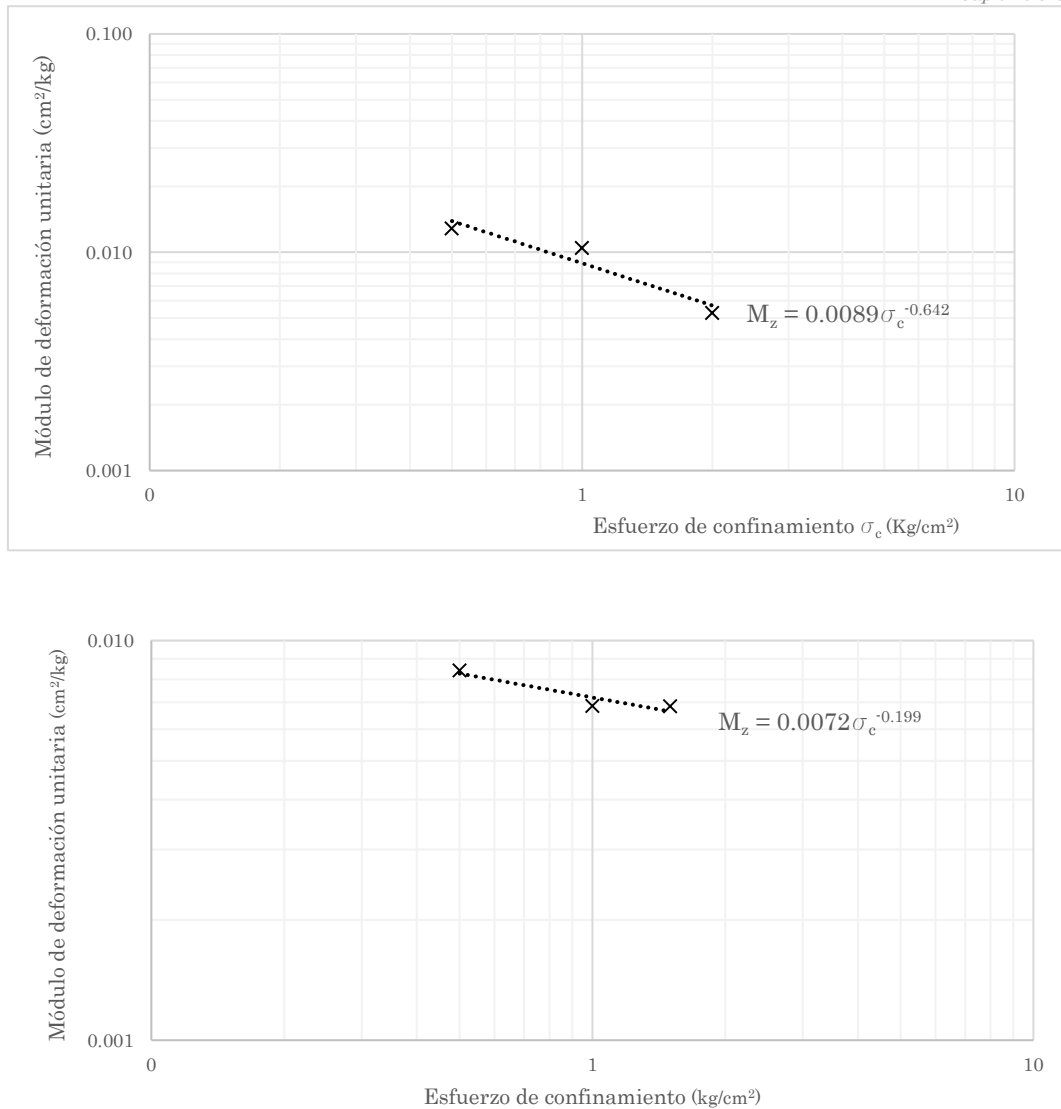


Fig. 5.29 Curvas de comportamiento de M_z para el 4to y 5to estrato, según el confinamiento en laboratorio.

Una vez conocidas las leyes fenomenológicas que representan la variación del M_z para cada probeta ensayada, se determinó el módulo unitario de deformación vertical en cada estrato, Tabla 5.24, así mismo, la representación gráfica de su variación (Fig. 5.29^a), la cual exhibe la mayor deformación para un σ_c en el rango de 7 a 7.5 kg/cm². Por otra parte, la curva presenta disminución del módulo conforme aumenta el confinamiento, esto es evidente, ya que a mayor profundidad los depósitos están más consolidados.

Tabla 5.24 Valores de M_z según el confinamiento en campo.

Estrato (#)	Material (-)	ΔZ (m)	γ_m (T/m ³)	σ_o (T/m ²)	σ_o medio (T/m ²)	φ (°)	K_0 (-)	σ_c (T/m ²)
1	Grava bien graduada con matriz areno-limosa	4	1.53	6.12	3.060	31.5	0.478	1.994
2	Arena limosa con arcilla	3	1.78	11.46	8.790	15.5	0.733	7.224
3	Limo de baja plasticidad	2	1.49	14.44	12.950	15.5	0.733	10.643
4	Arena limosa	4	1.79	21.6	18.020	19.0	0.674	14.109

Estrato (#)	σ_c (T/m ²)	Valores de bibliografía			Pruebas triaxiales			
		Ley fenomenológica	c	n	M_z (cm ² /kg)	c	n	M_z (cm ² /kg)
1	1.994	$M_z = C\sigma_c^{-n}$	0.00146	0.492	0.00323	0.00146	0.492	0.00323
2	7.224	$M_z = C\sigma_c^{-n}$	0.00146	0.492	0.00171	0.00970	0.728	0.01229
3	10.643	$M_z = Ce^{-n\sigma_c}$	0.01690	0.965	0.00605	0.01460	0.381	0.00973
4	14.109	$M_z = C\sigma_c^{-n}$	0.00970	0.900	0.00712	0.00890	0.642	0.00714

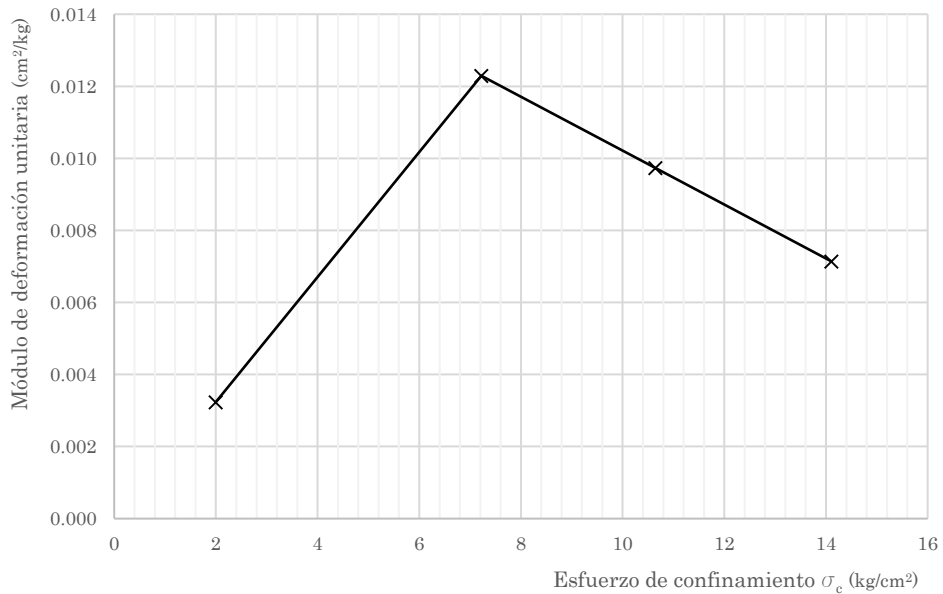


Fig. 5.29a Variación del M_z respecto al σ_c a la profundidad media en cada estrato.

5.13.3 DEFORMACIÓN UNITARIA HORIZONTAL

Como ya se trató, el M_h es función del M_z y de ν , y a su vez el M_z del esfuerzo de confinamiento. Para conocer de forma puntual el M_h en el punto medio de la dovela d_i (λ) Fig. 5.20 a la 5.23, se procedió a calcular los esfuerzos de confinamiento respecto a la superficie, para tal posición, de acuerdo a la etapa de excavación.

Lo que refiere a los valores del coeficiente de Poisson, estos se eligieron conforme al tipo de material y susceptibilidad a la compresibilidad en cada estrato, conforme a valores estadísticos que presenta el Dr. Zeevaert en su publicación de 1983. En las tablas siguientes se observan los valores M_h correspondientes a cada etapa de excavación.

Tabla 5.25 Valores de M_h para cada substrato en la 1ra etapa de excavación.

Estrato (#)	ΔZ (m)	γ_m (T/m ³)	σ_o medio (T/m ²)	φ (°)	K_0 (-)	σ_c (T/m ²)	Ley fenomenológica	c (-)	n (-)	M_z (cm ² /kg)	ν (-)	ν_c (-)	M_h (cm ² /kg)						
1	0.5	1.53	6.806	31.5	0.478	4.435	$M_z = C\sigma_c^{-n}$	0.00146	0.492	0.00218	0.25	0.8333	0.00182						
	1.5	1.78	8.627	15.5	0.733	7.090								0.0097	0.728	0.01246	0.28	0.7822	0.00975
2	1.5	1.78	11.362	15.5	0.733	9.338	$M_z = C\sigma_c^{-n}$	0.0097	0.728	0.01020	0.28	0.7822	0.00798						
	1	1.49	13.444	15.5	0.733	11.049								0.0146	0.381	0.00958	0.27	0.8003	0.00767
3	1	1.49	14.868	15.5	0.733	12.219	$M_z = Ce^{-n\sigma_c}$	0.0146	0.381	0.00917	0.27	0.8003	0.00734						
	1	1.79	16.454	19.0	0.674	12.883								0.0089	0.642	0.00756	0.25	0.8333	0.00630
4	1	1.79	18.281	19.0	0.674	14.313	$M_z = C\sigma_c^{-n}$	0.0089	0.642	0.00707	0.25	0.8333	0.00589						
	1	1.79	20.109	19.0	0.674	15.744								0.0089	0.642	0.00665	0.25	0.8333	0.00554
	1	1.79	21.919	19.0	0.674	17.162								0.0089	0.642	0.00629	0.25	0.8333	0.00524

Tabla 5.26 Valores de M_h para cada substrato en la 2da etapa de excavación.

Estrato (#)	ΔZ (m)	γ_m (T/m ³)	σ_o medio (T/m ²)	φ (°)	K_0 (-)	σ_c (T/m ²)	Ley fenomenológica	c (-)	n (-)	M_z (cm ² /kg)	ν (-)	ν_c (-)	M_h (cm ² /kg)						
2	0.86	1.78	12.000	15.5	0.733	9.862	$M_z = C\sigma_c^{-n}$	0.0097	0.728	0.00980	0.28	0.7822	0.00766						
3	1	1.49	13.444	15.5	0.733	11.049								0.0146	0.381	0.00958	0.27	0.8003	0.00767
	3	1	1.49	14.868	15.5	0.733	12.219	$M_z = Ce^{-n\sigma_c}$	0.0146	0.381	0.00917	0.27	0.8003	0.00734					
1		1.79	16.454	19	0.674	12.883	0.0089								0.642	0.00756	0.25	0.8333	0.00630
4	1	1.79	18.281	19	0.674	14.313	$M_z = C\sigma_c^{-n}$	0.0089	0.642	0.00707	0.25	0.8333	0.00589						
	1	1.79	20.109	19	0.674	15.744								0.0089	0.642	0.00665	0.25	0.8333	0.00554
	1	1.79	21.919	19	0.674	17.162								0.0089	0.642	0.00629	0.25	0.8333	0.00524

Tabla 5.27 Valores de M_h para cada sustrato en la 3ra etapa de excavación.

Estrato (#)	ΔZ (m)	γ_m (T/m ³)	σ_o medio (T/m ²)	φ (°)	K_0 (–)	σ_c (T/m ²)	Ley fenomenológica	c	n	M_z (cm ² /kg)	ν (–)	ν_c (–)	M_h (cm ² /kg)
4	1.2	1.79	16.271	19	0.674	12.739	$M_z = C\sigma_c^{-n}$	0.0089	0.642	0.00762	0.25	0.8333	0.00635
	1	1.79	18.281	19	0.674	14.313		0.0089	0.642	0.00707	0.25	0.8333	0.00589
	1	1.79	20.109	19	0.674	15.744		0.0089	0.642	0.00665	0.25	0.8333	0.00554
	1	1.79	21.919	19	0.674	17.162		0.0089	0.642	0.00629	0.25	0.8333	0.00524

Tabla 5.28 Valores de M_h para cada sustrato en la 4ta etapa de excavación.

Estrato (#)	ΔZ (m)	γ_m (T/m ³)	σ_o medio (T/m ²)	φ (°)	K_0 (–)	σ_c (T/m ²)	Ley fenomenológica	c	n	M_z (cm ² /kg)	ν (–)	ν_c (–)	M_h (cm ² /kg)
4	0.5	1.79	21.472	19	0.674	16.812	$M_z = C\sigma_c^{-n}$	0.0089	0.642	0.00638	0.25	0.8333	0.00531
	0.5	1.79	22.367	19	0.674	17.512		0.0089	0.642	0.00621	0.25	0.8333	0.00518

Después de conocer los M_h en cada etapa y variación de la influencia debido a la carga unitaria, se procede a la construcción del sistema de Ecuaciones Matricial de Asentamiento Horizontal (HEMA) para cada franja de suelo en cada etapa de excavación.

Por tanto, HEMA resulta al multiplicar la matriz de influencias por el coeficiente de deformación volumétrica α_H correspondiente al estrato analizado.

Tabla 5.28a Matriz de desplazamientos unitarios para cada etapa de excavación.

Matriz de desplazamientos unitarios δ_{unit} 1ra etapa.										
Carga en el punto i										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Estratos	1	3.05E-04	4.15E-04	1.71E-04	6.85E-05	4.83E-05	3.51E-05	2.61E-05	1.97E-05	1.50E-05
	2	6.77E-04	2.83E-03	1.16E-03	4.20E-04	2.88E-04	2.05E-04	1.51E-04	1.13E-04	8.55E-05
	3	2.47E-04	9.49E-04	2.03E-03	6.15E-04	3.56E-04	2.35E-04	1.64E-04	1.18E-04	8.77E-05
	4	1.44E-04	5.00E-04	9.31E-04	1.41E-03	6.87E-04	3.62E-04	2.31E-04	1.59E-04	1.13E-04
	5	9.74E-05	3.27E-04	4.97E-04	6.57E-04	1.33E-03	6.45E-04	3.37E-04	2.14E-04	1.47E-04
	6	6.09E-05	2.00E-04	2.80E-04	2.97E-04	5.54E-04	1.14E-03	5.48E-04	2.85E-04	1.81E-04
	7	4.23E-05	1.37E-04	1.82E-04	1.78E-04	2.71E-04	5.12E-04	1.06E-03	5.09E-04	2.64E-04
	8	3.00E-05	9.64E-05	1.24E-04	1.15E-04	1.62E-04	2.51E-04	4.79E-04	9.93E-04	4.77E-04
	9	2.16E-05	6.92E-05	8.68E-05	7.76E-05	1.05E-04	1.50E-04	2.35E-04	4.51E-04	9.38E-04

Matriz de desplazamientos unitarios δ_{unit} 2da etapa.							
Carga en el punto i							
	1	2	3	4	5	6	
Estratos	1	1.89E-03	1.12E-03	5.97E-04	3.82E-04	2.61E-04	1.86E-04
	2	9.49E-04	1.62E-03	8.22E-04	4.54E-04	2.96E-04	2.06E-04
	3	4.90E-04	7.87E-04	1.42E-03	7.07E-04	3.82E-04	2.48E-04
	4	2.70E-04	3.73E-04	6.07E-04	1.17E-03	5.77E-04	3.06E-04
	5	1.73E-04	2.28E-04	3.07E-04	5.39E-04	1.08E-03	5.24E-04
	6	1.16E-04	1.49E-04	1.87E-04	2.69E-04	4.93E-04	1.00E-03
	7	8.01E-05	1.01E-04	1.22E-04	1.64E-04	2.45E-04	4.59E-04

Matriz de desplazamientos unitarios $\hat{\delta}_{unit}$ 3ra etapa.					
				Carga en el punto i	
		1	2	3	4
Estrato	1	1.86E-03	7.37E-04	4.21E-04	2.76E-04
	2	8.35E-04	1.19E-03	5.99E-04	3.28E-04
	3	4.43E-04	5.64E-04	1.05E-03	5.21E-04
	4	2.74E-04	2.92E-04	4.93E-04	9.69E-04

Matriz de desplazamientos unitarios $\hat{\delta}_{unit}$ 4ta etapa.			
		Carga en el punto i	
		1	2
Estrato	1	1.12E+00	9.40E-01
	2	9.40E-01	9.32E-01

5.14 MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO

Como se trató en el Capítulo anterior, para realizar la compatibilidad de fuerza-deformación se requiere conocer las reacciones de la viga cargada para cada etapa de excavación. En este caso de estudio se plantea la compatibilidad para dos casos, el primero para una elongación en las anclas igual a cero y el segundo un desplazamiento de anclas según la Ley de Hooke. Cabe mencionar que solo se considera una deformación en la longitud libre del ancla.

Tabla 5.29 Rigidez K_e del ancla en cada etapa de excavación.

Etapa (#)	Nivel (#)	Ty (T)	Ø torón (in)	# torones (Pza)	A _{total} (m ²)	σ (T/m ²)	E (T/m ²)	ε (-)	L (m)	δ (m)	K _{e1} (T/m)
1	1	8.642	7/16"	2	1.94E-04	4.46E+04	2.004E+07	2.22E-03	9.00	0.02001	431.880
	2	8.065	7/16"	2	1.94E-04	4.16E+04	2.004E+07	2.07E-03	9.00	0.01867	431.880
3	2	0.235	7/16"	1	9.70E-05	2.43E+03	2.004E+07	1.21E-04	7.00	0.00085	277.637
	1	7.980	7/16"	2	1.94E-04	4.11E+04	2.004E+07	2.05E-03	9.00	0.01848	431.880
	2	4.624	7/16"	1	9.70E-05	4.77E+04	2.004E+07	2.38E-03	7.00	0.01665	277.637
4	3	7.050	7/16"	2	1.94E-04	3.63E+04	2.004E+07	1.81E-03	5.00	0.00907	777.384
	1	17.893	7/16"	2	1.94E-04	9.22E+04	2.004E+07	4.60E-03	9.00	0.04143	431.880
	2	11.489	7/16"	1	9.70E-05	1.18E+05	2.004E+07	5.91E-03	7.00	0.04138	277.637
	3	21.150	7/16"	2	1.94E-04	1.09E+05	2.004E+07	5.44E-03	5.00	0.02721	777.384
	4	11.679	7/16"	1	9.70E-05	1.20E+05	2.004E+07	6.01E-03	3.00	0.01803	647.820

La tabla anterior muestra los valores de la rigidez que exhibe el ancla de acuerdo a la tensión aplicada en cada etapa de excavación. Para determinar la sección de torón se utilizó un esfuerzo de trabajo del 0.6F_y, por tanto, el suponer un comportamiento totalmente elástico en el anclaje es válido. A lo anterior se hace evidente que la constante de rigidez para cada nivel en las diferentes etapas de excavación es igual.

Un aspecto de interés en este proyecto de investigación es el saber qué afectación puede tener la distribución de los elementos mecánicos del muro, cuando se restringe a cero el desplazamiento en los apoyos de los niveles de anclaje, contra un desplazamiento en los apoyos restringido por una constante de rigidez K_e .

En los párrafos subsecuentes se describen las variaciones de los elementos mecánicos, constantes de rigidez y deformaciones totales para cada etapa de excavación, contemplando las restricciones en los apoyos de anclaje comentados en el párrafo anterior.

Etapa 1.- El diagrama de cuerpo libre (Fig. 5.30) consta de una distribución de presión activa en T/m² de forma irregular y de nueve apoyos elásticos al centro de las dovelas representadas en la Fig. 5.20, donde se desarrolla la presión pasiva.

El primer análisis se realizó considerando un apoyo fijo en el primer nivel de anclaje y el segundo con un apoyo elástico de rigidez según la Tabla 5.29. Al desconocer los valores de rigidez del suelo se propone un valor de K_s debido a una reacción unitaria en cada dovela.

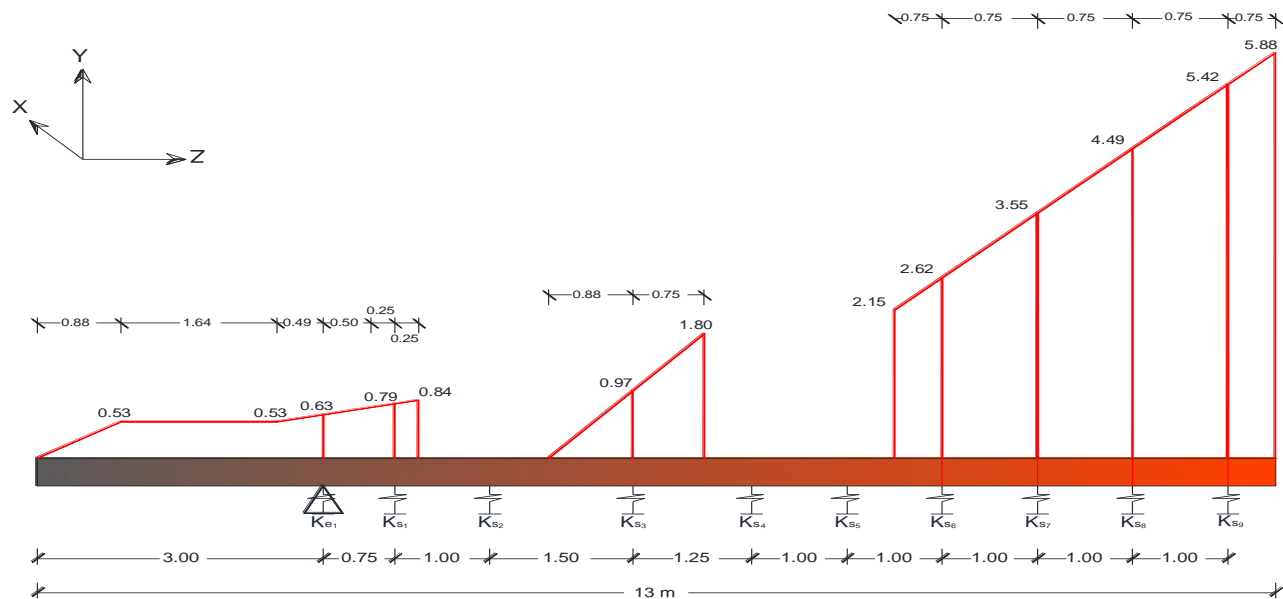


Fig. 5.30 Diagrama de cuerpo libre del elemento viga en la primera etapa de excavación.

Después de realizar las iteraciones con ayuda del *software Sap2000* para las reacciones y HEMA para los desplazamientos, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 5.30 Compatibilidad de fuerza-deformación por medio de la rigidez en la primera etapa de excavación.

Dovela (#)	Sin K_e		Con K_e	
	δ iter11 (mm)	K iter-11 (T/m)	δ iter10 (mm)	K iter-10 (T/m)
d ₁	1.800	5.36	1.576	5972.19
d ₂	1.081	0.507	4.021	1.02E-03
d ₃	1.378	747.20	2.137	102.93
d ₄	1.890	793.72	2.159	398.28
d ₅	2.262	738.25	2.435	529.76
d ₆	2.517	1310.91	2.689	1245.69
d ₇	2.716	1417.57	2.861	1373.70
d ₈	2.800	1521.27	2.899	1466.22
d ₉	2.773	2852.35	2.842	2776.60

En el análisis de compatibilidad sin considerar K_e se realizaron 11 iteraciones a partir de una reacción unitaria, presentando los menores desplazamientos y constantes de rigidez cerca del nivel de anclaje.

También se observa que los requerimientos de presión pasiva aumentan conforme crece la rigidez en cada dovela. En la siguiente figura se muestra en la línea continua el desarrollo de la p_p requerida para el equilibrio del sistema y, en línea discontinua el promedio de la distribución pasiva constante para cada dovela.

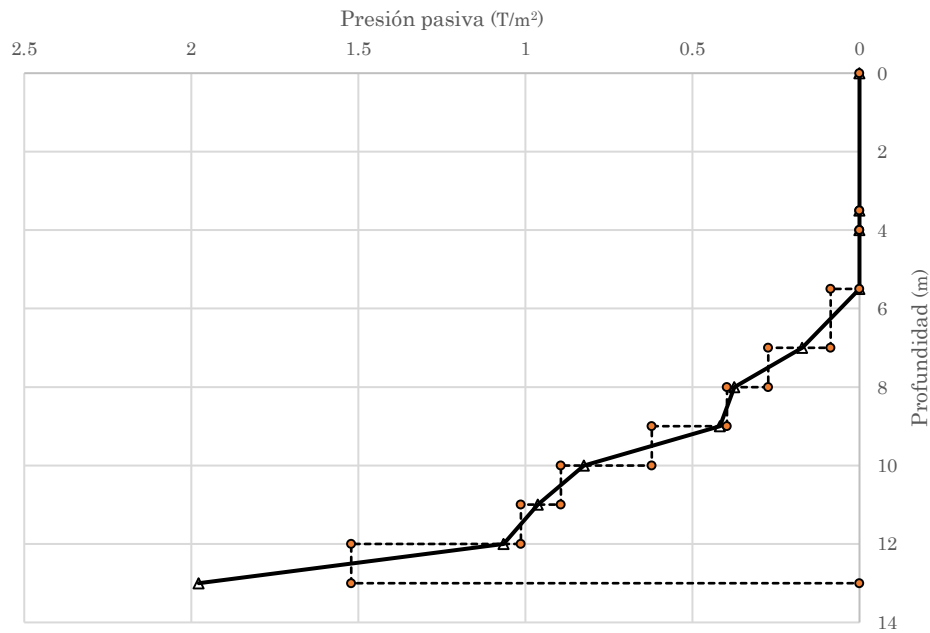


Fig. 5.31 Requerimiento de presión pasiva sin considerar K_e en la primera etapa de excavación.

Cuando el análisis se hace considerando la K_e del ancla, ocurren desplazamientos ligeramente más grandes y el requerimiento de presión pasiva disminuye en la parte central, con tendencia a igualarse en la parte inferior; sin embargo, el valor de rigidez más alto se encuentra cerca del nivel de anclaje, por tanto, una exigencia súbita de presión pasiva, (Fig. 5.32).

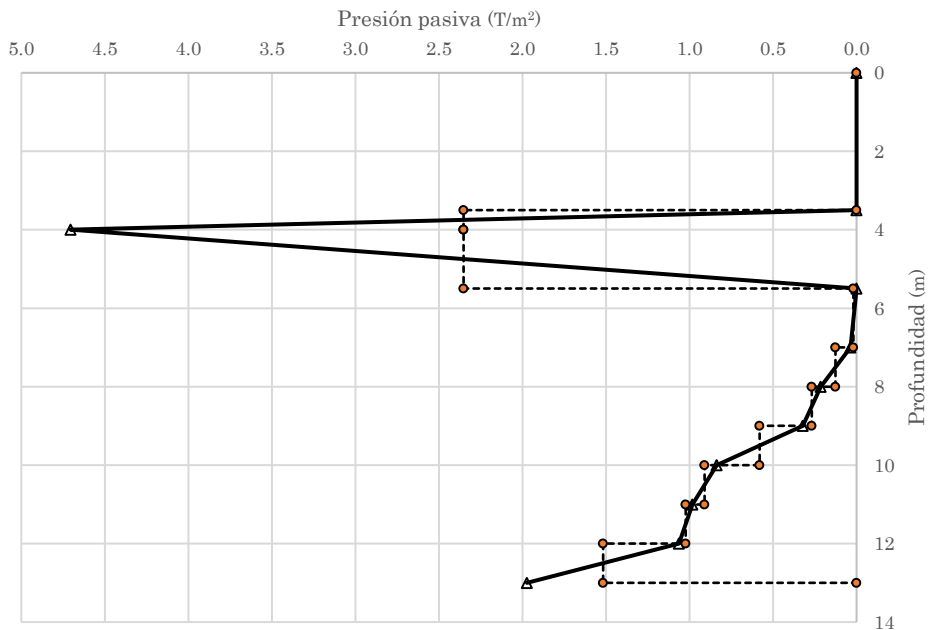


Fig. 5.32 Requerimiento de presión pasiva considerando K_e en la primera etapa de excavación.

Etapa 2.- El diagrama de cuerpo libre (Fig. 5.33) consta de una distribución de presión activa en T/m² de forma irregular con 7 apoyos elásticos que simulan la presión pasiva del suelo.

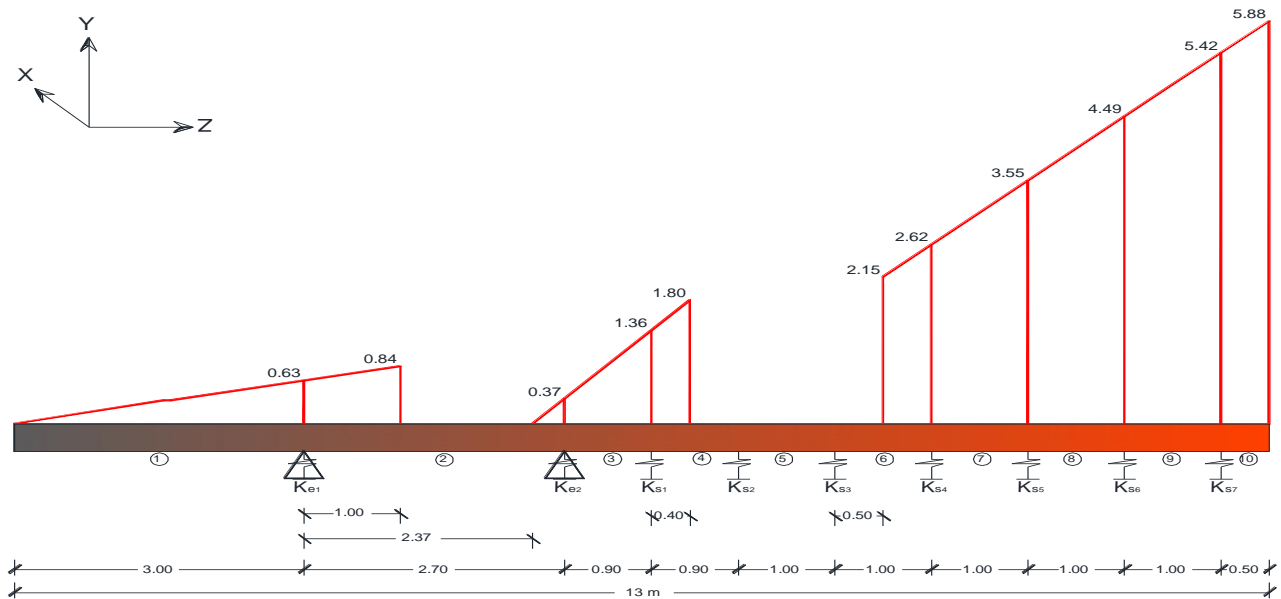


Fig. 5.33 Diagrama de cuerpo libre del elemento viga en la segunda etapa de excavación.

Para esta etapa se procedió en primera instancia a la solución del sistema mediante apoyos fijos. Las reacciones obtenidas se sustituyeron en HEMA para conocer los desplazamientos, en consecuencia, un valor inicial de la constante de rigidez. Lo anterior se realizó con el propósito de minimizar en número de iteraciones ya que comenzando con reacciones unitarias se requieren en promedio de 12 repeticiones.

El número de iteraciones para que converjan las reacciones sin K_e se vio reducida en un 17%; sin embargo, al introducir apoyos elásticos en las anclas y utilizando los valores de K_s logrados sin K_e se ejecutaron 20 iteraciones, esto debido al cambio abrupto de los K_s en las primeras dovelas.

Los desplazamientos promedio que exhibe el suelo con apoyos elásticos en el ancla es de casi el doble del que se genera con apoyos fijos, presentando al igual que la etapa anterior valores altos de K_s cercanos al nivel de anclaje. En la Tabla 5.31 se muestran los valores de deformación y rigidez después de completar la compatibilidad.

Tabla 5.31 Compatibilidad de fuerza-deformación por medio de la rigidez en la segunda etapa de excavación.

Dovela (#)	Sin K_e		Con K_e	
	δ_{iter10} (mm)	K_{iter10} (T/m)	δ_{iter20} (mm)	K_{iter20} (T/m)
d ₁	1.111	0.374	4.094	1089.40
d ₂	1.283	38.959	3.314	603.49
d ₃	1.725	382.68	2.807	424.00
d ₄	2.217	1285.48	2.659	1034.07
d ₅	2.576	1451.87	2.701	1221.95
d ₆	2.764	1537.78	2.731	1387.58
d ₇	2.823	2954.04	2.708	2765.73

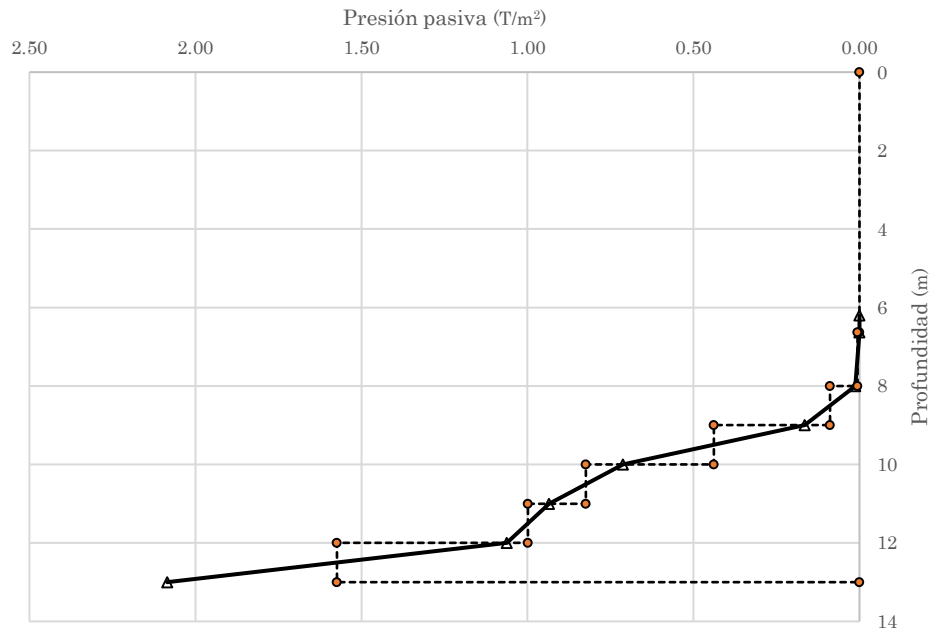


Fig. 5.34 Requerimiento de presión pasiva sin considerar K_e en la segunda etapa de excavación.

En las gráficas presentes se observa un incremento del requerimiento de presión pasiva en la parte superior y una disminución en la parte inferior considerando K_e en el modelo. Al igual que en la etapa anterior los cambios abruptos cerca de la superficie de corte no sobrepasan la presión pasiva de Rankine, garantizando así, la inexistencia de puntos de plastificación.

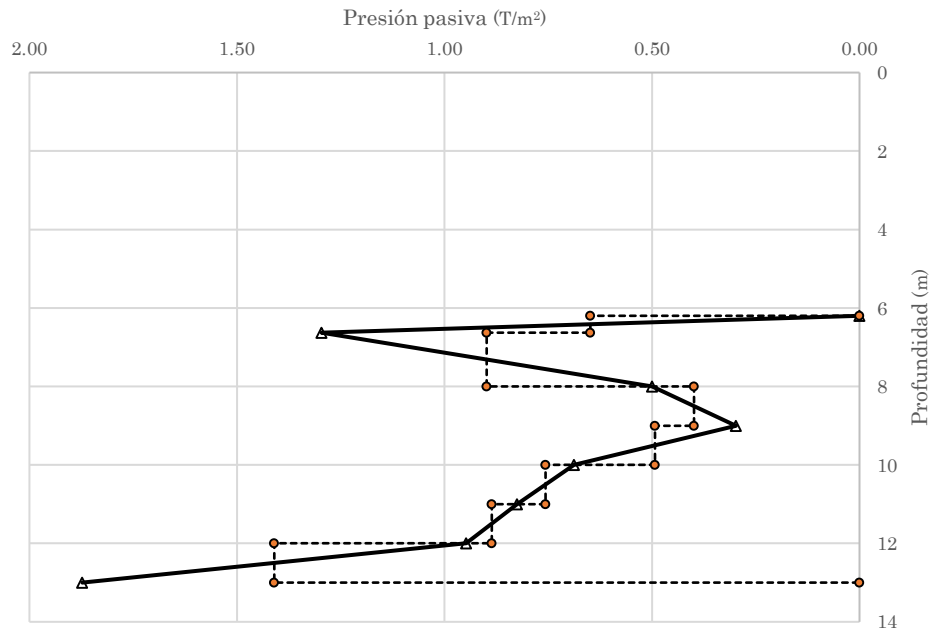


Fig. 5.35 Requerimiento de presión pasiva considerando K_e en la segunda etapa de excavación.

Etapa 3.- El diagrama de cuerpo libre (Fig. 5.36) consta de una distribución de presión activa en T/m² de forma irregular con 4 apoyos elásticos que simulan la presión pasiva del suelo.

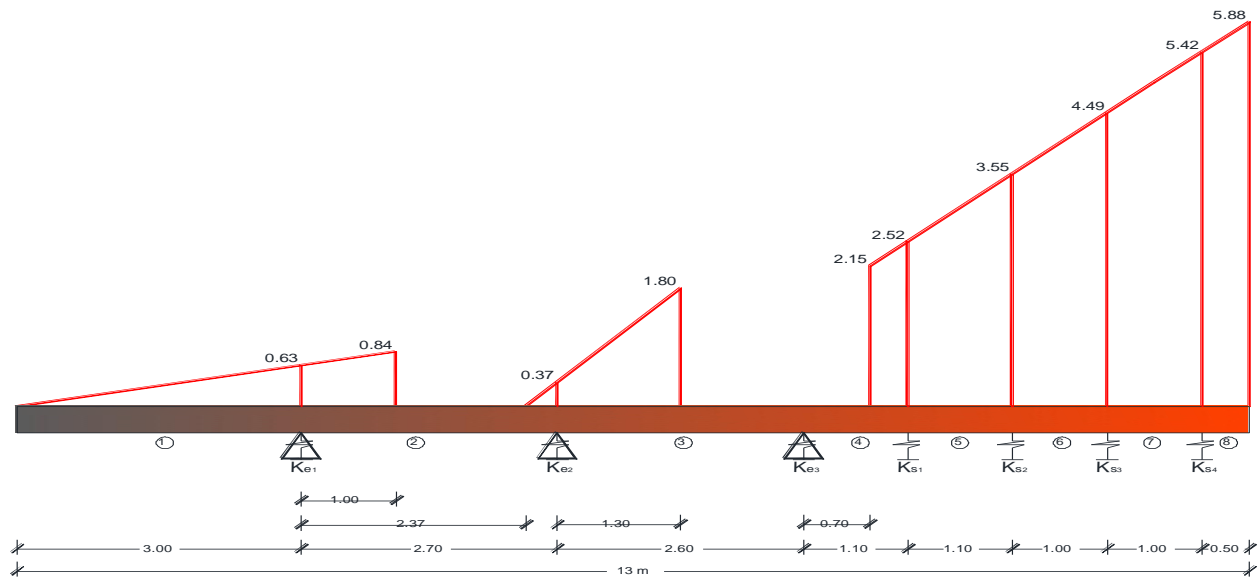


Fig. 5.36 Diagrama de cuerpo libre del elemento viga en la tercera etapa de excavación.

En la etapa 3 se optó para realizar el proceso de iteración sin K_e con los valores de K_s de las fronteras superior e inferior de la etapa anterior, logrando un proceso de iteración más rápido (6 iteraciones). Al solucionar el sistema con K_e , respetando los valores calculados de K_s se realizan 26 iteraciones, lo que origina un excesivo número de repeticiones, debido a la diferencia importante del valor de rigidez en la zona cercana al anclaje (Tabla 5.32).

Tabla 5.32 Compatibilidad de fuerza-deformación por medio de la rigidez en la tercera etapa de excavación.

Dovela (#)	Sin K_e		Con K_e	
	δ_{iter-6} (mm)	K_{iter-6} (T/m)	$\delta_{iter-26}$ (mm)	$K_{iter-26}$ (T/m)
d ₁	1.059	0.055	3.625	1481.52
d ₂	1.370	138.672	3.169	1224.535
d ₃	2.212	1758.37	2.851	1273.37
d ₄	2.653	3362.02	2.623	2497.35

Como se ha venido presentando en las etapas anteriores, las gráficas de requerimiento de presión pasiva (Fig. 5.37 y 5.38) presentan valores más altos en los cálculos con K_e ; sin embargo, el punto abrupto conforme se llega a la etapa final de corte tiende a desvanecerse.

Para esta etapa, la falta de carga parcial en los tramos 2, 3 y 4 del modelo viga en la Fig.5.36 se genera una reacción negativa en el segundo nivel y la mayor reacción positiva en el nivel 3, para el caso de anclaje sin K_e . Para ambos casos esta condición representa una flexión mayor en el muro, por tanto, se concluye que el tercer nivel de anclaje deberá tener cuando menos un tercio de la fuerza de tensión final para abatir tales desplazamientos (Fig. 5.44).

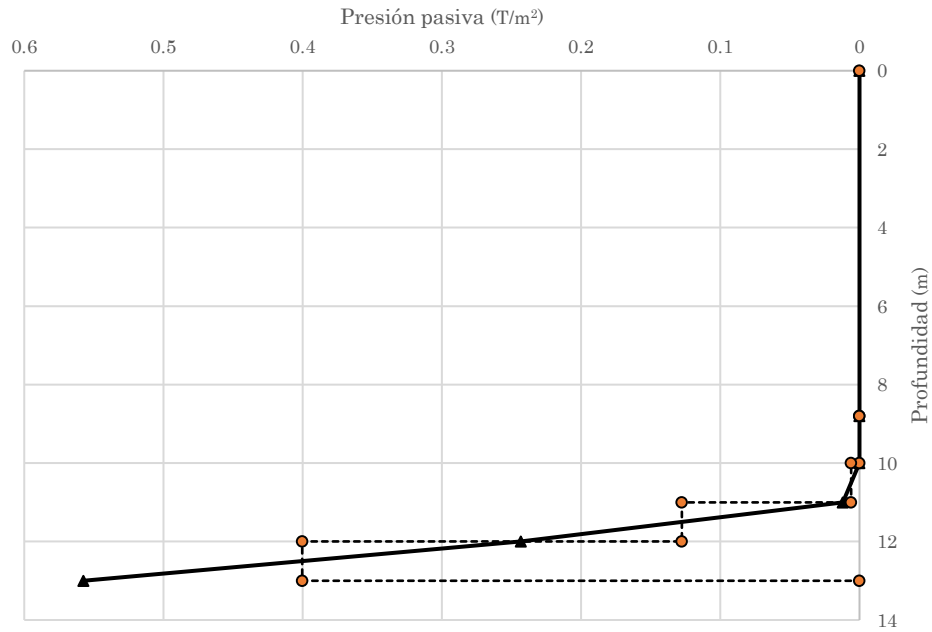


Fig. 5.37 Requerimiento de presión pasiva sin considerar K_c en la tercera etapa de excavación.

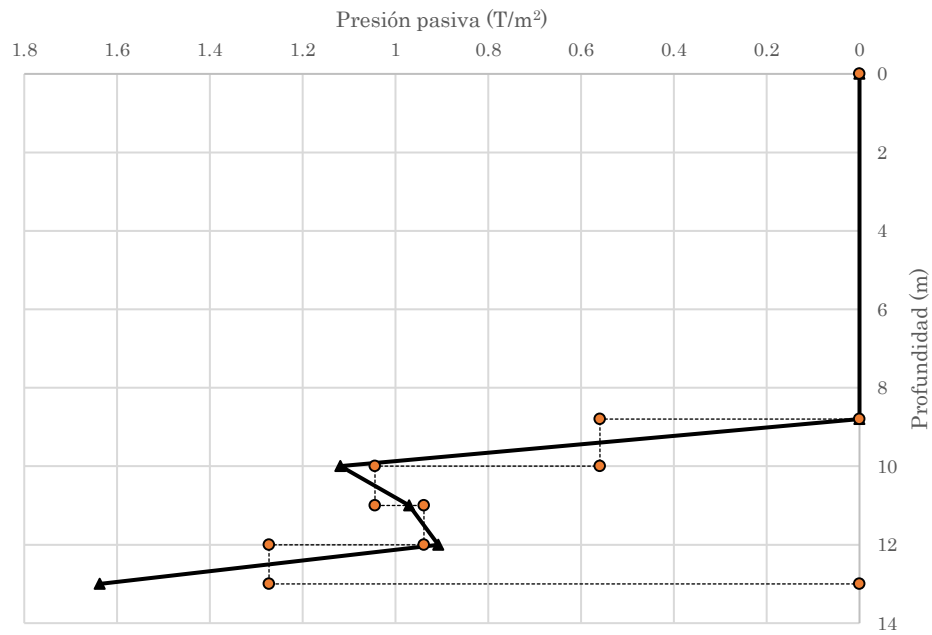


Fig. 5.38 Requerimiento de presión pasiva considerando K_c en la tercera etapa de excavación.

Etapa 4.- El diagrama de cuerpo libre (Fig. 5.39) la distribución de presión activa en T/m² se desarrolla por completo, asimismo consta de 2 apoyos elásticos que simulan la presión pasiva del suelo.

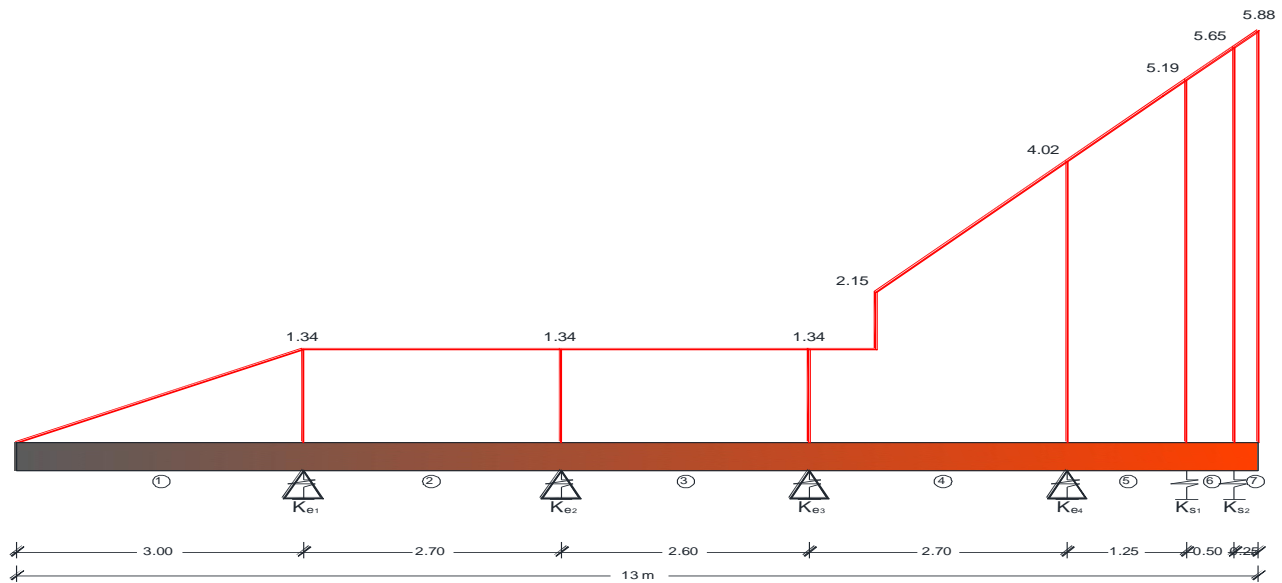


Fig. 5.39 Diagrama de cuerpo libre del elemento viga en la cuarta etapa de excavación.

Utilizando la forma de iterar de la etapa anterior, se logra la compatibilidad en 3 y 9 iteraciones sin K_e y con K_e respectivamente. El desplazamiento de la porción de suelo en el empotre, para ambos casos es menor a un milímetro; sin embargo, el requerimiento de presión pasiva es tres veces mayor en un análisis con K_e .

Tabla 5.33 Compatibilidad de fuerza-deformación por medio de la rigidez en la cuarta etapa de excavación.

Dovela (#)	Sin K_e		Con K_e	
	δ iter-3 (mm)	K iter-3 (T/m)	δ iter-9 (mm)	K iter-9 (T/m)
d ₁	0.150	0.100	0.634	2241.40
d ₂	0.145	2765.187	0.518	1.434

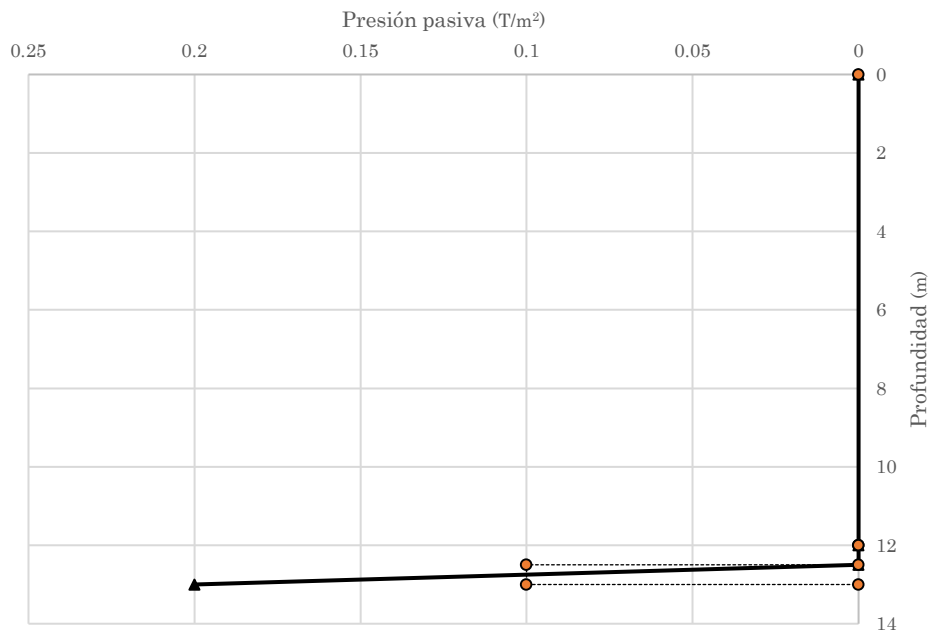


Fig. 5.40 Requerimiento de presión pasiva sin considerar K_e en la cuarta etapa de excavación.

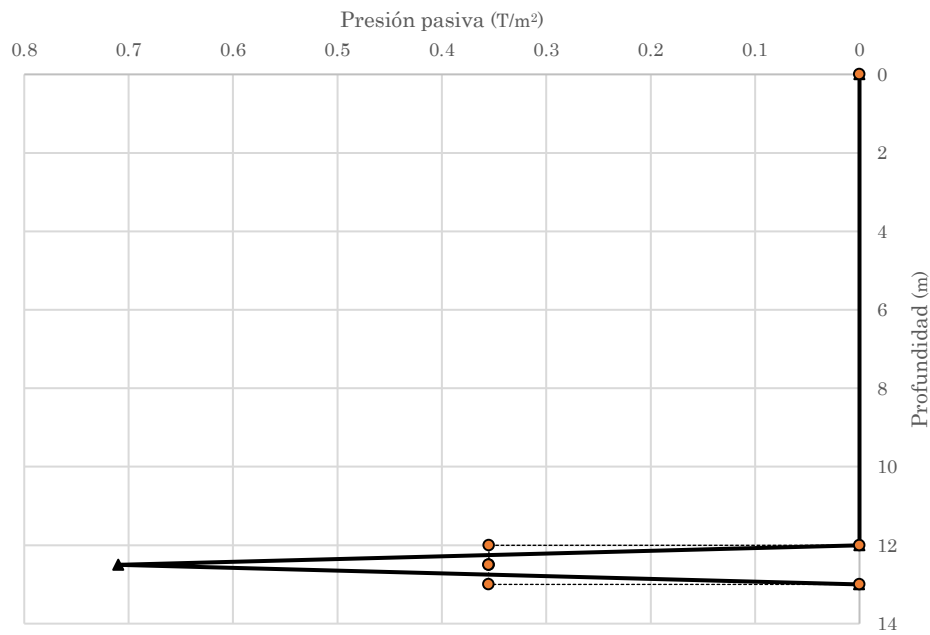


Fig. 5.41 Requerimiento de presión pasiva considerando K_e en la cuarta etapa de excavación.

Conocidas las reacciones necesarias en los niveles de anclaje y requerimientos de presión pasiva para cada etapa, se procede a calcular los elementos mecánicos a lo largo del muro. Los resultados se graficaron en las siguientes figuras.

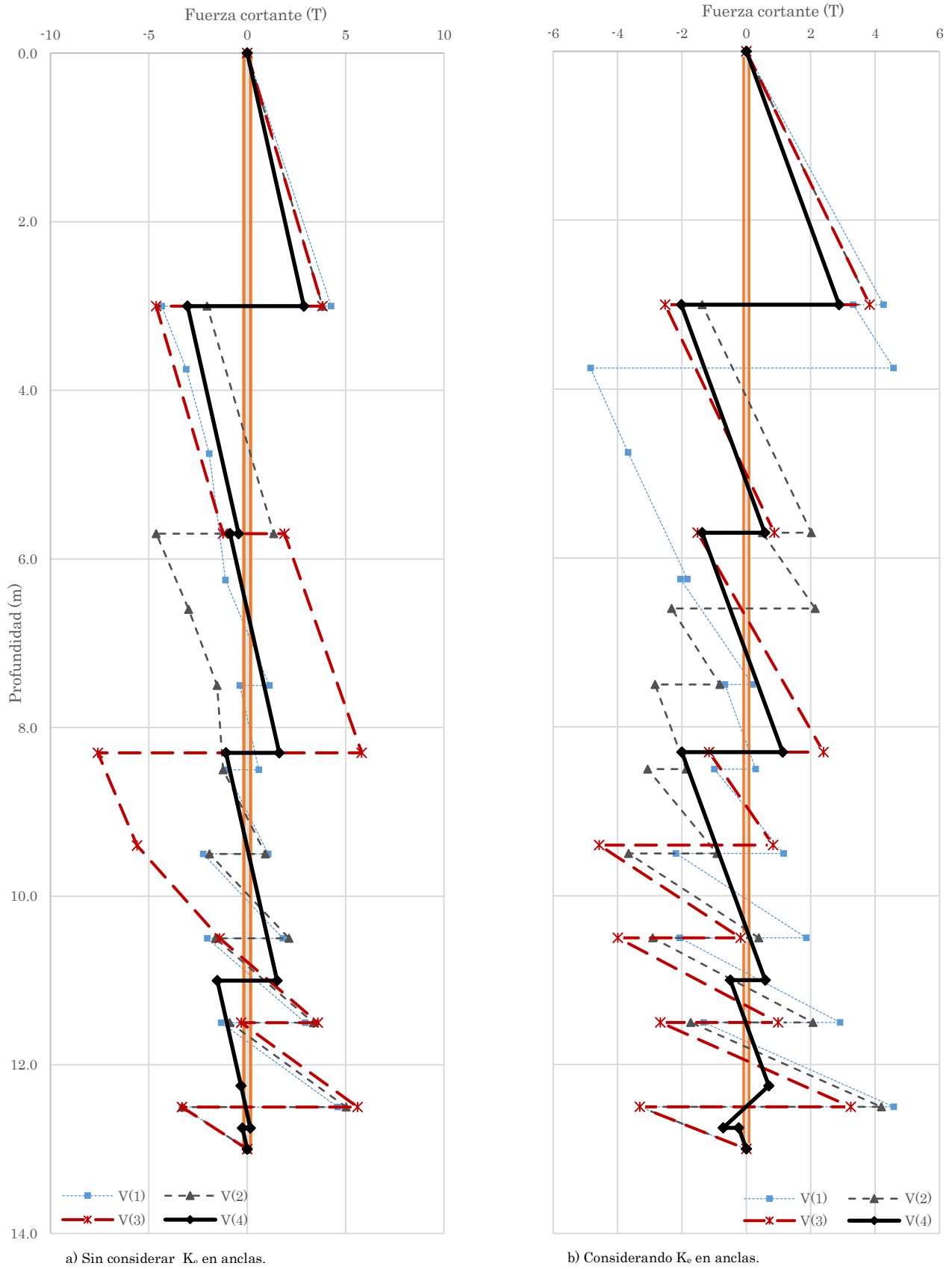


Fig. 5.42 Distribución de fuerza cortante en el muro durante las etapas de excavación.

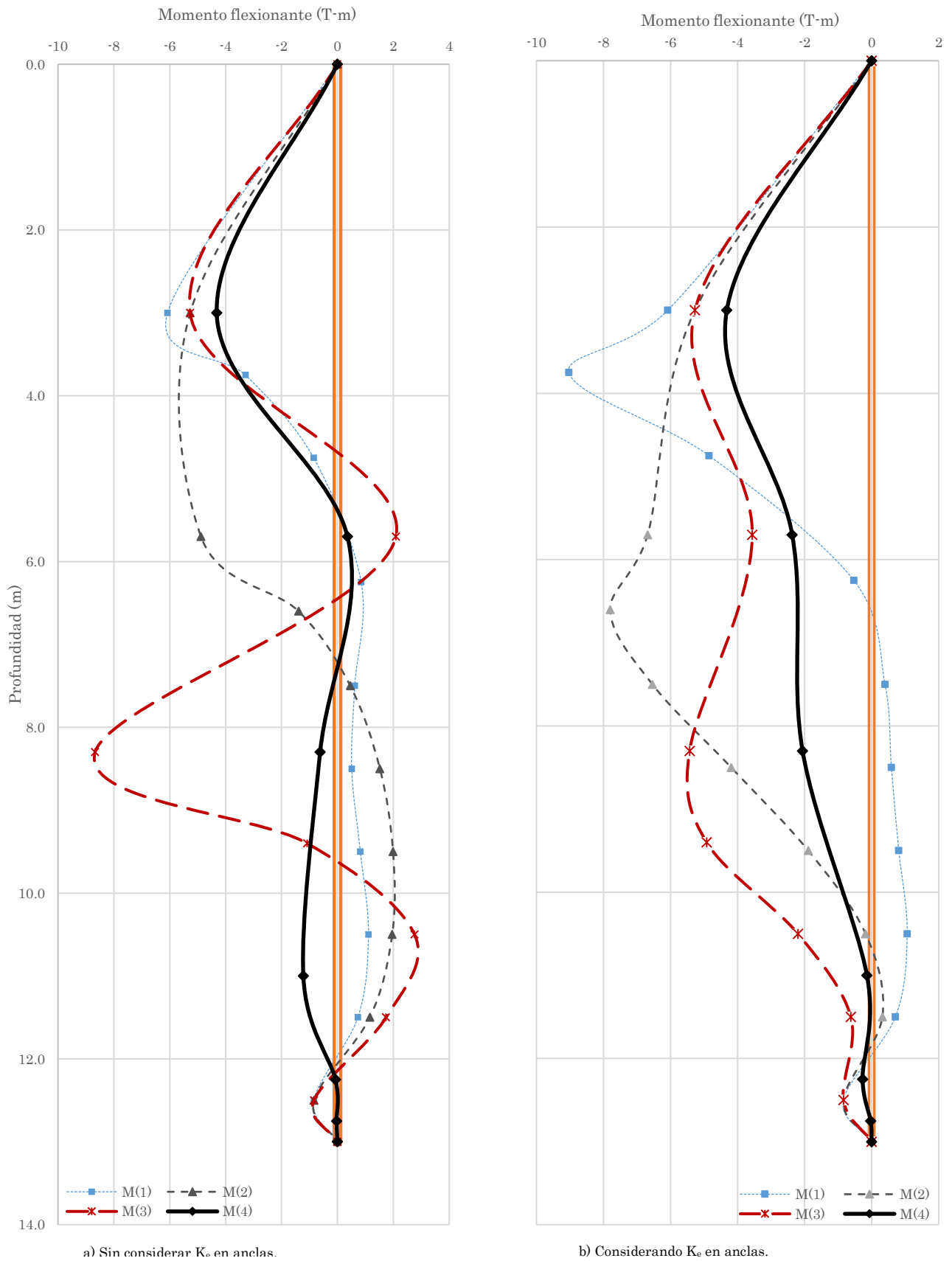


Fig. 5.43 Distribución de momento flexionante en el muro durante las etapas de excavación.

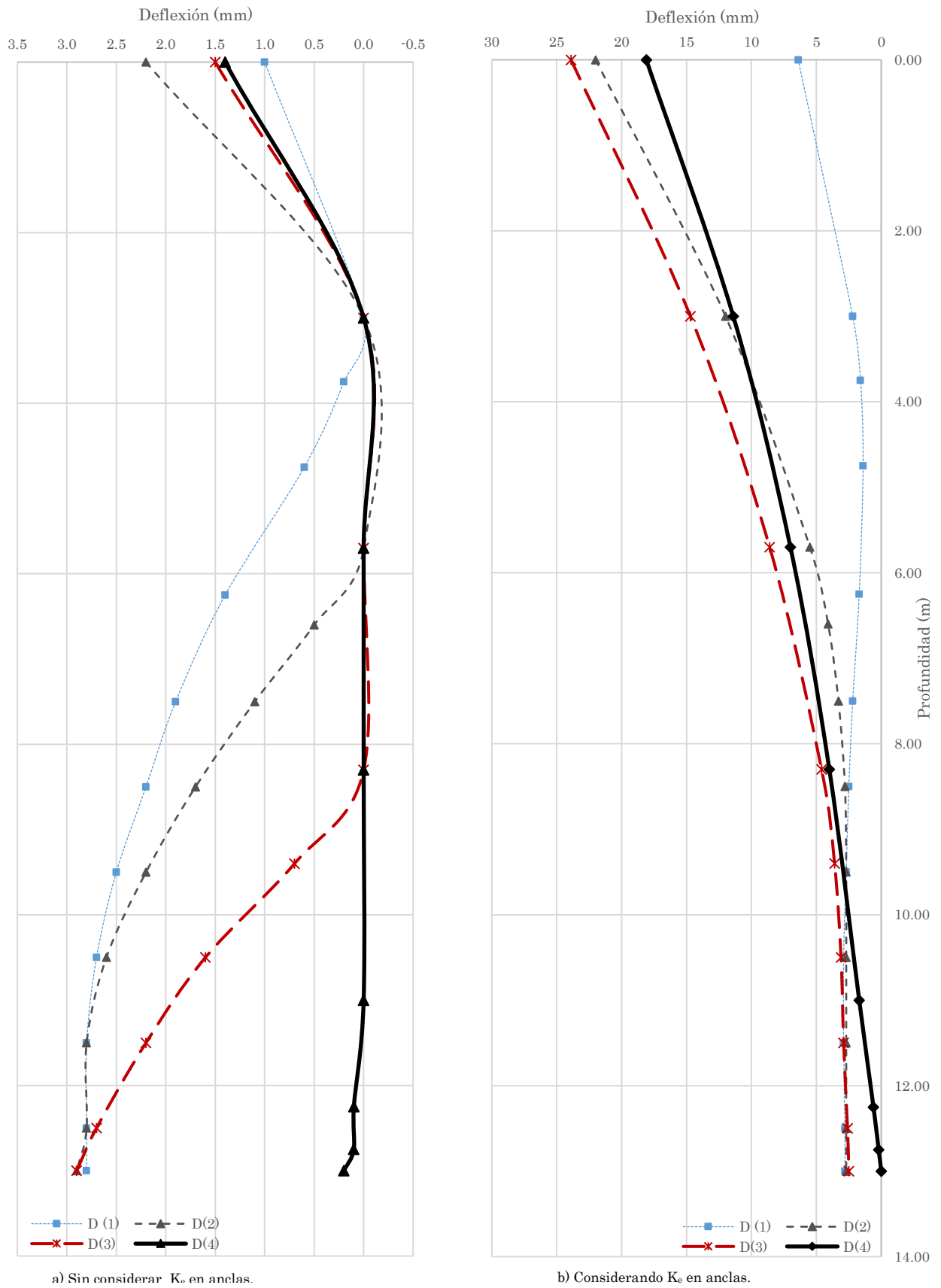


Fig. 5.44 Deflexiones en el muro durante las etapas de excavación.

Desde el punto de vista geométrico, la sección de muro propuesta ha sido suficiente; sin embargo, el elemento estará sometido a fuerzas cortantes y momentos flexionantes en sus distintas etapas de construcción (Fig. 5.42 y 5.43), que deberán ser resistidas por el acero de refuerzo que integra el esqueleto del muro.

Para conocer la disposición y diámetro del acero de refuerzo por flexión, el código ACI establece una cuantía ρ función del momento último que inducen las cargas al elemento (Ec.5.6). Esta cuantía al multiplicarse por la sección neta ($d \cdot B$) logra el área de acero necesaria (A_s); consecuentemente el diámetro de varilla y separación.

$$\rho_{flexión} = \frac{0.85f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85f'c}} \right] \text{ donde } Rn = \frac{M_u}{\phi bd^2} \quad [5.6]$$

EL código limita el acero a una cuantía mínima (subcapítulo 5.6.1), debido a que si el momento factorizado (ϕM_u) es menor al momento de agrietamiento (M_{agr}), la sección fallará tan pronto de agriete. En la Tabla siguiente se observa que las cuantías necesarias para un análisis con y sin K_e están por debajo de la cuantía mínima $\rho_{min}=0.002994$ y se concluye que el efecto de flexión estará gobernado por el área de acero mínima.

Tabla 5.34 Cálculo de cuantía ρ por flexión según el momento máximo en el muro (M_u).

Etapas (#)	ϕ (--)	M_u sin K_e (T-m)	M_u con K_e (T-m)	ρ flexión sin K_e (--)	ρ flexión con K_e (--)
1	0.9	6.10	9.03	0.00183	0.00273
2	0.9	5.80	7.80	0.00173	0.00235
3	0.9	8.68	5.52	0.00262	0.00165
4	0.9	4.33	4.35	0.00129	0.00130

Lo que respecta a la fuerza cortante, el código ACI asevera que un elemento viga tendrá acero de refuerzo por cortante cuando el cortante ultimo factorizado (ϕV_u) sea mayor a la mitad de la resistencia al cortante del concreto utilizado (V_c). En la Tabla 5.35 se hace evidente que el concreto por si solo es capaz de resistir las fuerzas cortantes inducidas en las diferentes etapas de excavación.

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'c}(b_w d) \quad [5.7]$$

Tabla 5.35 Capacidad al cortante de la sección de muro (V_c).

Etapas (#)	ϕ (--)	V_u sin K_e (T)	V_u con K_e (T)	ϕV_c (lb)	$0.5\phi V_c$ (lb)
1	0.75	4.60	4.84	121.70	60.85
2	0.75	4.62	4.19	121.70	60.85
3	0.75	7.59	4.57	121.70	60.85
4	0.75	3.03	2.88	121.70	60.85

La disposición de acero se hace tomado en cuenta un diámetro de varilla de 1/2" y 3/4" arrojando separaciones de 14 y 22 cm en ambas direcciones para los dos lechos de parrillas. Si se considera el pandeo que puede tener el módulo de parrilla al izarla y colocarla en la zanja antes del vaciado de concreto, resulta más benéfico el armado con varilla de 3/4", ya que presenta un módulo de sección S mayor, además de que la cantidad de alambre recocado para la unión de parrillas es menor.

Tabla 5.36 Propuesta de acero de refuerzo en el muro de retención.

	Acero de refuerzo	
	#4	#6
As (cm ²)=	8.98442	8.98442
Avrs (cm ²)=	1.27	2.87
vrs (Pza)=	7.07435	3.13046
s (m)=	0.14136	0.31944
s (cm)=	15	30

CONCLUSIONES

El trabajo de investigación tiene como objetivo, proporcionar las bases del diseño de sistema de retención anclado que integre la parte geotécnica y estructural básica para lograr una construcción eficiente. Después de haber hecho cada uno de los requerimientos para el análisis (anexo B), se llegó a las siguientes conclusiones:

1.- Los esfuerzos horizontales calculados con la Teoría de Rankine, se ven disminuidos de forma importante por el esfuerzo negativo que genera la parte cohesiva de los estratos analizados, por tanto, la envolvente de falla durante las etapas de excavación exhibe zonas de carga nula.

2.- La envolvente de esfuerzo horizontal de diseño con la metodología del Dr. Zeevaert, considera un suelo cohesivo-friccionante, además de tomar la parte más desfavorables de la distribución de Rankine (parte inferior del muro) y la propuesta por Terzaghi (parte superior del muro). En contraste, la metodología de la UCLA considera un suelo cohesivo o friccionante y una envolvente de diseño trapecial con presión constante σ_a superior a la expuesta por Terzaghi.

Como resultado a lo anterior, las fuerzas de tensión necesarias para el equilibrio con la metodología de la UCLA, son iguales en la parte central. Aun cuando la metodología del Dr. Zeevaert presenta una mayor distribución de esfuerzo en la parte inferior, la UCLA con los factores de resistencia para cada estado limite que afectan a los estados pasivos y activos de tierras, generan una envolvente mayor; que a mi opinión derivan a un diseño robusto que puede encarecer la construcción del sistema de retención.

3.- Lo que refiere al diseño de bulbos de anclaje, la mayoría de la bibliografía considera nomogramas de diseño que son construidos a base de experiencias y pruebas de campo. La implementación de esfuerzo y deformación plana para la solución de bulbos expuesta por el Dr. Zeevaert, propicia mayor certidumbre en la longitud y diámetro efectivo del bulbo; sin embargo, el uso de pruebas in situ como la de cuerpos expandibles en la posición de anclaje, arrojará resultados confiables para la propuesta de bulbos.

4.- Desde el punto de vista estructural, el diseño de anclas debe garantizar que trabaje en el rango elástico, con el objeto de impedir una ruptura en la barra o torón, asimismo limitar una elongación tal, que origine un estado activo de tierras. Lo que refiere a la zapata de reacción, ésta debe tener las dimensiones necesarias para evitar el punzonamiento en el muro y, por ende, la falla del sistema.

5.- El análisis de distribución de esfuerzos en cada etapa de excavación tuvo como finalidad, conocer los incrementos de fuerza de tensión en cada nivel, para garantizar la estabilidad del sistema durante su construcción; asimismo, verificar que la presión pasiva por debajo del nivel de corte no haya sido excedida.

6.- Con el análisis de interacción estática, se corroboró que la distribución de presión pasiva por debajo del corte no es constante, en consecuencia, la distribución de elementos mecánicos en el muro cambió en forma y valor.

7.- Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes a lo largo del muro considerando una elongación, son similares al análisis sin elongación en anclas; en cambio, los desplazamientos con elongación en anclas son superiores. Cabe mencionar que la etapa más crítica en cuanto a desplazamientos, cortantes y momentos, es la tercera; sin embargo, la sección estructural y el armado propuesto satisfacen tales requerimientos.

Por último, éste proyecto de investigación afirma que un análisis de interacción suelo-muro anclado proporciona las fuerzas de tensión suficientes en cada etapa de excavación y esclarece las etapas críticas de construcción donde se presentan los elementos mecánicos más grandes; con el objeto de tomar medidas preventivas en el diseño estructural, cuidando eficiencia y economía en la construcción.

Para futuras investigaciones se recomienda realizar el análisis de interacción entre suelo-bulbo, con el fin de verificar la influencia de la tensión y puntos de plasticidad en la zona aledaña al bulbo; asimismo, realizar un análisis de interacción dinámica y observar el cambio de los requerimientos de presión pasiva y elementos mecánicos del muro.

ANEXO A

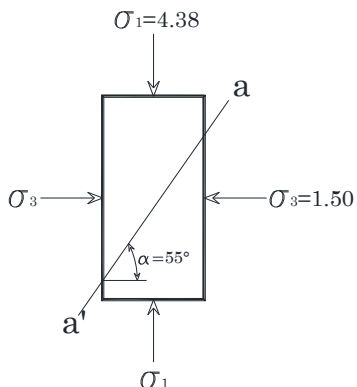


Fig. A.1

Estado de esfuerzos en una probeta de suelo ensayada en cámara triaxial.

En la Fig. A.1 se observa una muestra de suelo en una prueba triaxial, sometida a un esfuerzo plano $\sigma_1=4.38 \text{ Kg/cm}^2$, $\sigma_2=\sigma_3=1.50 \text{ Kg/cm}^2$ que falla con un ángulo $\alpha = 55^\circ$ respecto a la horizontal.

A lo anterior, se requiere determinar el valor del equilibrio plástico en el plano inclinado de deslizamiento. Mediante las formulas 1.5 y 1.6 obtenidas en el Capítulo 1 y con la representación gráfica de Mohr se tiene lo siguiente:

$$\sigma = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cos 2\alpha = \frac{(4.38 + 1.5)}{2} + \frac{(4.38 - 1.5)}{2} \cos 2(55^\circ)$$

$$\sigma = 2.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin 2\alpha = \frac{(4.38 - 1.5)}{2} \sin 2(55^\circ)$$

$$\tau = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

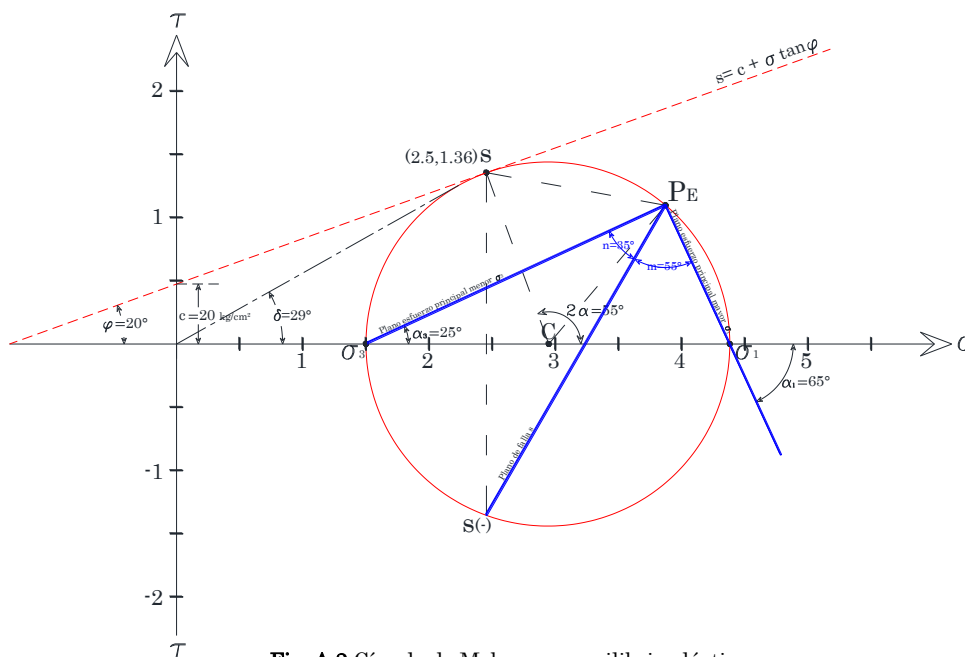


Fig. A.2 Círculo de Mohr para equilibrio plástico.

Construcción de círculo de Mohr para la determinación del equilibrio plástico

1. En el eje de esfuerzo ubicar σ_1 ; σ_3 y ubicar el círculo de esfuerzo con centro $C = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$.
2. Trazar una línea en C con dirección anti-horario de ángulo 2α y ubicar el punto S que corta el círculo. El punto S representa las coordenadas (σ, τ) del estado de esfuerzos en el plano de falla $\alpha = 55^\circ$ de la Fig.A.1.
3. Con centro en el punto S, se traza un arco de radio C-S que corte al círculo de esfuerzos. Dicho punto es el polo de esfuerzos P_E ; los puntos S y P_E forman un triángulo equilátero.
4. Trazar una recta del P_E a σ_1 y del P_E a σ_3 . La dirección del plano principal mayor es el ángulo α_1 que forma entre la recta $P_E - \sigma_1$ y el eje σ . Para la dirección del ángulo α_3 , que es la dirección del plano principal menor, lo forma el eje σ y la recta $P_E - \sigma_3$.
5. Se proyecta el punto de esfuerzo S en sentido contrario y se ubica $S(-)$, de donde se traza una recta al P_E , tal recta es el plano de falla.
6. El ángulo m entre el plano de falla y σ_1 es el estado activo; en ángulo n entre el plano de falla y el plano σ_3 es el estado pasivo.

ANEXO B

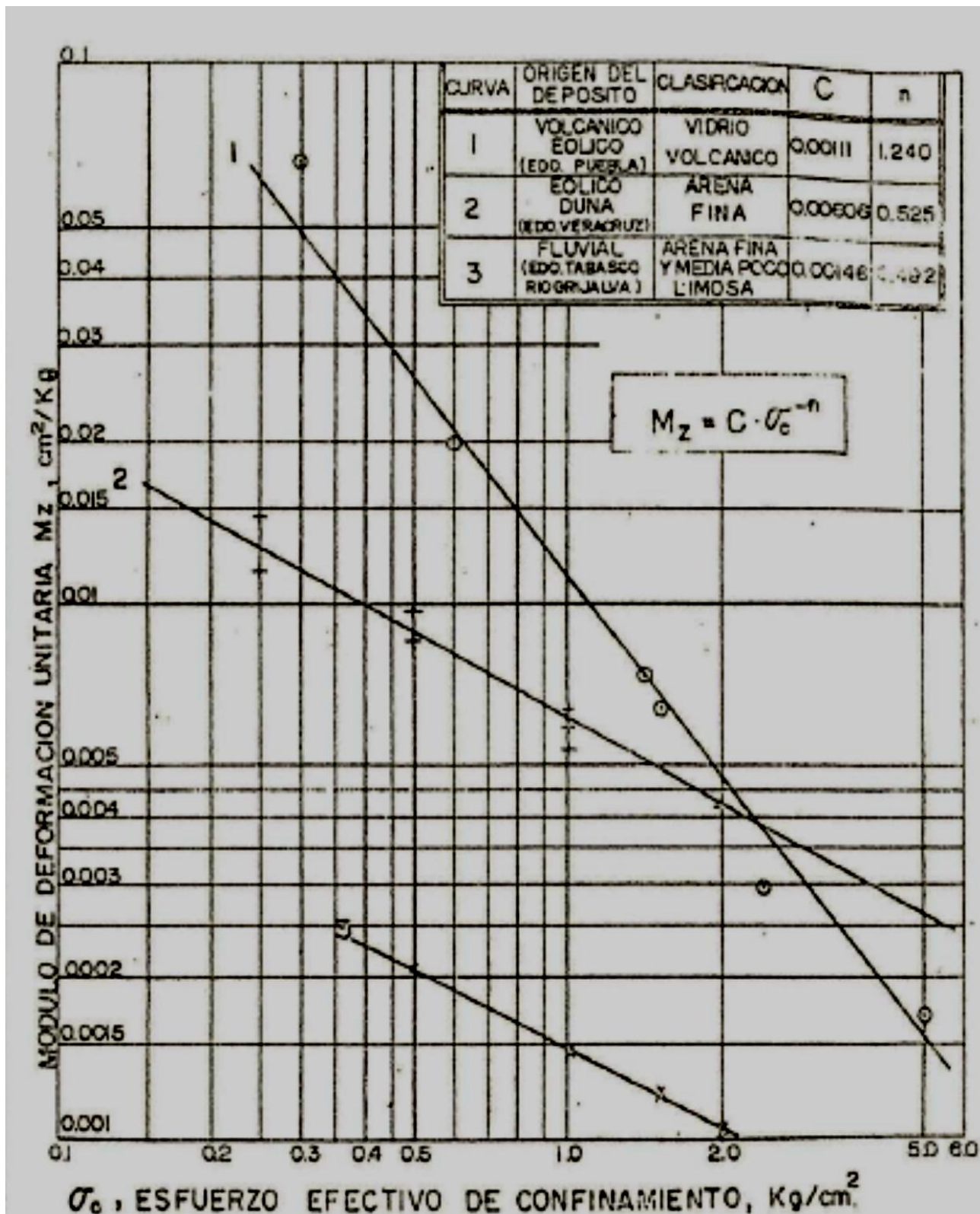


Fig. B1 Ley fenomenológica para materiales arenosos.
 Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

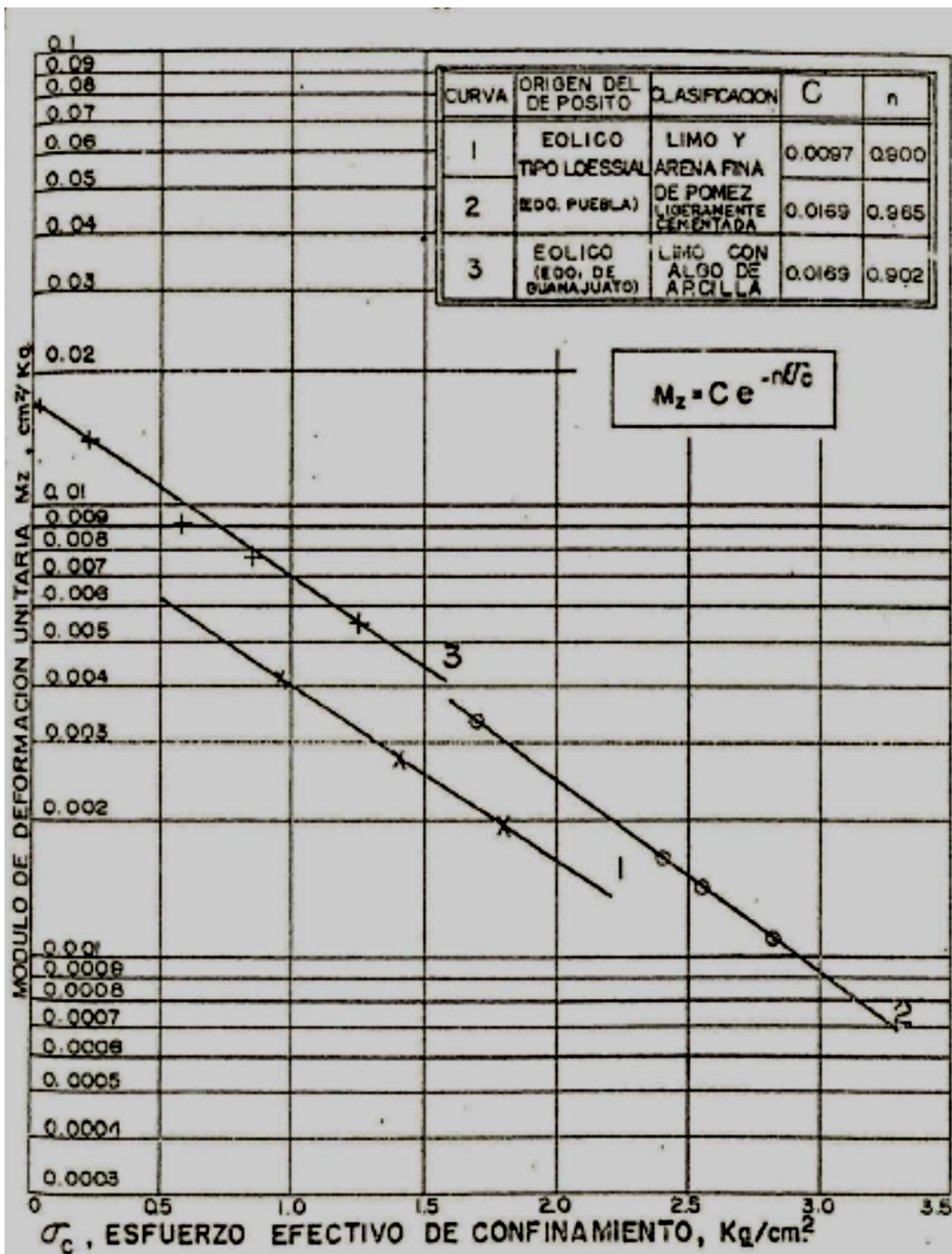


Fig. B2 Ley fenomenológica para materiales finos.
 Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998)

MODULOS DE DEFORMACION UNITARIA. MATERIALES GRANULARES		
Origen del Depósito	Clasificación	M_z cm ² /Kg *
Fluvial (Edo. de Puebla)	Arena gruesa compacta	0.00156
Aluvial (Acapulco, Gro.)	Arena gruesa con arena media y fina semicom- pacta.	0.00313
Fluvial (Tabasco, Río Gri- jalvo)	Arena media compac- ta	0.00118
Edico Duna (Veracruz, Ver.)	Arena fina suelta	0.00606
Edico (Edo. de Puebla)	Limo y arena fina de pómez Lig. cementado	0.00392
Aluvial (México, D. F.)	Limo arenoso semicom- pacto	0.00500
Edico Modificado (Monterrey, N. L.)	Limo cementado con cer- bonatas	0.000222

Fig. B3 Valores de M_z para algunos materiales a una presión de confinamiento de 1kg/cm².
Adaptado: Compendio Elemental de Mecánica de Suelos (L. Zeevaert, 1998).

Compressibility	m_v cm ² /kg	ν	K_0	Sediment
Very high	greater than 0.1	0.43 to 0.35	0.75-0.60	Lacustrine clays and silts
High	0.1-0.02	0.35 to 0.30	0.60-0.45	Clays and silts, lacustrine sandy silts. Residual soils. Loose volcanic dust
Medium	0.02-0.005	0.30 to 0.25	0.45-0.33	Compact clays and silts, fine eolian sediments. Residual soils and volcanic semi-compact sediments. Fine alluvium
Low	0.005-0.002	0.25	0.33	Sand, compact silts, alluvial soils. Compact and well graded sediments
Very low	less than 0.002	0.25	0.33	Sands, gravelly soils. Compact alluvial sediments, cemented and well graded

Fig. B4 Valores de m_v , ν y K_0 según el tipo de sedimento.
Adaptado: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, (L. Zeevaert, 1983).

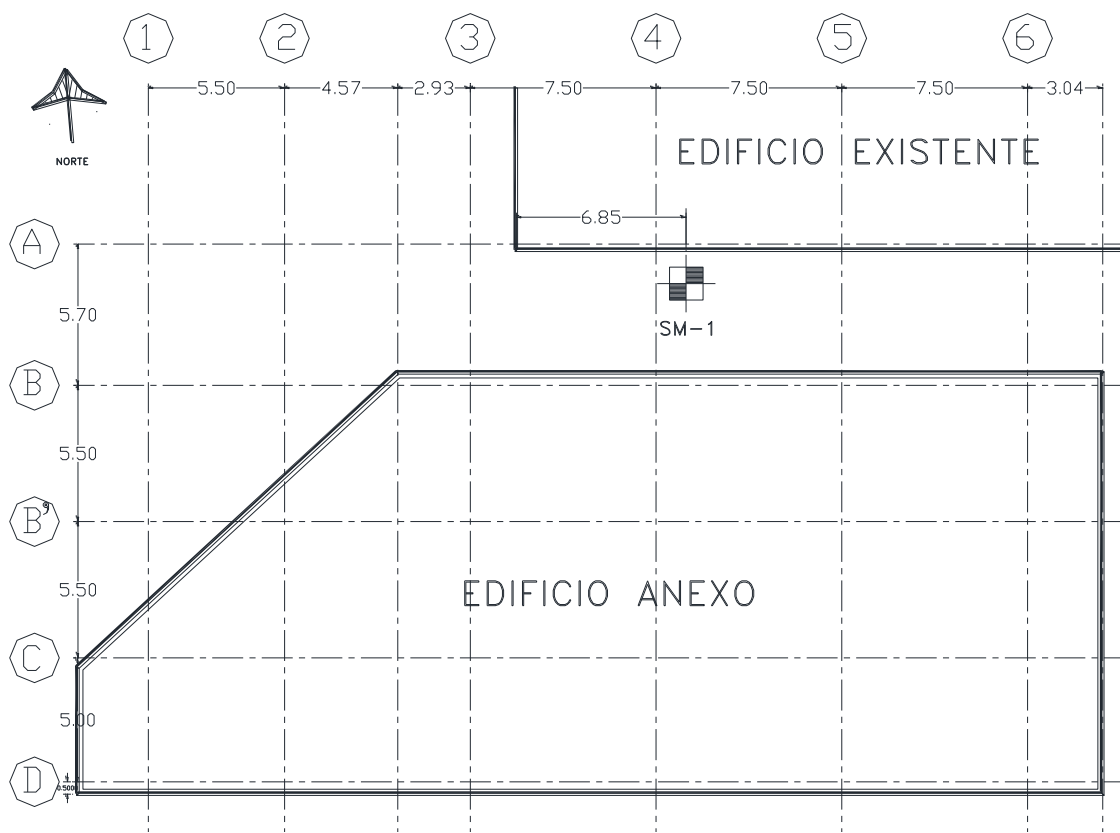


Fig. B5 Edificio anexo a estructura tipo A; localización de sondeo SM-1.

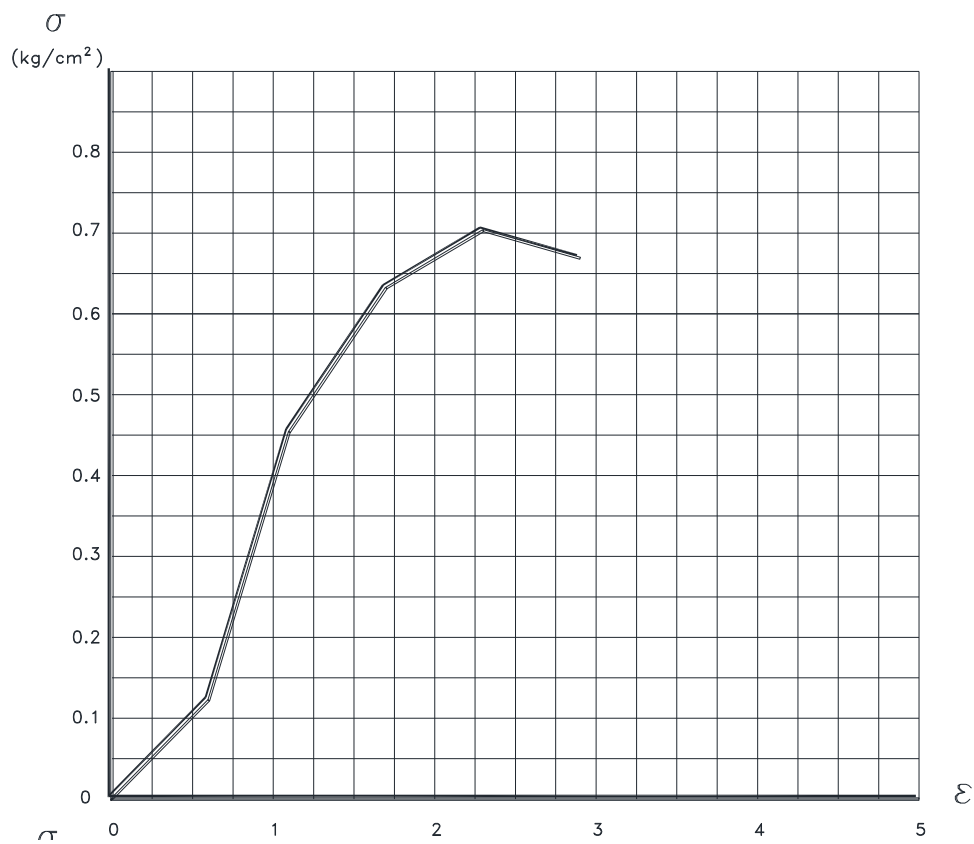


Fig. B6 Prueba de compresión simple una profundidad de 4.90-5.10 m.

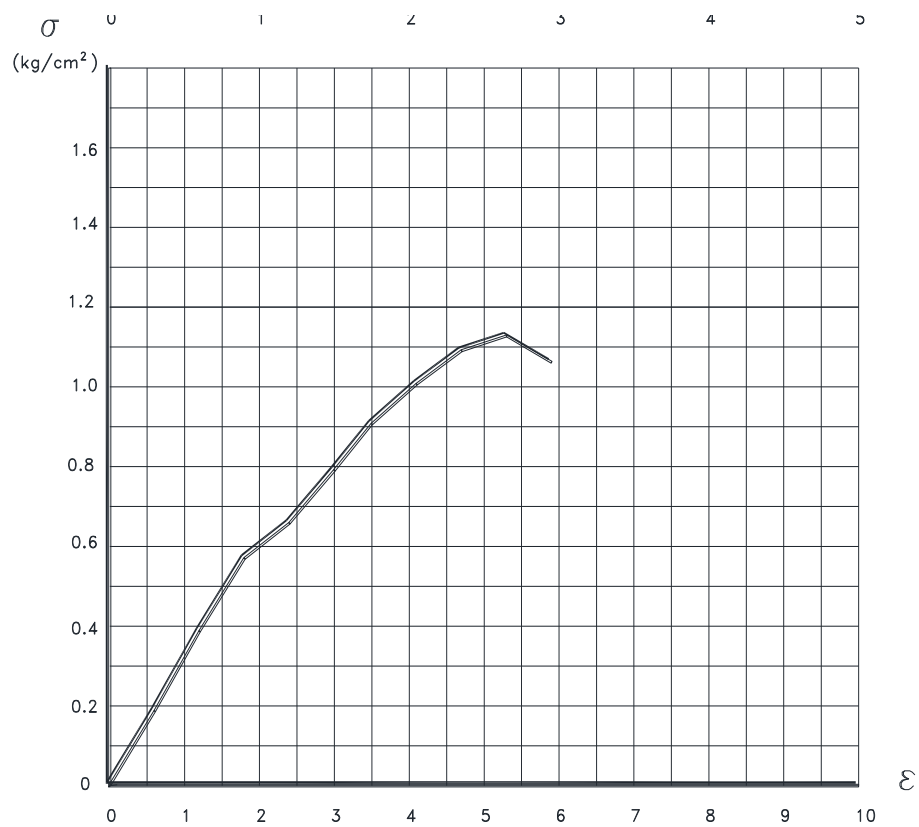


Fig. B7 Prueba de compresión simple una profundidad de 8.35-8.50 m.

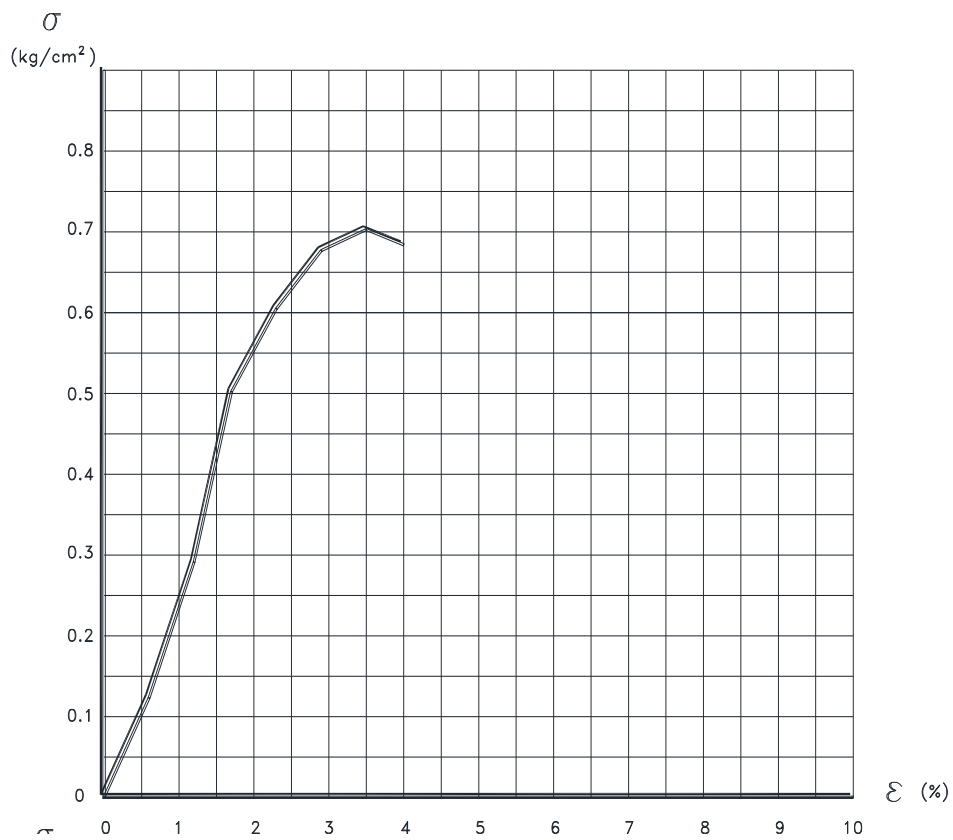


Fig. B8 Prueba de compresión simple una profundidad de 10.75-10.90 m.

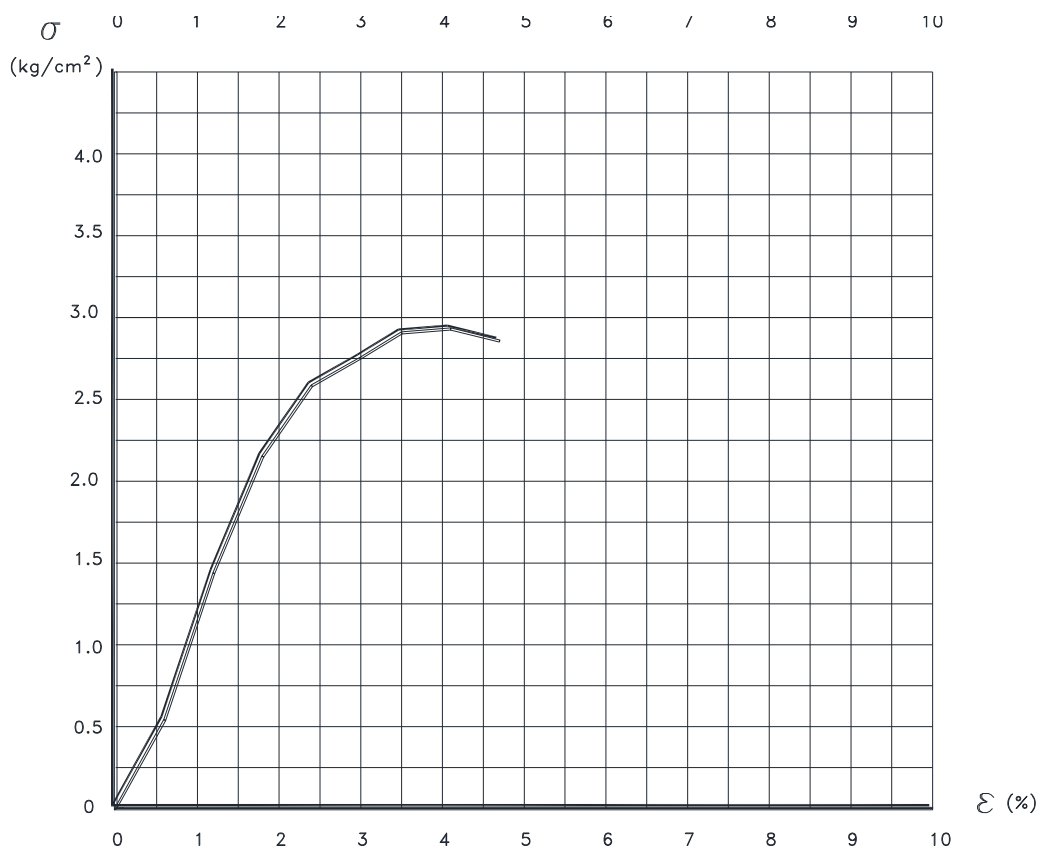


Fig. B9 Prueba de compresión simple una profundidad de 15.70-15.90 m.

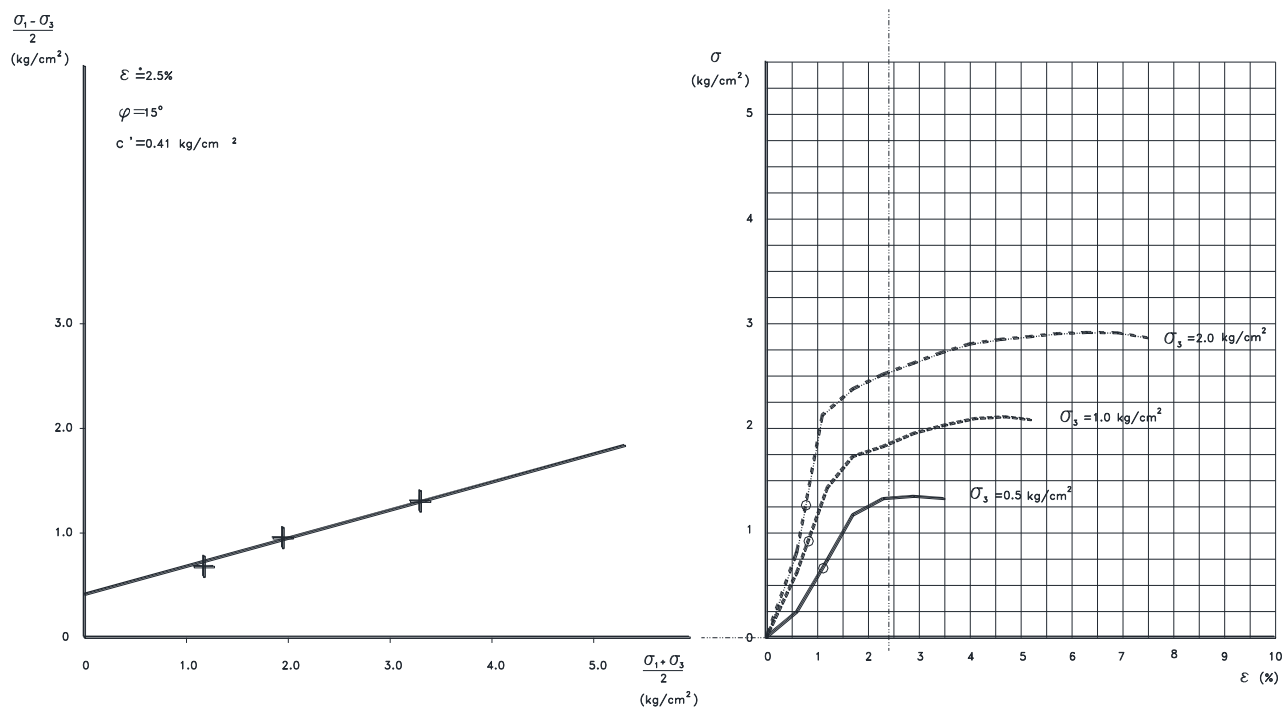


Fig. B10 Prueba de compresión simple una profundidad de 4.90-5.10 m.

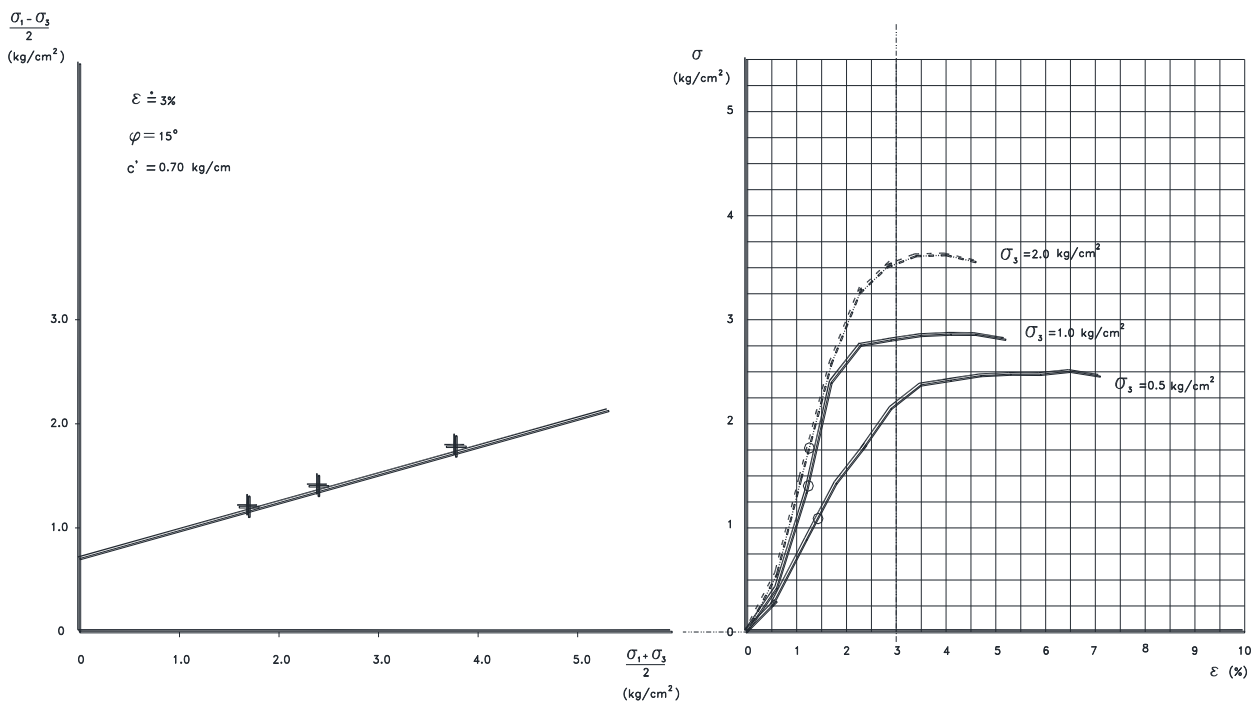


Fig. B11 Prueba de compresión simple una profundidad de 8.35-8.50 m.

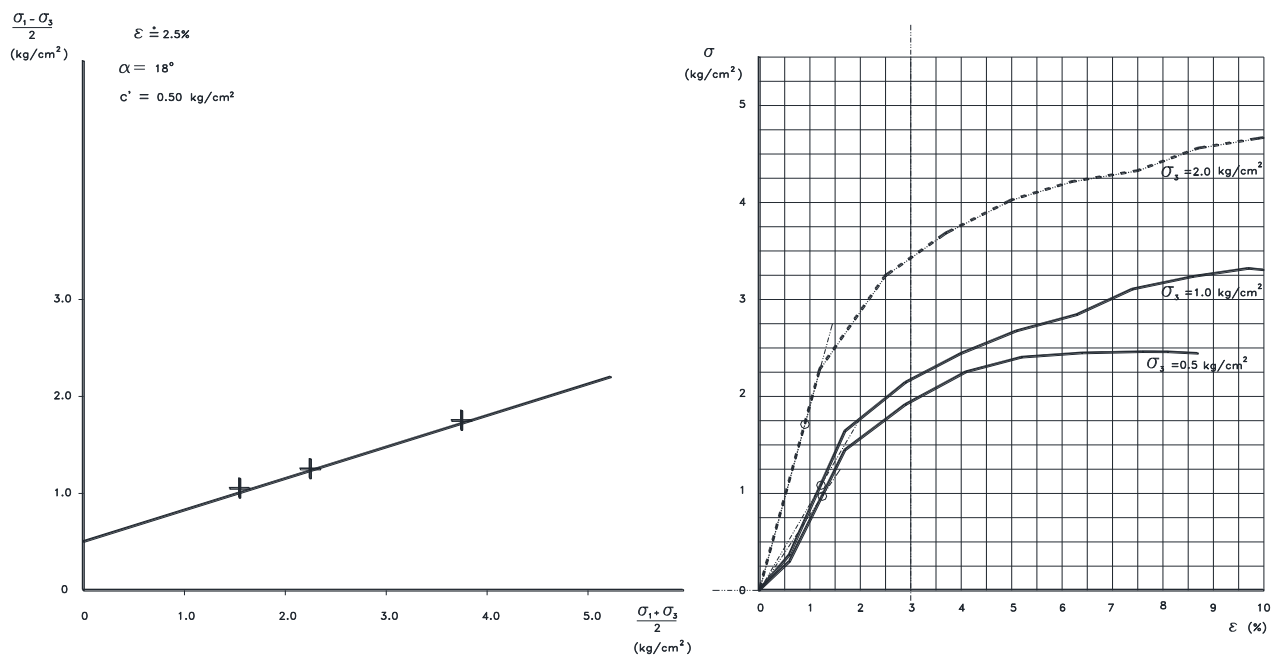


Fig. B12 Prueba de compresión simple una profundidad de 10.75-10.90 m.

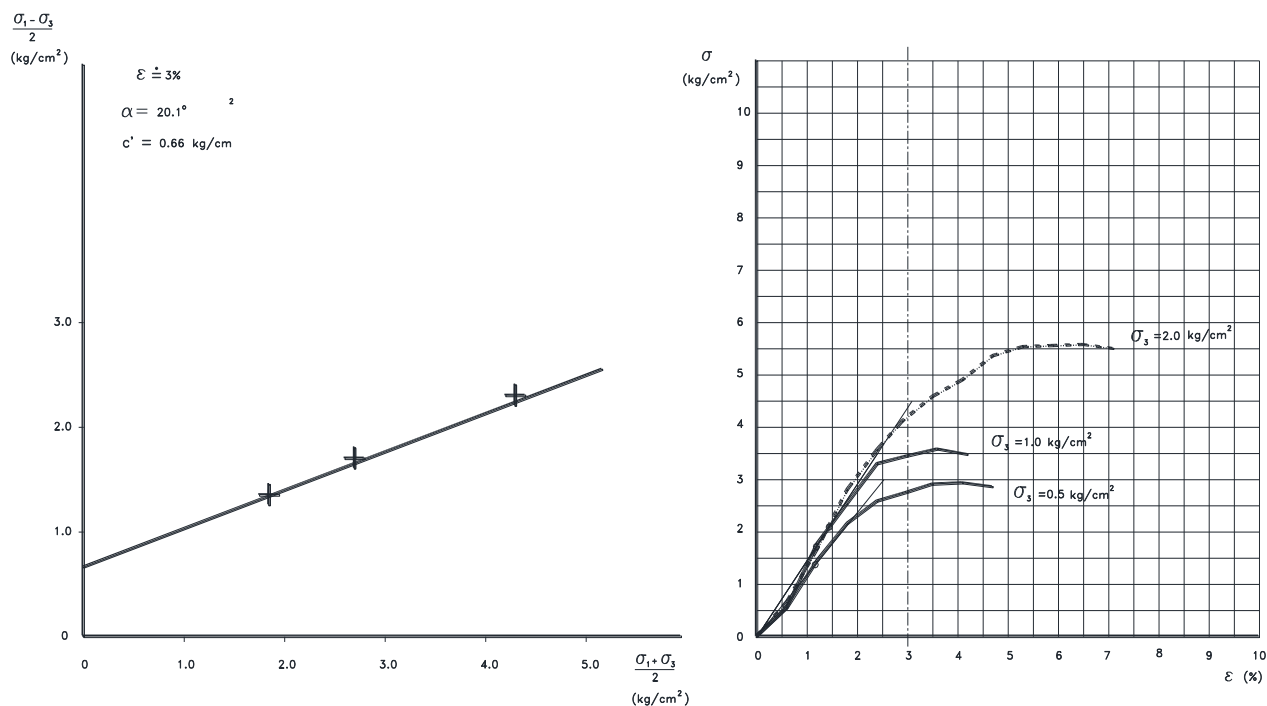


Fig. B13 Prueba de compresión simple una profundidad de 15.70-15.90 m.

Listado de requerimientos para el análisis de un sistema de retención anclado

1. Por medio de la exploración de campo e investigación en laboratorio determinar una estratigrafía representativa del depósito de suelo, tomando en cuenta las propiedades índice y mecánicas.
2. Determinar la estabilidad global del corte a la profundidad y cargas exteriores de proyecto, sin considerar ningún sistema de retención. En caso de presentar el análisis estabilidad un factor de seguridad $FS > 2$, no será necesario el uso de un sistema de retención.
3. Establecer la envolvente de presión sobre el sistema de retención, considerando la influencia de agua y cargas externas en caso de existir.
4. Proponer al menos dos distribuciones de anclajes (separación SX-SZ) congruentes con los procedimientos de construcción y calcular las fuerzas de tensión y profundidad de empotre necesarias para el equilibrio del sistema.
5. Contemplando una fuerza de tensión con menor dispersión entre niveles de anclaje, capacidad de barras o torones comerciales y el menor número de anclas necesarias para el proyecto, elegir la distribución de anclaje.
6. Verificar que la presión pasiva desarrollada en el sistema es suficiente para contener la presión actuante a partir del último nivel de anclaje (articulación plástica), considerando la aportación estructural de la sección del muro (M_c o M_n).
7. Calcular el diámetro y longitud de bulbo efectiva necesaria para la fuerza de tensión suministrada en cada nivel de anclaje. Considerando una longitud libre de al menos 1m después de la superficie de falla global del análisis de estabilidad.

8. Verificar el punzonamiento sobre el estrato de apoyo que ejerce el peso propio del muro y la componente vertical de la tensión en los niveles de anclaje.
9. Determinar la capacidad estructural y número de barras o torones para cada nivel de anclaje.
10. Diseñar las dimensiones de la zapata o pedestal de reacción por contante en uno y dos sentidos, debido a la fuerza de tensión suministrada en cada nivel de anclaje.
11. Calcular las presiones actuantes en el sistema de retención para cada etapa de excavación, verificando que la presión pasiva por debajo del corte no sea rebasada.
12. Obtener los desplazamientos horizontales que sufre el depósito de suelo por debajo del nivel de corte, debido a las cargas actuantes en el sistema de retención y por medio de un análisis de interacción estática conocer la distribución de presión pasiva requerida; asimismo, la distribución de momentos flexionantes, fuerzas cortantes y desplazamientos en el muro de retención.
13. Con los valores de los elementos mecánicos del inciso anterior, proponer la separación y diámetro del acero de refuerzo, tanto por cortante como por momento flexionante.

Influencias primera etapa

Carga unitaria aplicada en dovela d₁

r₀= 4 z_i= 0.25
 Δx= 1.5 z_p= 0.25
 λ= 0.5

Renglón 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.2120	0.3218	-0.3218	1.1474	0.7854	0.3218	0.6627	0.6435	0.6000	0.6591	0.4636	0.2000	0.6023
2	2.25	0.7266	0.1107	-0.1107	0.7147	0.3218	0.1107	0.5666	0.2213	0.2195	0.5615	0.2111	0.1902	0.2269
3	3.75	0.4900	0.0666	-0.0666	0.4863	0.1974	0.0666	0.4359	0.1331	0.1327	0.4333	0.1308	0.1259	0.1085
4	5.25	0.3640	0.0476	-0.0476	0.3625	0.1419	0.0476	0.3410	0.0952	0.0950	0.3397	0.0943	0.0925	0.0613
5	6.75	0.2881	0.0370	-0.0370	0.2873	0.1107	0.0370	0.2764	0.0740	0.0740	0.2758	0.0736	0.0728	0.0388
6	8.25	0.2378	0.0303	-0.0303	0.2374	0.0907	0.0303	0.2312	0.0606	0.0606	0.2309	0.0604	0.0599	0.0266
7	9.75	0.2023	0.0256	-0.0256	0.2021	0.0768	0.0256	0.1982	0.0513	0.0512	0.1980	0.0511	0.0508	0.0193
8	11.25	0.1759	0.0222	-0.0222	0.1758	0.0666	0.0222	0.1732	0.0444	0.0444	0.1731	0.0443	0.0442	0.0147
9	12.75	0.1556	0.0196	-0.0196	0.1555	0.0588	0.0196	0.1537	0.0392	0.0392	0.1536	0.0392	0.0390	0.0115
10	14.25	0.1394	0.0175	-0.0175	0.1394	0.0526	0.0175	0.1381	0.0351	0.0351	0.1380	0.0350	0.0349	0.0092
													ΣI_{1i}=	1.1191
													A I_{total}=	1.6786

r₀= 4 z_i= 0.25
 Δx= 1.5 z_p= 1.25
 λ= 0.5

Renglón 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.0122	-0.7854	-1.0304	0.8730	1.1659	1.0304	0.6447	0.2450	-0.0588	0.6163	0.1355	-0.0791	0.0739
2	2.25	0.6822	-0.3218	-0.5071	0.6368	0.6610	0.5071	0.5469	0.1853	0.1245	0.5245	0.1539	0.0601	0.1345
3	3.75	0.4758	-0.1974	-0.3218	0.4598	0.4366	0.3218	0.4260	0.1244	0.1077	0.4146	0.1149	0.0832	0.0864
4	5.25	0.3581	-0.1419	-0.2337	0.3511	0.3218	0.2337	0.3361	0.0918	0.0853	0.3304	0.0880	0.0747	0.0541
5	6.75	0.2851	-0.1107	-0.1831	0.2816	0.2537	0.1831	0.2738	0.0725	0.0693	0.2707	0.0706	0.0639	0.0359
6	8.25	0.2362	-0.0907	-0.1504	0.2341	0.2090	0.1504	0.2297	0.0597	0.0580	0.2278	0.0587	0.0549	0.0253
7	9.75	0.2013	-0.0768	-0.1275	0.2000	0.1776	0.1275	0.1973	0.0507	0.0497	0.1961	0.0501	0.0478	0.0186
8	11.25	0.1753	-0.0666	-0.1107	0.1744	0.1543	0.1107	0.1726	0.0441	0.0434	0.1718	0.0437	0.0421	0.0142
9	12.75	0.1551	-0.0588	-0.0977	0.1545	0.1364	0.0977	0.1533	0.0390	0.0385	0.1527	0.0387	0.0376	0.0112
10	14.25	0.1391	-0.0526	-0.0875	0.1387	0.1222	0.0875	0.1378	0.0349	0.0346	0.1374	0.0347	0.0339	0.0091
													ΣI_{2i}=	0.4633
													A I_{total}=	0.6949

r₀= 4 z_i= 0.25
 Δx= 1.5 z_p= 2.75
 λ= 0.5

Renglón 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.6538	-1.2490	-1.3045	0.5741	1.3440	1.3045	0.5332	0.0555	-0.0462	0.4897	0.0395	-0.0347	0.0035
2	2.25	0.5365	-0.7854	-0.8851	0.4900	0.9653	0.8851	0.4666	0.0997	-0.0099	0.4359	0.0802	-0.0221	0.0321
3	3.75	0.4177	-0.5404	-0.6327	0.3946	0.7141	0.6327	0.3834	0.0923	0.0357	0.3655	0.0813	0.0180	0.0408
4	5.25	0.3313	-0.4049	-0.4825	0.3194	0.5543	0.4825	0.3138	0.0776	0.0490	0.3037	0.0718	0.0365	0.0347
5	6.75	0.2710	-0.3218	-0.3869	0.2644	0.4487	0.3869	0.2613	0.0651	0.0494	0.2554	0.0618	0.0415	0.0269
6	8.25	0.2280	-0.2663	-0.3218	0.2240	0.3753	0.3218	0.2222	0.0555	0.0462	0.2185	0.0535	0.0410	0.0206
7	9.75	0.1961	-0.2268	-0.2749	0.1936	0.3218	0.2749	0.1924	0.0481	0.0422	0.1900	0.0468	0.0387	0.0161
8	11.25	0.1718	-0.1974	-0.2397	0.1701	0.2812	0.2397	0.1693	0.0423	0.0384	0.1677	0.0415	0.0360	0.0127
9	12.75	0.1527	-0.1747	-0.2124	0.1515	0.2496	0.2124	0.1510	0.0378	0.0350	0.1498	0.0372	0.0333	0.0103
10	14.25	0.1374	-0.1566	-0.1906	0.1365	0.2242	0.1906	0.1361	0.0340	0.0320	0.1352	0.0336	0.0307	0.0084
													ΣI_{3i}=	0.2061
													A I_{total}=	0.3091

$r_0=$ 4 $z_i=$ 0.25
 $\Delta x=$ 1.5 $z_j=$ 4
 $\lambda=$ 0.5

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	0.4819	-1.3597	-1.3854	0.4340	1.4056	1.3854	0.4303	0.0257	-0.0237	0.3957	0.0202	-0.0190	0.0006
2	2.25	0.4289	-0.9995	-1.0584	0.3941	1.1071	1.0584	0.3919	0.0589	-0.0276	0.3651	0.0487	-0.0273	0.0096
3	3.75	0.3606	-0.7509	-0.8176	0.3392	0.8761	0.8176	0.3382	0.0667	0.0001	0.3205	0.0584	-0.0072	0.0186
4	5.25	0.3006	-0.5880	-0.6511	0.2879	0.7086	0.6511	0.2874	0.0631	0.0205	0.2763	0.0575	0.0121	0.0207
5	6.75	0.2534	-0.4784	-0.5350	0.2457	0.5880	0.5350	0.2455	0.0566	0.0299	0.2384	0.0530	0.0230	0.0188
6	8.25	0.2172	-0.4012	-0.4515	0.2123	0.4993	0.4515	0.2122	0.0502	0.0330	0.2076	0.0479	0.0278	0.0159
7	9.75	0.1892	-0.3446	-0.3893	0.1859	0.4324	0.3893	0.1858	0.0447	0.0332	0.1827	0.0431	0.0293	0.0132
8	11.25	0.1671	-0.3016	-0.3416	0.1648	0.3805	0.3416	0.1648	0.0400	0.0320	0.1626	0.0389	0.0292	0.0109
9	12.75	0.1494	-0.2679	-0.3040	0.1477	0.3393	0.3040	0.1477	0.0361	0.0303	0.1461	0.0353	0.0282	0.0091
10	14.25	0.1349	-0.2408	-0.2737	0.1337	0.3059	0.2737	0.1337	0.0328	0.0286	0.1325	0.0322	0.0270	0.0077
														$\Sigma I_{i1}=$ 0.1252
														$A I_{total}=$ 0.1878

$r_0=$ 4 $z_i=$ 0.25
 $\Delta x=$ 1.5 $z_j=$ 5
 $\lambda=$ 0.5

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	0.3941	-1.4056	-1.4219	0.3606	1.4353	1.4219	0.3651	0.0163	-0.0155	0.3382	0.0134	-0.0128	0.0002
2	2.25	0.3636	-1.1071	-1.1479	0.3368	1.1825	1.1479	0.3406	0.0408	-0.0258	0.3184	0.0345	-0.0238	0.0041
3	3.75	0.3192	-0.8761	-0.9273	0.3006	0.9724	0.9273	0.3035	0.0512	-0.0118	0.2874	0.0451	-0.0146	0.0099
4	5.25	0.2753	-0.7086	-0.7610	0.2631	0.8086	0.7610	0.2652	0.0524	0.0053	0.2542	0.0476	0.0001	0.0131
5	6.75	0.2377	-0.5880	-0.6375	0.2298	0.6837	0.6375	0.2311	0.0495	0.0168	0.2238	0.0462	0.0114	0.0135
6	8.25	0.2071	-0.4993	-0.5449	0.2017	0.5880	0.5449	0.2027	0.0455	0.0229	0.1977	0.0431	0.0183	0.0124
7	9.75	0.1824	-0.4324	-0.4739	0.1787	0.5136	0.4739	0.1794	0.0414	0.0256	0.1759	0.0398	0.0219	0.0109
8	11.25	0.1623	-0.3805	-0.4182	0.1597	0.4547	0.4182	0.1602	0.0377	0.0263	0.1577	0.0365	0.0234	0.0094
9	12.75	0.1459	-0.3393	-0.3737	0.1440	0.4073	0.3737	0.1444	0.0344	0.0260	0.1426	0.0335	0.0238	0.0081
10	14.25	0.1324	-0.3059	-0.3375	0.1309	0.3683	0.3375	0.1312	0.0316	0.0253	0.1298	0.0309	0.0235	0.0069
														$\Sigma I_{i1}=$ 0.0885
														$A I_{total}=$ 0.1328

$r_0=$ 4 $z_i=$ 0.25
 $\Delta x=$ 1.5 $z_j=$ 6
 $\lambda=$ 0.5

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	0.3321	-1.4353	-1.4464	0.3076	1.4559	1.4464	0.3145	0.0112	-0.0108	0.2935	0.0095	-0.0092	0.0001
2	2.25	0.3132	-1.1825	-1.2120	0.2925	1.2376	1.2120	0.2984	0.0295	-0.0217	0.2803	0.0255	-0.0197	0.0019
3	3.75	0.2835	-0.9724	-1.0122	0.2678	1.0475	1.0122	0.2724	0.0398	-0.0160	0.2584	0.0353	-0.0166	0.0054
4	5.25	0.2514	-0.8086	-0.8520	0.2403	0.8914	0.8520	0.2437	0.0433	-0.0039	0.2335	0.0394	-0.0068	0.0082
5	6.75	0.2218	-0.6837	-0.7266	0.2141	0.7665	0.7266	0.2165	0.0429	0.0069	0.2093	0.0399	0.0031	0.0094
6	8.25	0.1963	-0.5880	-0.6288	0.1909	0.6673	0.6288	0.1926	0.0408	0.0141	0.1874	0.0385	0.0104	0.0094
7	9.75	0.1749	-0.5136	-0.5517	0.1710	0.5880	0.5517	0.1722	0.0380	0.0184	0.1685	0.0363	0.0152	0.0088
8	11.25	0.1570	-0.4547	-0.4900	0.1542	0.5239	0.4900	0.1551	0.0352	0.0206	0.1524	0.0340	0.0179	0.0079
9	12.75	0.1420	-0.4073	-0.4398	0.1399	0.4715	0.4398	0.1406	0.0326	0.0216	0.1386	0.0316	0.0194	0.0070
10	14.25	0.1294	-0.3683	-0.3985	0.1278	0.4279	0.3985	0.1283	0.0302	0.0217	0.1268	0.0294	0.0199	0.0062
														$\Sigma I_{i1}=$ 0.0644
														$A I_{total}=$ 0.0966

r₀= 4 z_c= 0.25
 Δx= 1.5 z_p= 7
 λ= 0.5

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α'₀ (°)	ψ'₁ (°)	ψ'₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.2864	-1.4559	-1.4641	0.2678	1.4711	1.4641	0.2750	0.0081	-0.0079	0.2584	0.0071	-0.0069	0.0000
2	2.25	0.2740	-1.2376	-1.2598	0.2576	1.2793	1.2598	0.2640	0.0222	-0.0178	0.2493	0.0195	-0.0161	0.0010
3	3.75	0.2534	-1.0475	-1.0790	0.2403	1.1071	1.0790	0.2455	0.0315	-0.0166	0.2335	0.0282	-0.0163	0.0031
4	5.25	0.2298	-0.8914	-0.9273	0.2198	0.9601	0.9273	0.2238	0.0359	-0.0088	0.2146	0.0328	-0.0102	0.0052
5	6.75	0.2065	-0.7665	-0.8036	0.1992	0.8380	0.8036	0.2022	0.0370	0.0000	0.1953	0.0344	-0.0024	0.0066
6	8.25	0.1855	-0.6673	-0.7036	0.1801	0.7378	0.7036	0.1823	0.0363	0.0072	0.1772	0.0342	0.0044	0.0071
7	9.75	0.1671	-0.5880	-0.6227	0.1631	0.6557	0.6227	0.1648	0.0347	0.0122	0.1610	0.0330	0.0095	0.0070
8	11.25	0.1513	-0.5239	-0.5566	0.1483	0.5880	0.5566	0.1496	0.0327	0.0154	0.1467	0.0314	0.0130	0.0065
9	12.75	0.1378	-0.4715	-0.5021	0.1355	0.5317	0.5021	0.1365	0.0306	0.0172	0.1343	0.0296	0.0152	0.0060
10	14.25	0.1262	-0.4279	-0.4566	0.1244	0.4845	0.4566	0.1252	0.0287	0.0182	0.1235	0.0279	0.0164	0.0054
														ΣI_{7i}= 0.0478
														A I_{total}= 0.0717

r₀= 4 z_c= 0.25
 Δx= 1.5 z_p= 8
 λ= 0.5

Renglon 8

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α'₀ (°)	ψ'₁ (°)	ψ'₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.2514	-1.4711	-1.4773	0.2369	1.4828	1.4773	0.2437	0.0062	-0.0061	0.2304	0.0055	-0.0054	0.0000
2	2.25	0.2429	-1.2793	-1.2966	0.2298	1.3120	1.2966	0.2359	0.0173	-0.0146	0.2238	0.0154	-0.0133	0.0005
3	3.75	0.2283	-1.1071	-1.1325	0.2172	1.1553	1.1325	0.2224	0.0253	-0.0157	0.2122	0.0228	-0.0150	0.0018
4	5.25	0.2105	-0.9601	-0.9900	0.2017	1.0175	0.9900	0.2059	0.0300	-0.0111	0.1977	0.0275	-0.0116	0.0034
5	6.75	0.1922	-0.8380	-0.8699	0.1855	0.8997	0.8699	0.1887	0.0320	-0.0044	0.1823	0.0297	-0.0059	0.0046
6	8.25	0.1749	-0.7378	-0.7700	0.1698	0.8003	0.7700	0.1722	0.0322	0.0020	0.1673	0.0303	0.0000	0.0052
7	9.75	0.1592	-0.6557	-0.6871	0.1553	0.7170	0.6871	0.1572	0.0314	0.0071	0.1535	0.0299	0.0050	0.0054
8	11.25	0.1454	-0.5880	-0.6181	0.1424	0.6470	0.6181	0.1438	0.0301	0.0107	0.1410	0.0289	0.0087	0.0053
9	12.75	0.1332	-0.5317	-0.5604	0.1309	0.5880	0.5604	0.1321	0.0286	0.0132	0.1298	0.0276	0.0113	0.0051
10	14.25	0.1227	-0.4845	-0.5116	0.1209	0.5378	0.5116	0.1218	0.0271	0.0147	0.1200	0.0263	0.0131	0.0047
														ΣI_{8i}= 0.0360
														A I_{total}= 0.0541

r₀= 4 z_c= 0.25
 Δx= 1.5 z_p= 9
 λ= 0.5

Renglon 9

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α'₀ (°)	ψ'₁ (°)	ψ'₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.2239	-1.4828	-1.4877	0.2123	1.4920	1.4877	0.2184	0.0049	-0.0048	0.2076	0.0044	-0.0043	0.0000
2	2.25	0.2179	-1.3120	-1.3258	0.2071	1.3382	1.3258	0.2128	0.0138	-0.0121	0.2027	0.0124	-0.0110	0.0003
3	3.75	0.2071	-1.1553	-1.1760	0.1978	1.1948	1.1760	0.2027	0.0207	-0.0143	0.1939	0.0188	-0.0135	0.0011
4	5.25	0.1935	-1.0175	-1.0427	0.1859	1.0659	1.0427	0.1900	0.0252	-0.0119	0.1827	0.0232	-0.0119	0.0022
5	6.75	0.1790	-0.8997	-0.9273	0.1729	0.9530	0.9273	0.1762	0.0276	-0.0070	0.1704	0.0257	-0.0078	0.0032
6	8.25	0.1648	-0.8003	-0.8288	0.1600	0.8557	0.8288	0.1626	0.0285	-0.0017	0.1580	0.0269	-0.0030	0.0039
7	9.75	0.1515	-0.7170	-0.7454	0.1477	0.7724	0.7454	0.1498	0.0284	0.0031	0.1461	0.0270	0.0014	0.0042
8	11.25	0.1394	-0.6470	-0.6747	0.1365	0.7013	0.6747	0.1381	0.0277	0.0068	0.1352	0.0265	0.0051	0.0043
9	12.75	0.1286	-0.5880	-0.6147	0.1263	0.6404	0.6147	0.1276	0.0267	0.0096	0.1253	0.0257	0.0080	0.0042
10	14.25	0.1190	-0.5378	-0.5633	0.1172	0.5880	0.5633	0.1182	0.0255	0.0115	0.1164	0.0247	0.0101	0.0040
														ΣI_{9i}= 0.0275
														A I_{total}= 0.0413

Carga unitaria aplicada en dovela d₂

r₀= 4 z_i= 1.25
 Δx= 1.5 z_y= 0.25
 λ= 1.5

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.0122	1.1659	0.3218	0.8730	1.2490	0.7854	0.6447	0.8442	0.0621	0.6163	0.4636	-0.2000	0.3565
2	2.25	0.6822	0.6610	0.1107	0.6368	0.7854	0.3218	0.5469	0.5504	0.3749	0.5245	0.4636	0.2000	0.4078
3	3.75	0.4758	0.4366	0.0666	0.4598	0.5404	0.1974	0.4260	0.3701	0.3168	0.4146	0.3430	0.2489	0.2569
4	5.25	0.3581	0.3218	0.0476	0.3511	0.4049	0.1419	0.3361	0.2742	0.2525	0.3304	0.2630	0.2221	0.1610
5	6.75	0.2851	0.2537	0.0370	0.2816	0.3218	0.1107	0.2738	0.2167	0.2059	0.2707	0.2111	0.1902	0.1071
6	8.25	0.2362	0.2090	0.0303	0.2341	0.2663	0.0907	0.2297	0.1787	0.1727	0.2278	0.1756	0.1637	0.0755
7	9.75	0.2013	0.1776	0.0256	0.2000	0.2268	0.0768	0.1973	0.1520	0.1483	0.1961	0.1500	0.1426	0.0557
8	11.25	0.1753	0.1543	0.0222	0.1744	0.1974	0.0666	0.1726	0.1321	0.1297	0.1718	0.1308	0.1259	0.0426
9	12.75	0.1551	0.1364	0.0196	0.1545	0.1747	0.0588	0.1533	0.1168	0.1151	0.1527	0.1159	0.1125	0.0336
10	14.25	0.1391	0.1222	0.0175	0.1387	0.1566	0.0526	0.1378	0.1047	0.1034	0.1374	0.1040	0.1016	0.0272
ΣI_{ij}=														1.5240
A I_{total}=														2.2860

r₀= 4 z_i= 1.25
 Δx= 1.5 z_y= 1.25
 λ= 1.5

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.2120	0.7854	-0.7854	0.6538	1.3440	1.1659	0.6627	1.5708	1.0000	0.5332	0.1781	-0.1430	0.8224
2	2.25	0.7266	0.3218	-0.3218	0.5365	0.9653	0.6610	0.5666	0.6435	0.6000	0.4666	0.3042	-0.0166	0.4005
3	3.75	0.4900	0.1974	-0.1974	0.4177	0.7141	0.4366	0.4359	0.3948	0.3846	0.3834	0.2775	0.1117	0.2334
4	5.25	0.3640	0.1419	-0.1419	0.3313	0.5543	0.3218	0.3410	0.2838	0.2800	0.3138	0.2326	0.1475	0.1487
5	6.75	0.2881	0.1107	-0.1107	0.2710	0.4487	0.2537	0.2764	0.2213	0.2195	0.2613	0.1950	0.1479	0.1010
6	8.25	0.2378	0.0907	-0.0907	0.2280	0.3753	0.2090	0.2312	0.1813	0.1803	0.2222	0.1662	0.1380	0.0722
7	9.75	0.2023	0.0768	-0.0768	0.1961	0.3218	0.1776	0.1982	0.1535	0.1529	0.1924	0.1442	0.1261	0.0538
8	11.25	0.1759	0.0666	-0.0666	0.1718	0.2812	0.1543	0.1732	0.1331	0.1327	0.1693	0.1269	0.1148	0.0415
9	12.75	0.1556	0.0588	-0.0588	0.1527	0.2496	0.1364	0.1537	0.1175	0.1172	0.1510	0.1132	0.1046	0.0329
10	14.25	0.1394	0.0526	-0.0526	0.1374	0.2242	0.1222	0.1381	0.1052	0.1050	0.1361	0.1020	0.0958	0.0267
ΣI_{ij}=														1.9332
A I_{total}=														2.8998

r₀= 4 z_i= 1.25
 Δx= 1.5 z_y= 2.75
 λ= 1.5

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.8730	-0.7854	-1.2490	0.4568	1.4142	1.3440	0.6163	0.4636	-0.2000	0.4125	0.0702	-0.0650	0.0786
2	2.25	0.6368	-0.3218	-0.7854	0.4110	1.1284	0.9653	0.5245	0.4636	0.2000	0.3782	0.1632	-0.0811	0.1810
3	3.75	0.4598	-0.1974	-0.5404	0.3498	0.9025	0.7141	0.4146	0.3430	0.2489	0.3293	0.1884	-0.0086	0.1455
4	5.25	0.3511	-0.1419	-0.4049	0.2942	0.7354	0.5543	0.3304	0.2630	0.2221	0.2819	0.1811	0.0500	0.1076
5	6.75	0.2816	-0.1107	-0.3218	0.2496	0.6132	0.4487	0.2707	0.2111	0.1902	0.2420	0.1645	0.0798	0.0801
6	8.25	0.2341	-0.0907	-0.2663	0.2148	0.5224	0.3753	0.2278	0.1756	0.1637	0.2099	0.1471	0.0914	0.0608
7	9.75	0.2000	-0.0768	-0.2268	0.1875	0.4533	0.3218	0.1961	0.1500	0.1426	0.1843	0.1316	0.0937	0.0472
8	11.25	0.1744	-0.0666	-0.1974	0.1660	0.3995	0.2812	0.1718	0.1308	0.1259	0.1637	0.1183	0.0917	0.0375
9	12.75	0.1545	-0.0588	-0.1747	0.1486	0.3566	0.2496	0.1527	0.1159	0.1125	0.1469	0.1070	0.0878	0.0303
10	14.25	0.1387	-0.0526	-0.1566	0.1343	0.3218	0.2242	0.1374	0.1040	0.1016	0.1331	0.0975	0.0832	0.0250
ΣI_{ij}=														0.7936
A I_{total}=														1.1904

r₀= 4 z_i= 1.25
 Δx= 1.5 z_j= 4
 λ= 1.5

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.6118	-1.2120	-1.3597	0.3606	1.4464	1.4056	0.5112	0.1477	-0.1239	0.3382	0.0408	-0.0391	0.0061	
2	2.25	0.5127	-0.7266	-0.9995	0.3368	1.2120	1.1071	0.4512	0.2728	-0.0417	0.3184	0.1049	-0.0712	0.0549	
3	3.75	0.4062	-0.4900	-0.7509	0.3006	1.0122	0.8761	0.3745	0.2610	0.0836	0.2874	0.1361	-0.0424	0.0745	
4	5.25	0.3255	-0.3640	-0.5880	0.2631	0.8520	0.7086	0.3088	0.2240	0.1289	0.2542	0.1433	0.0015	0.0696	
5	6.75	0.2678	-0.2881	-0.4784	0.2298	0.7266	0.5880	0.2584	0.1903	0.1363	0.2238	0.1386	0.0350	0.0589	
6	8.25	0.2261	-0.2378	-0.4012	0.2017	0.6288	0.4993	0.2204	0.1634	0.1306	0.1977	0.1294	0.0553	0.0484	
7	9.75	0.1949	-0.2023	-0.3446	0.1787	0.5517	0.4324	0.1913	0.1423	0.1212	0.1759	0.1192	0.0659	0.0396	
8	11.25	0.1710	-0.1759	-0.3016	0.1597	0.4900	0.3805	0.1685	0.1257	0.1113	0.1577	0.1095	0.0704	0.0326	
9	12.75	0.1522	-0.1556	-0.2679	0.1440	0.4398	0.3393	0.1504	0.1123	0.1022	0.1426	0.1005	0.0714	0.0271	
10	14.25	0.1369	-0.1394	-0.2408	0.1309	0.3985	0.3059	0.1357	0.1014	0.0940	0.1298	0.0926	0.0705	0.0228	
														ΣI _{es} =	0.4344
														A I _{total} =	0.6516

r₀= 4 z_i= 1.25
 Δx= 1.5 z_j= 5
 λ= 1.5

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.4819	-1.3258	-1.4056	0.3076	1.4641	1.4353	0.4303	0.0798	-0.0731	0.2935	0.0288	-0.0279	0.0015	
2	2.25	0.4289	-0.9273	-1.1071	0.2925	1.2598	1.1825	0.3919	0.1799	-0.0800	0.2803	0.0773	-0.0591	0.0211	
3	3.75	0.3606	-0.6747	-0.8761	0.2678	1.0790	0.9724	0.3382	0.2013	0.0040	0.2584	0.1066	-0.0492	0.0402	
4	5.25	0.3006	-0.5191	-0.7086	0.2403	0.9273	0.8086	0.2874	0.1895	0.0633	0.2335	0.1186	-0.0195	0.0458	
5	6.75	0.2534	-0.4182	-0.5880	0.2141	0.8036	0.6837	0.2455	0.1698	0.0904	0.2093	0.1199	0.0100	0.0435	
6	8.25	0.2172	-0.3488	-0.4993	0.1909	0.7036	0.5880	0.2122	0.1506	0.0992	0.1874	0.1156	0.0318	0.0385	
7	9.75	0.1892	-0.2985	-0.4324	0.1710	0.6227	0.5136	0.1858	0.1339	0.0994	0.1685	0.1091	0.0458	0.0332	
8	11.25	0.1671	-0.2606	-0.3805	0.1542	0.5566	0.4547	0.1648	0.1199	0.0959	0.1524	0.1019	0.0540	0.0283	
9	12.75	0.1494	-0.2311	-0.3393	0.1399	0.5021	0.4073	0.1477	0.1082	0.0909	0.1386	0.0948	0.0582	0.0242	
10	14.25	0.1349	-0.2075	-0.3059	0.1278	0.4566	0.3683	0.1337	0.0984	0.0856	0.1268	0.0883	0.0598	0.0207	
														ΣI _{es} =	0.2969
														A I _{total} =	0.4454

r₀= 4 z_i= 1.25
 Δx= 1.5 z_j= 6
 λ= 1.5

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.3941	-1.3854	-1.4353	0.2678	1.4773	1.4559	0.3651	0.0498	-0.0473	0.2584	0.0214	-0.0209	0.0005	
2	2.25	0.3636	-1.0584	-1.1825	0.2576	1.2966	1.2376	0.3406	0.1241	-0.0769	0.2493	0.0591	-0.0485	0.0089	
3	3.75	0.3192	-0.8176	-0.9724	0.2403	1.1325	1.0475	0.3035	0.1547	-0.0335	0.2335	0.0849	-0.0485	0.0216	
4	5.25	0.2753	-0.6511	-0.8086	0.2198	0.9900	0.8914	0.2652	0.1576	0.0174	0.2146	0.0987	-0.0301	0.0292	
5	6.75	0.2377	-0.5350	-0.6837	0.1992	0.8699	0.7665	0.2311	0.1488	0.0511	0.1953	0.1034	-0.0068	0.0311	
6	8.25	0.2071	-0.4515	-0.5880	0.1801	0.7700	0.6673	0.2027	0.1365	0.0690	0.1772	0.1027	0.0136	0.0297	
7	9.75	0.1824	-0.3893	-0.5136	0.1631	0.6871	0.5880	0.1794	0.1243	0.0768	0.1610	0.0991	0.0288	0.0271	
8	11.25	0.1623	-0.3416	-0.4547	0.1483	0.6181	0.5239	0.1602	0.1131	0.0789	0.1467	0.0942	0.0391	0.0240	
9	12.75	0.1459	-0.3040	-0.4073	0.1355	0.5604	0.4715	0.1444	0.1033	0.0781	0.1343	0.0889	0.0456	0.0211	
10	14.25	0.1324	-0.2737	-0.3683	0.1244	0.5116	0.4279	0.1312	0.0947	0.0757	0.1235	0.0836	0.0493	0.0185	
														ΣI _{es} =	0.2118
														A I _{total} =	0.3177

r₀= 4 z₀= 1.25
 Δx= 1.5 z_y= 7
 λ= 1.5

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.3321	-1.4219	-1.4559	0.2369	1.4877	1.4711	0.3145	0.0340	-0.0328	0.2304	0.0165	-0.0163	0.0002
2	2.25	0.3132	-1.1479	-1.2376	0.2298	1.3258	1.2793	0.2984	0.0896	-0.0651	0.2238	0.0465	-0.0399	0.0042
3	3.75	0.2835	-0.9273	-1.0475	0.2172	1.1760	1.1071	0.2724	0.1202	-0.0471	0.2122	0.0689	-0.0450	0.0119
4	5.25	0.2514	-0.7610	-0.8914	0.2017	1.0427	0.9601	0.2437	0.1304	-0.0106	0.1977	0.0827	-0.0346	0.0185
5	6.75	0.2218	-0.6375	-0.7665	0.1855	0.9273	0.8380	0.2165	0.1290	0.0213	0.1823	0.0893	-0.0172	0.0218
6	8.25	0.1963	-0.5449	-0.6673	0.1698	0.8288	0.7378	0.1926	0.1224	0.0429	0.1673	0.0910	0.0004	0.0225
7	9.75	0.1749	-0.4739	-0.5880	0.1553	0.7454	0.6557	0.1722	0.1142	0.0555	0.1535	0.0897	0.0151	0.0216
8	11.25	0.1570	-0.4182	-0.5239	0.1424	0.6747	0.5880	0.1551	0.1057	0.0620	0.1410	0.0867	0.0263	0.0200
9	12.75	0.1420	-0.3737	-0.4715	0.1309	0.6147	0.5317	0.1406	0.0977	0.0648	0.1298	0.0829	0.0341	0.0182
10	14.25	0.1294	-0.3375	-0.4279	0.1209	0.5633	0.4845	0.1283	0.0905	0.0652	0.1200	0.0788	0.0393	0.0163

ΣI_{rs}= 0.1552
 A I_{total}= 0.2329

r₀= 4 z₀= 1.25
 Δx= 1.5 z_y= 8
 λ= 1.5

Renglon 8

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.2864	-1.4464	-1.4711	0.2123	1.4959	1.4828	0.2750	0.0247	-0.0241	0.2076	0.0131	-0.0130	0.0001
2	2.25	0.2740	-1.2120	-1.2793	0.2071	1.3495	1.3120	0.2640	0.0673	-0.0535	0.2027	0.0375	-0.0332	0.0021
3	3.75	0.2534	-1.0122	-1.1071	0.1978	1.2120	1.1553	0.2455	0.0950	-0.0494	0.1939	0.0567	-0.0405	0.0068
4	5.25	0.2298	-0.8520	-0.9601	0.1859	1.0873	1.0175	0.2238	0.1081	-0.0258	0.1827	0.0698	-0.0355	0.0118
5	6.75	0.2065	-0.7266	-0.8380	0.1729	0.9770	0.8997	0.2022	0.1113	0.0007	0.1704	0.0774	-0.0233	0.0152
6	8.25	0.1855	-0.6288	-0.7378	0.1600	0.8810	0.8003	0.1823	0.1090	0.0221	0.1580	0.0807	-0.0089	0.0168
7	9.75	0.1671	-0.5517	-0.6557	0.1477	0.7981	0.7170	0.1648	0.1040	0.0369	0.1461	0.0810	0.0045	0.0171
8	11.25	0.1513	-0.4900	-0.5880	0.1365	0.7266	0.6470	0.1496	0.0980	0.0463	0.1352	0.0796	0.0156	0.0165
9	12.75	0.1378	-0.4398	-0.5317	0.1263	0.6651	0.5880	0.1365	0.0919	0.0517	0.1253	0.0771	0.0241	0.0154
10	14.25	0.1262	-0.3985	-0.4845	0.1172	0.6119	0.5378	0.1252	0.0860	0.0545	0.1164	0.0741	0.0302	0.0142

ΣI_{rs}= 0.1160
 A I_{total}= 0.1740

r₀= 4 z₀= 1.25
 Δx= 1.5 z_y= 9
 λ= 1.5

Renglon 9

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.2514	-1.4641	-1.4828	0.1922	1.5027	1.4920	0.2437	0.0187	-0.0184	0.1887	0.0107	-0.0106	0.0001
2	2.25	0.2429	-1.2598	-1.3120	0.1883	1.3690	1.3382	0.2359	0.0522	-0.0440	0.1850	0.0308	-0.0279	0.0012
3	3.75	0.2283	-1.0790	-1.1553	0.1812	1.2422	1.1948	0.2224	0.0763	-0.0470	0.1783	0.0474	-0.0361	0.0041
4	5.25	0.2105	-0.9273	-1.0175	0.1720	1.1255	1.0659	0.2059	0.0902	-0.0329	0.1694	0.0596	-0.0346	0.0077
5	6.75	0.1922	-0.8036	-0.8997	0.1615	1.0204	0.9530	0.1887	0.0961	-0.0127	0.1595	0.0674	-0.0264	0.0106
6	8.25	0.1749	-0.7036	-0.8003	0.1508	0.9273	0.8557	0.1722	0.0967	0.0065	0.1491	0.0716	-0.0151	0.0125
7	9.75	0.1592	-0.6227	-0.7170	0.1404	0.8456	0.7724	0.1572	0.0943	0.0216	0.1391	0.0732	-0.0034	0.0133
8	11.25	0.1454	-0.5566	-0.6470	0.1307	0.7742	0.7013	0.1438	0.0904	0.0324	0.1296	0.0729	0.0069	0.0134
9	12.75	0.1332	-0.5021	-0.5880	0.1217	0.7118	0.6404	0.1321	0.0859	0.0397	0.1208	0.0715	0.0155	0.0129
10	14.25	0.1227	-0.4566	-0.5378	0.1134	0.6574	0.5880	0.1218	0.0812	0.0442	0.1127	0.0694	0.0222	0.0122

ΣI_{rs}= 0.0880
 A I_{total}= 0.1320

Carga unitaria aplicada en dovela d₃

r₀= 4 z_i= 2.75
 Δx= 1.5 z_y= 0.25
 λ= 1.5

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.6538	1.3440	1.1659	0.5741	1.3734	1.2490	0.5332	0.1781	-0.1430	0.4897	0.1244	-0.1077	0.0128
2	2.25	0.5365	0.9653	0.6610	0.4900	1.0304	0.7854	0.4666	0.3042	-0.0166	0.4359	0.2450	-0.0588	0.1028
3	3.75	0.4177	0.7141	0.4366	0.3946	0.7854	0.5404	0.3834	0.2775	0.1117	0.3655	0.2450	0.0588	0.1243
4	5.25	0.3313	0.5543	0.3218	0.3194	0.6202	0.4049	0.3138	0.2326	0.1475	0.3037	0.2154	0.1109	0.1043
5	6.75	0.2710	0.4487	0.2537	0.2644	0.5071	0.3218	0.2613	0.1950	0.1479	0.2554	0.1853	0.1245	0.0806
6	8.25	0.2280	0.3753	0.2090	0.2240	0.4266	0.2663	0.2222	0.1662	0.1380	0.2185	0.1604	0.1229	0.0618
7	9.75	0.1961	0.3218	0.1776	0.1936	0.3672	0.2268	0.1924	0.1442	0.1261	0.1900	0.1404	0.1160	0.0481
8	11.25	0.1718	0.2812	0.1543	0.1701	0.3218	0.1974	0.1693	0.1269	0.1148	0.1677	0.1244	0.1077	0.0381
9	12.75	0.1527	0.2496	0.1364	0.1515	0.2861	0.1747	0.1510	0.1132	0.1046	0.1498	0.1114	0.0996	0.0308
10	14.25	0.1374	0.2242	0.1222	0.1365	0.2573	0.1566	0.1361	0.1020	0.0958	0.1352	0.1007	0.0921	0.0253
ΣI_{is}=														0.6289
A I_{total}=														0.9433

r₀= 4 z_i= 2.75
 Δx= 1.5 z_y= 1.25
 λ= 1.5

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.8730	1.2490	0.7854	0.4568	1.4142	1.3440	0.6163	0.4636	-0.2000	0.4125	0.0702	-0.0650	0.0786
2	2.25	0.6368	0.7854	0.3218	0.4110	1.1284	0.9653	0.5245	0.4636	0.2000	0.3782	0.1632	-0.0811	0.1810
3	3.75	0.4598	0.5404	0.1974	0.3498	0.9025	0.7141	0.4146	0.3430	0.2489	0.3293	0.1884	-0.0086	0.1455
4	5.25	0.3511	0.4049	0.1419	0.2942	0.7354	0.5543	0.3304	0.2630	0.2221	0.2819	0.1811	0.0500	0.1076
5	6.75	0.2816	0.3218	0.1107	0.2496	0.6132	0.4487	0.2707	0.2111	0.1902	0.2420	0.1645	0.0798	0.0801
6	8.25	0.2341	0.2663	0.0907	0.2148	0.5224	0.3753	0.2278	0.1756	0.1637	0.2099	0.1471	0.0914	0.0608
7	9.75	0.2000	0.2268	0.0768	0.1875	0.4533	0.3218	0.1961	0.1500	0.1426	0.1843	0.1316	0.0937	0.0472
8	11.25	0.1744	0.1974	0.0666	0.1660	0.3995	0.2812	0.1718	0.1308	0.1259	0.1637	0.1183	0.0917	0.0375
9	12.75	0.1545	0.1747	0.0588	0.1486	0.3566	0.2496	0.1527	0.1159	0.1125	0.1469	0.1070	0.0878	0.0303
10	14.25	0.1387	0.1566	0.0526	0.1343	0.3218	0.2242	0.1374	0.1040	0.1016	0.1331	0.0975	0.0832	0.0250
ΣI_{is}=														0.7986
A I_{total}=														1.1904

r₀= 4 z_i= 2.75
 Δx= 1.5 z_y= 2.75
 λ= 1.5

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.2120	0.7854	-0.7854	0.3458	1.4514	1.4142	0.6627	1.5708	1.0000	0.3260	0.0372	-0.0358	0.8137
2	2.25	0.7266	0.3218	-0.3218	0.3247	1.2252	1.1284	0.5666	0.6435	0.6000	0.3082	0.0968	-0.0682	0.3406
3	3.75	0.4900	0.1974	-0.1974	0.2919	1.0304	0.9025	0.4359	0.3948	0.3846	0.2798	0.1279	-0.0452	0.1732
4	5.25	0.3640	0.1419	-0.1419	0.2572	0.8721	0.7354	0.3410	0.2838	0.2800	0.2489	0.1367	-0.0050	0.1074
5	6.75	0.2881	0.1107	-0.1107	0.2258	0.7470	0.6132	0.2764	0.2213	0.2195	0.2201	0.1337	0.0279	0.0752
6	8.25	0.2378	0.0907	-0.0907	0.1990	0.6483	0.5224	0.2312	0.1813	0.1803	0.1952	0.1259	0.0489	0.0562
7	9.75	0.2023	0.0768	-0.0768	0.1768	0.5700	0.4533	0.1982	0.1535	0.1529	0.1741	0.1167	0.0606	0.0437
8	11.25	0.1759	0.0666	-0.0666	0.1584	0.5071	0.3995	0.1732	0.1331	0.1327	0.1564	0.1076	0.0662	0.0350
9	12.75	0.1556	0.0588	-0.0588	0.1430	0.4558	0.3566	0.1537	0.1175	0.1172	0.1416	0.0992	0.0681	0.0285
10	14.25	0.1394	0.0526	-0.0526	0.1302	0.4133	0.3218	0.1381	0.1052	0.1050	0.1291	0.0916	0.0678	0.0237
ΣI_{is}=														1.6973
A I_{total}=														2.5459

r₀= 4 z₀= 2.75
 Δx= 1.5 z₁= 4
 λ= 1.5

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.9410	-0.5880	-1.2120	0.2864	1.4711	1.4464	0.6322	0.6240	-0.1328	0.2750	0.0247	-0.0241	0.1484
2	2.25	0.6606	-0.2187	-0.7266	0.2740	1.2793	1.2120	0.5366	0.5080	0.2848	0.2640	0.0673	-0.0535	0.2048
3	3.75	0.4684	-0.1326	-0.4900	0.2534	1.1071	1.0122	0.4208	0.3574	0.2842	0.2455	0.0950	-0.0494	0.1342
4	5.25	0.3549	-0.0950	-0.3640	0.2298	0.9601	0.8520	0.3335	0.2690	0.2383	0.2238	0.1081	-0.0258	0.0896
5	6.75	0.2835	-0.0739	-0.2881	0.2065	0.8380	0.7266	0.2724	0.2141	0.1987	0.2022	0.1113	0.0007	0.0645
6	8.25	0.2353	-0.0605	-0.2378	0.1855	0.7378	0.6288	0.2289	0.1773	0.1686	0.1823	0.1090	0.0221	0.0492
7	9.75	0.2007	-0.0512	-0.2023	0.1671	0.6557	0.5517	0.1967	0.1511	0.1457	0.1648	0.1040	0.0369	0.0390
8	11.25	0.1749	-0.0444	-0.1759	0.1513	0.5880	0.4900	0.1722	0.1315	0.1280	0.1496	0.0980	0.0463	0.0316
9	12.75	0.1549	-0.0392	-0.1556	0.1378	0.5317	0.4398	0.1530	0.1164	0.1139	0.1365	0.0919	0.0517	0.0262
10	14.25	0.1389	-0.0351	-0.1394	0.1262	0.4845	0.3985	0.1376	0.1044	0.1026	0.1252	0.0860	0.0545	0.0220
ΣI_{es}=														0.8095
A I_{total}=														1.2143

r₀= 4 z₀= 2.75
 Δx= 1.5 z₁= 5
 λ= 1.5

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.7006	-1.1071	-1.3258	0.2514	1.4828	1.4641	0.5554	0.2187	-0.1647	0.2437	0.0187	-0.0184	0.0144
2	2.25	0.5611	-0.5880	-0.9273	0.2429	1.3120	1.2598	0.4819	0.3393	0.0185	0.2359	0.0522	-0.0440	0.0833
3	3.75	0.4289	-0.3805	-0.6747	0.2283	1.1553	1.0790	0.3919	0.2942	0.1430	0.2224	0.0763	-0.0470	0.0849
4	5.25	0.3368	-0.2783	-0.5191	0.2105	1.0175	0.9273	0.3184	0.2408	0.1666	0.2059	0.0902	-0.0329	0.0676
5	6.75	0.2740	-0.2187	-0.4182	0.1922	0.8997	0.8036	0.2640	0.1996	0.1594	0.1887	0.0961	-0.0127	0.0528
6	8.25	0.2298	-0.1799	-0.3488	0.1749	0.8003	0.7036	0.2238	0.1689	0.1452	0.1722	0.0967	0.0065	0.0420
7	9.75	0.1973	-0.1526	-0.2985	0.1592	0.7170	0.6227	0.1935	0.1458	0.1308	0.1572	0.0943	0.0216	0.0343
8	11.25	0.1726	-0.1326	-0.2606	0.1454	0.6470	0.5566	0.1700	0.1281	0.1180	0.1438	0.0904	0.0324	0.0284
9	12.75	0.1533	-0.1171	-0.2311	0.1332	0.5880	0.5021	0.1515	0.1140	0.1069	0.1321	0.0859	0.0397	0.0239
10	14.25	0.1378	-0.1049	-0.2075	0.1227	0.5378	0.4566	0.1365	0.1026	0.0975	0.1218	0.0812	0.0442	0.0203
ΣI_{es}=														0.4518
A I_{total}=														0.6777

r₀= 4 z₀= 2.75
 Δx= 1.5 z₁= 6
 λ= 1.5

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5401	-1.2793	-1.3854	0.2239	1.4920	1.4773	0.4689	0.1061	-0.0941	0.2184	0.0147	-0.0145	0.0027
2	2.25	0.4684	-0.8380	-1.0584	0.2179	1.3382	1.2966	0.4208	0.2204	-0.0699	0.2128	0.0416	-0.0364	0.0308
3	3.75	0.3831	-0.5880	-0.8176	0.2071	1.1948	1.1325	0.3564	0.2296	0.0374	0.2027	0.0624	-0.0428	0.0473
4	5.25	0.3132	-0.4444	-0.6511	0.1935	1.0659	0.9900	0.2984	0.2067	0.0939	0.1900	0.0759	-0.0354	0.0465
5	6.75	0.2609	-0.3547	-0.5350	0.1790	0.9530	0.8699	0.2522	0.1802	0.1129	0.1762	0.0831	-0.0207	0.0405
6	8.25	0.2218	-0.2942	-0.4515	0.1648	0.8557	0.7700	0.2165	0.1572	0.1150	0.1626	0.0857	-0.0047	0.0344
7	9.75	0.1922	-0.2510	-0.3893	0.1515	0.7724	0.6871	0.1887	0.1383	0.1106	0.1498	0.0853	0.0095	0.0292
8	11.25	0.1692	-0.2187	-0.3416	0.1394	0.7013	0.6181	0.1668	0.1229	0.1039	0.1381	0.0831	0.0207	0.0249
9	12.75	0.1508	-0.1936	-0.3040	0.1286	0.6404	0.5604	0.1491	0.1104	0.0968	0.1276	0.0800	0.0289	0.0214
10	14.25	0.1360	-0.1737	-0.2737	0.1190	0.5880	0.5116	0.1347	0.1000	0.0900	0.1182	0.0764	0.0347	0.0185
ΣI_{es}=														0.2963
A I_{total}=														0.4444

r₀= 4 z_i= 2.75
 Δx= 1.5 z_j= 7
 λ= 1.5

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.4340	-1.3597	-1.4219	0.2017	1.4995	1.4877	0.3957	0.0622	-0.0582	0.1977	0.0118	-0.0117	0.0008	
2	2.25	0.3941	-0.9995	-1.1479	0.1973	1.3597	1.3258	0.3651	0.1485	-0.0807	0.1935	0.0339	-0.0304	0.0121	
3	3.75	0.3392	-0.7509	-0.9273	0.1892	1.2278	1.1760	0.3205	0.1764	-0.0188	0.1858	0.0518	-0.0383	0.0253	
4	5.25	0.2879	-0.5880	-0.7610	0.1787	1.1071	1.0427	0.2763	0.1730	0.0379	0.1759	0.0644	-0.0352	0.0303	
5	6.75	0.2457	-0.4784	-0.6375	0.1671	0.9995	0.9273	0.2384	0.1592	0.0697	0.1648	0.0722	-0.0251	0.0298	
6	8.25	0.2123	-0.4012	-0.5449	0.1553	0.9048	0.8288	0.2076	0.1436	0.0837	0.1535	0.0760	-0.0123	0.0272	
7	9.75	0.1859	-0.3446	-0.4739	0.1440	0.8224	0.7454	0.1827	0.1292	0.0880	0.1426	0.0770	0.0002	0.0242	
8	11.25	0.1648	-0.3016	-0.4182	0.1335	0.7509	0.6747	0.1626	0.1166	0.0875	0.1324	0.0762	0.0110	0.0214	
9	12.75	0.1477	-0.2679	-0.3737	0.1240	0.6889	0.6147	0.1461	0.1058	0.0846	0.1230	0.0743	0.0196	0.0188	
10	14.25	0.1337	-0.2408	-0.3375	0.1153	0.6350	0.5633	0.1325	0.0966	0.0808	0.1146	0.0717	0.0261	0.0166	
														ΣI _{rs} =	0.2064
														A I _{total} =	0.3096

r₀= 4 z_i= 2.75
 Δx= 1.5 z_j= 8
 λ= 1.5

Renglon 8

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.3606	-1.4056	-1.4464	0.1835	1.5057	1.4959	0.3382	0.0408	-0.0391	0.1805	0.0097	-0.0096	0.0003	
2	2.25	0.3368	-1.1071	-1.2120	0.1801	1.3776	1.3495	0.3184	0.1049	-0.0712	0.1772	0.0281	-0.0257	0.0053	
3	3.75	0.3006	-0.8761	-1.0122	0.1739	1.2556	1.2120	0.2874	0.1361	-0.0424	0.1713	0.0436	-0.0340	0.0136	
4	5.25	0.2631	-0.7086	-0.8520	0.1656	1.1425	1.0873	0.2542	0.1433	0.0015	0.1634	0.0552	-0.0338	0.0192	
5	6.75	0.2298	-0.5880	-0.7266	0.1563	1.0400	0.9770	0.2238	0.1386	0.0350	0.1544	0.0630	-0.0272	0.0212	
6	8.25	0.2017	-0.4993	-0.6288	0.1465	0.9485	0.8810	0.1977	0.1294	0.0553	0.1450	0.0675	-0.0173	0.0209	
7	9.75	0.1787	-0.4324	-0.5517	0.1369	0.8676	0.7981	0.1759	0.1192	0.0659	0.1357	0.0695	-0.0066	0.0196	
8	11.25	0.1597	-0.3805	-0.4900	0.1278	0.7964	0.7266	0.1577	0.1095	0.0704	0.1268	0.0697	0.0033	0.0180	
9	12.75	0.1440	-0.3393	-0.4398	0.1194	0.7339	0.6651	0.1426	0.1005	0.0714	0.1185	0.0688	0.0118	0.0163	
10	14.25	0.1309	-0.3059	-0.3985	0.1116	0.6790	0.6119	0.1298	0.0926	0.0705	0.1109	0.0671	0.0185	0.0146	
														ΣI _{rs} =	0.1491
														A I _{total} =	0.2237

r₀= 4 z_i= 2.75
 Δx= 1.5 z_j= 9
 λ= 1.5

Renglon 9

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.3076	-1.4353	-1.4641	0.1683	1.5109	1.5027	0.2935	0.0288	-0.0279	0.1659	0.0081	-0.0081	0.0001	
2	2.25	0.2925	-1.1825	-1.2598	0.1656	1.3927	1.3690	0.2803	0.0773	-0.0591	0.1634	0.0237	-0.0220	0.0026	
3	3.75	0.2678	-0.9724	-1.0790	0.1608	1.2793	1.2422	0.2584	0.1066	-0.0492	0.1587	0.0371	-0.0302	0.0076	
4	5.25	0.2403	-0.8086	-0.9273	0.1542	1.1732	1.1255	0.2335	0.1186	-0.0195	0.1524	0.0477	-0.0317	0.0122	
5	6.75	0.2141	-0.6837	-0.8036	0.1465	1.0757	1.0204	0.2093	0.1199	0.0100	0.1450	0.0553	-0.0277	0.0149	
6	8.25	0.1909	-0.5880	-0.7036	0.1384	0.9874	0.9273	0.1874	0.1156	0.0318	0.1371	0.0601	-0.0203	0.0158	
7	9.75	0.1710	-0.5136	-0.6227	0.1302	0.9084	0.8456	0.1685	0.1091	0.0458	0.1291	0.0628	-0.0114	0.0156	
8	11.25	0.1542	-0.4547	-0.5566	0.1223	0.8380	0.7742	0.1524	0.1019	0.0540	0.1214	0.0638	-0.0026	0.0149	
9	12.75	0.1399	-0.4073	-0.5021	0.1148	0.7755	0.7118	0.1386	0.0948	0.0582	0.1141	0.0637	0.0053	0.0139	
10	14.25	0.1278	-0.3683	-0.4566	0.1079	0.7201	0.6574	0.1268	0.0883	0.0598	0.1072	0.0627	0.0120	0.0128	
														ΣI _{rs} =	0.1104
														A I _{total} =	0.1656

Carga unitaria aplicada en dovela d₁

r₀= 4 z_i= 4
 Δx= 1.5 z₀= 0.25
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.4819	1.3961	1.3440	0.4340	1.4142	1.3734	0.4303	0.0521	-0.0480	0.3957	0.0408	-0.0383	0.0013
2	2.25	0.4289	1.0839	0.9653	0.3941	1.1284	1.0304	0.3919	0.1186	-0.0545	0.3651	0.0980	-0.0543	0.0196
3	3.75	0.3606	0.8478	0.7141	0.3392	0.9025	0.7854	0.3382	0.1337	0.0012	0.3205	0.1171	-0.0137	0.0376
4	5.25	0.3006	0.6805	0.5543	0.2879	0.7354	0.6202	0.2874	0.1262	0.0415	0.2763	0.1152	0.0245	0.0414
5	6.75	0.2534	0.5619	0.4487	0.2457	0.6132	0.5071	0.2455	0.1132	0.0600	0.2384	0.1061	0.0461	0.0376
6	8.25	0.2172	0.4757	0.3753	0.2123	0.5224	0.4266	0.2122	0.1004	0.0661	0.2076	0.0958	0.0557	0.0319
7	9.75	0.1892	0.4111	0.3218	0.1859	0.4533	0.3672	0.1858	0.0893	0.0663	0.1827	0.0862	0.0587	0.0264
8	11.25	0.1671	0.3612	0.2812	0.1648	0.3995	0.3218	0.1648	0.0800	0.0640	0.1626	0.0778	0.0583	0.0219
9	12.75	0.1494	0.3218	0.2496	0.1477	0.3566	0.2861	0.1477	0.0722	0.0606	0.1461	0.0706	0.0564	0.0182
10	14.25	0.1349	0.2898	0.2242	0.1337	0.3218	0.2573	0.1337	0.0656	0.0571	0.1325	0.0644	0.0539	0.0153
													ΣI₁₄=	0.2514
													A I_{total}=	0.3771

r₀= 4 z_i= 4
 Δx= 1.5 z₀= 1.25
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.6118	1.3440	1.2490	0.3606	1.4411	1.4142	0.5112	0.0950	-0.0809	0.3382	0.0269	-0.0258	0.0036
2	2.25	0.5127	0.9653	0.7854	0.3368	1.1978	1.1284	0.4512	0.1799	-0.0320	0.3184	0.0694	-0.0475	0.0352
3	3.75	0.4062	0.7141	0.5404	0.3006	0.9929	0.9025	0.3745	0.1737	0.0537	0.2874	0.0904	-0.0288	0.0491
4	5.25	0.3255	0.5543	0.4049	0.2631	0.8308	0.7354	0.3088	0.1494	0.0855	0.2542	0.0954	0.0004	0.0463
5	6.75	0.2678	0.4487	0.3218	0.2298	0.7056	0.6132	0.2584	0.1270	0.0909	0.2238	0.0924	0.0230	0.0392
6	8.25	0.2261	0.3753	0.2663	0.2017	0.6087	0.5224	0.2204	0.1090	0.0872	0.1977	0.0863	0.0367	0.0323
7	9.75	0.1949	0.3218	0.2268	0.1787	0.5328	0.4533	0.1913	0.0950	0.0809	0.1759	0.0795	0.0438	0.0264
8	11.25	0.1710	0.2812	0.1974	0.1597	0.4725	0.3995	0.1685	0.0838	0.0743	0.1577	0.0730	0.0469	0.0218
9	12.75	0.1522	0.2496	0.1747	0.1440	0.4237	0.3566	0.1504	0.0749	0.0682	0.1426	0.0670	0.0476	0.0181
10	14.25	0.1369	0.2242	0.1566	0.1309	0.3835	0.3218	0.1357	0.0676	0.0627	0.1298	0.0618	0.0470	0.0152
													ΣI₂₄=	0.2871
													A I_{total}=	0.4306

r₀= 4 z_i= 4
 Δx= 1.5 z₀= 2.75
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.9410	1.1659	0.7854	0.2864	1.4677	1.4514	0.6322	0.3805	-0.1379	0.2750	0.0163	-0.0159	0.0733
2	2.25	0.6606	0.6610	0.3218	0.2740	1.2699	1.2252	0.5366	0.3393	0.1846	0.2640	0.0446	-0.0356	0.1354
3	3.75	0.4684	0.4366	0.1974	0.2534	1.0935	1.0304	0.4208	0.2392	0.1909	0.2455	0.0631	-0.0331	0.0899
4	5.25	0.3549	0.3218	0.1419	0.2298	0.9441	0.8721	0.3335	0.1799	0.1600	0.2238	0.0719	-0.0175	0.0599
5	6.75	0.2835	0.2537	0.1107	0.2065	0.8211	0.7470	0.2724	0.1430	0.1332	0.2022	0.0741	0.0002	0.0431
6	8.25	0.2353	0.2090	0.0907	0.1855	0.7210	0.6483	0.2289	0.1184	0.1128	0.1823	0.0726	0.0145	0.0329
7	9.75	0.2007	0.1776	0.0768	0.1671	0.6394	0.5700	0.1967	0.1008	0.0974	0.1648	0.0693	0.0245	0.0260
8	11.25	0.1749	0.1543	0.0666	0.1513	0.5725	0.5071	0.1722	0.0878	0.0855	0.1496	0.0654	0.0308	0.0211
9	12.75	0.1549	0.1364	0.0588	0.1378	0.5170	0.4558	0.1530	0.0776	0.0761	0.1365	0.0613	0.0345	0.0175
10	14.25	0.1389	0.1222	0.0526	0.1262	0.4706	0.4133	0.1376	0.0696	0.0685	0.1252	0.0573	0.0363	0.0147
													ΣI₃₄=	0.5137
													A I_{total}=	0.7706

r₀= 4 z_i= 4
 Δx= 1.5 z_j= 4
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.2440	1.4828	1.4711	0.6627	1.1760	0.9231	0.2368	0.0117	-0.0115	0.6642
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.2362	1.3120	1.2793	0.5666	0.4373	0.4235	0.2297	0.0327	-0.0279	0.2334
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.2226	1.1553	1.1071	0.4359	0.2651	0.2620	0.2172	0.0482	-0.0307	0.1115
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.2060	1.0175	0.9601	0.3410	0.1899	0.1888	0.2017	0.0574	-0.0227	0.0650
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.1888	0.8997	0.8380	0.2764	0.1479	0.1473	0.1855	0.0617	-0.0102	0.0435
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1723	0.8003	0.7378	0.2312	0.1211	0.1208	0.1698	0.0625	0.0020	0.0319
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1573	0.7170	0.6557	0.1982	0.1025	0.1023	0.1553	0.0613	0.0121	0.0248
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1439	0.6470	0.5880	0.1732	0.0888	0.0887	0.1424	0.0590	0.0194	0.0200
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1321	0.5880	0.5317	0.1537	0.0784	0.0783	0.1310	0.0563	0.0245	0.0166
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1218	0.5378	0.4845	0.1381	0.0701	0.0701	0.1209	0.0534	0.0278	0.0139
													ΣI₄=	1.2249
													A I_{total}=	1.8374

r₀= 4 z_i= 4
 Δx= 1.5 z_j= 5
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.2179	1.4920	1.4828	0.6447	0.5191	-0.0615	0.2128	0.0092	-0.0091	0.1409
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.2123	1.3382	1.3120	0.5469	0.3693	0.2498	0.2076	0.0262	-0.0231	0.1620
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.2023	1.1948	1.1553	0.4260	0.2480	0.2138	0.1982	0.0395	-0.0278	0.0950
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.1896	1.0659	1.0175	0.3361	0.1833	0.1698	0.1863	0.0484	-0.0237	0.0589
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.1759	0.9530	0.8997	0.2738	0.1447	0.1381	0.1732	0.0534	-0.0148	0.0402
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.1624	0.8557	0.8003	0.2297	0.1193	0.1156	0.1602	0.0554	-0.0047	0.0296
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1496	0.7724	0.7170	0.1973	0.1014	0.0991	0.1479	0.0554	0.0045	0.0231
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1379	0.7013	0.6470	0.1726	0.0881	0.0866	0.1366	0.0542	0.0120	0.0187
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1275	0.6404	0.5880	0.1533	0.0779	0.0769	0.1264	0.0524	0.0176	0.0155
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.1181	0.5880	0.5378	0.1378	0.0698	0.0691	0.1173	0.0502	0.0216	0.0132
													ΣI₅=	0.5971
													A I_{total}=	0.8957

r₀= 4 z_i= 4
 Δx= 1.5 z_j= 6
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.7525	-1.1071	-1.2793	0.1969	1.4995	1.4920	0.5771	0.1722	-0.1248	0.1931	0.0075	-0.0074	0.0131
2	2.25	0.5864	-0.5880	-0.8380	0.1927	1.3597	1.3382	0.4969	0.2500	0.0357	0.1892	0.0215	-0.0194	0.0680
3	3.75	0.4398	-0.3805	-0.5880	0.1851	1.2278	1.1948	0.4001	0.2075	0.1167	0.1820	0.0329	-0.0248	0.0626
4	5.25	0.3420	-0.2783	-0.4444	0.1753	1.1071	1.0659	0.3228	0.1661	0.1240	0.1726	0.0412	-0.0233	0.0462
5	6.75	0.2768	-0.2187	-0.3547	0.1643	0.9995	0.9530	0.2665	0.1360	0.1139	0.1621	0.0464	-0.0173	0.0341
6	8.25	0.2314	-0.1799	-0.2942	0.1531	0.9048	0.8557	0.2253	0.1144	0.1015	0.1513	0.0491	-0.0093	0.0261
7	9.75	0.1983	-0.1526	-0.2510	0.1422	0.8224	0.7724	0.1945	0.0984	0.0903	0.1408	0.0500	-0.0012	0.0208
8	11.25	0.1733	-0.1326	-0.2187	0.1321	0.7509	0.7013	0.1707	0.0861	0.0808	0.1310	0.0497	0.0059	0.0171
9	12.75	0.1537	-0.1171	-0.1936	0.1228	0.6889	0.6404	0.1519	0.0765	0.0728	0.1219	0.0486	0.0116	0.0143
10	14.25	0.1381	-0.1049	-0.1737	0.1144	0.6350	0.5880	0.1368	0.0688	0.0661	0.1136	0.0470	0.0160	0.0122
													ΣI₆=	0.3145
													A I_{total}=	0.4717

r₀= 4 z₁= 4
 r₀= 4 z₁= 4
 Δx= 1.5 z₁= 7
 λ= 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5741	-1.2793	-1.3597	0.1794	1.5057	1.4995	0.4897	0.0804	-0.0704	0.1766	0.0062	-0.0061	0.0023
2	2.25	0.4900	-0.8380	-0.9995	0.1763	1.3776	1.3597	0.4359	0.1615	-0.0424	0.1736	0.0179	-0.0164	0.0249
3	3.75	0.3946	-0.5880	-0.7509	0.1704	1.2556	1.2278	0.3655	0.1629	0.0373	0.1680	0.0278	-0.0220	0.0354
4	5.25	0.3194	-0.4444	-0.5880	0.1626	1.1425	1.1071	0.3037	0.1436	0.0734	0.1605	0.0354	-0.0222	0.0325
5	6.75	0.2644	-0.3547	-0.4784	0.1537	1.0400	0.9995	0.2554	0.1236	0.0830	0.1519	0.0406	-0.0183	0.0268
6	8.25	0.2240	-0.2942	-0.4012	0.1444	0.9485	0.9048	0.2185	0.1070	0.0820	0.1429	0.0437	-0.0122	0.0219
7	9.75	0.1936	-0.2510	-0.3446	0.1352	0.8676	0.8224	0.1900	0.0936	0.0774	0.1340	0.0451	-0.0054	0.0181
8	11.25	0.1701	-0.2187	-0.3016	0.1264	0.7964	0.7509	0.1677	0.0830	0.0719	0.1254	0.0455	0.0011	0.0152
9	12.75	0.1515	-0.1936	-0.2679	0.1182	0.7339	0.6889	0.1498	0.0743	0.0665	0.1174	0.0450	0.0066	0.0130
10	14.25	0.1365	-0.1737	-0.2408	0.1106	0.6790	0.6350	0.1352	0.0672	0.0614	0.1100	0.0440	0.0112	0.0112

ΣI₇₄= 0.2012
 A I_{total}= 0.3018

r₀= 4 z₁= 4
 Δx= 1.5 z₁= 8
 λ= 1

Renglon 8

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.4568	-1.3597	-1.4056	0.1648	1.5109	1.5057	0.4125	0.0459	-0.0427	0.1626	0.0052	-0.0052	0.0006
2	2.25	0.4110	-0.9995	-1.1071	0.1624	1.3927	1.3776	0.3782	0.1077	-0.0549	0.1602	0.0151	-0.0141	0.0096
3	3.75	0.3498	-0.7509	-0.8761	0.1578	1.2793	1.2556	0.3293	0.1251	-0.0070	0.1558	0.0238	-0.0195	0.0189
4	5.25	0.2942	-0.5880	-0.7086	0.1515	1.1732	1.1425	0.2819	0.1206	0.0326	0.1498	0.0306	-0.0208	0.0213
5	6.75	0.2496	-0.4784	-0.5880	0.1443	1.0757	1.0400	0.2420	0.1097	0.0529	0.1428	0.0356	-0.0185	0.0199
6	8.25	0.2148	-0.4012	-0.4993	0.1365	0.9874	0.9485	0.2099	0.0981	0.0608	0.1352	0.0389	-0.0139	0.0175
7	9.75	0.1875	-0.3446	-0.4324	0.1286	0.9084	0.8676	0.1843	0.0878	0.0625	0.1276	0.0408	-0.0083	0.0152
8	11.25	0.1660	-0.3016	-0.3805	0.1210	0.8380	0.7964	0.1637	0.0789	0.0612	0.1201	0.0416	-0.0026	0.0132
9	12.75	0.1486	-0.2679	-0.3393	0.1137	0.7755	0.7339	0.1469	0.0714	0.0586	0.1130	0.0416	0.0026	0.0115
10	14.25	0.1343	-0.2408	-0.3059	0.1069	0.7201	0.6790	0.1331	0.0650	0.0555	0.1063	0.0411	0.0070	0.0101

ΣI₈₄= 0.1379
 A I_{total}= 0.2069

r₀= 4 z₁= 4
 Δx= 1.5 z₁= 9
 λ= 1

Renglon 9

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.3767	-1.4056	-1.4353	0.1524	1.5153	1.5109	0.3512	0.0296	-0.0283	0.1506	0.0044	-0.0044	0.0002
2	2.25	0.3498	-1.1071	-1.1825	0.1504	1.4056	1.3927	0.3293	0.0753	-0.0496	0.1488	0.0129	-0.0122	0.0041
3	3.75	0.3097	-0.8761	-0.9724	0.1468	1.2998	1.2793	0.2953	0.0963	-0.0264	0.1452	0.0205	-0.0173	0.0101
4	5.25	0.2692	-0.7086	-0.8086	0.1417	1.1999	1.1732	0.2597	0.1000	0.0053	0.1403	0.0267	-0.0192	0.0136
5	6.75	0.2337	-0.5880	-0.6837	0.1357	1.1071	1.0757	0.2275	0.0957	0.0282	0.1345	0.0315	-0.0181	0.0143
6	8.25	0.2044	-0.4993	-0.5880	0.1292	1.0222	0.9874	0.2002	0.0887	0.0412	0.1281	0.0348	-0.0148	0.0136
7	9.75	0.1805	-0.4324	-0.5136	0.1225	0.9453	0.9084	0.1776	0.0812	0.0474	0.1215	0.0369	-0.0103	0.0125
8	11.25	0.1610	-0.3805	-0.4547	0.1158	0.8761	0.8380	0.1590	0.0742	0.0498	0.1150	0.0381	-0.0054	0.0112
9	12.75	0.1450	-0.3393	-0.4073	0.1094	0.8140	0.7755	0.1435	0.0680	0.0498	0.1087	0.0385	-0.0007	0.0100
10	14.25	0.1317	-0.3059	-0.3683	0.1033	0.7584	0.7201	0.1305	0.0625	0.0488	0.1028	0.0383	0.0035	0.0090

ΣI₉₄= 0.0986
 A I_{total}= 0.1479

Carga unitaria aplicada en dovela d₅

r₀= 4 z_i= 5
 Δx= 1.5 z_j= 0.25
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.3941	1.4289	1.3961	0.3606	1.4411	1.4142	0.3651	0.0328	-0.0311	0.3382	0.0269	-0.0258	0.0005	
2	2.25	0.3636	1.1659	1.0839	0.3368	1.1978	1.1284	0.3406	0.0820	-0.0514	0.3184	0.0694	-0.0475	0.0083	
3	3.75	0.3192	0.9505	0.8478	0.3006	0.9929	0.9025	0.3035	0.1027	-0.0231	0.2874	0.0904	-0.0288	0.0200	
4	5.25	0.2753	0.7854	0.6805	0.2631	0.8308	0.7354	0.2652	0.1049	0.0110	0.2542	0.0954	0.0004	0.0263	
5	6.75	0.2377	0.6610	0.5619	0.2298	0.7056	0.6132	0.2311	0.0991	0.0337	0.2238	0.0924	0.0230	0.0270	
6	8.25	0.2071	0.5667	0.4757	0.2017	0.6087	0.5224	0.2027	0.0910	0.0458	0.1977	0.0863	0.0367	0.0249	
7	9.75	0.1824	0.4939	0.4111	0.1787	0.5328	0.4533	0.1794	0.0829	0.0511	0.1759	0.0795	0.0438	0.0218	
8	11.25	0.1623	0.4366	0.3612	0.1597	0.4725	0.3995	0.1602	0.0754	0.0526	0.1577	0.0730	0.0469	0.0188	
9	12.75	0.1459	0.3906	0.3218	0.1440	0.4237	0.3566	0.1444	0.0689	0.0521	0.1426	0.0670	0.0476	0.0161	
10	14.25	0.1324	0.3530	0.2898	0.1309	0.3835	0.3218	0.1312	0.0631	0.0505	0.1298	0.0618	0.0470	0.0139	
														ΣI _{is} =	0.1775
														A I _{total} =	0.2663

r₀= 4 z_i= 5
 Δx= 1.5 z_j= 1.25
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.4819	1.3961	1.3440	0.3076	1.4601	1.4411	0.4303	0.0521	-0.0480	0.2935	0.0190	-0.0185	0.0009	
2	2.25	0.4289	1.0839	0.9653	0.2925	1.2490	1.1978	0.3919	0.1186	-0.0545	0.2803	0.0512	-0.0393	0.0136	
3	3.75	0.3606	0.8478	0.7141	0.2678	1.0637	0.9929	0.3382	0.1337	0.0012	0.2584	0.0708	-0.0330	0.0264	
4	5.25	0.3006	0.6805	0.5543	0.2403	0.9098	0.8308	0.2874	0.1262	0.0415	0.2335	0.0789	-0.0133	0.0303	
5	6.75	0.2534	0.5619	0.4487	0.2141	0.7854	0.7056	0.2455	0.1132	0.0600	0.2093	0.0798	0.0064	0.0289	
6	8.25	0.2172	0.4757	0.3753	0.1909	0.6857	0.6087	0.2122	0.1004	0.0661	0.1874	0.0770	0.0210	0.0256	
7	9.75	0.1892	0.4111	0.3218	0.1710	0.6055	0.5328	0.1858	0.0893	0.0663	0.1685	0.0727	0.0304	0.0221	
8	11.25	0.1671	0.3612	0.2812	0.1542	0.5404	0.4725	0.1648	0.0800	0.0640	0.1524	0.0679	0.0359	0.0189	
9	12.75	0.1494	0.3218	0.2496	0.1399	0.4869	0.4237	0.1477	0.0722	0.0606	0.1386	0.0632	0.0388	0.0161	
10	14.25	0.1349	0.2898	0.2242	0.1278	0.4424	0.3835	0.1337	0.0656	0.0571	0.1268	0.0588	0.0399	0.0138	
														ΣI _{is} =	0.1968
														A I _{total} =	0.2952

r₀= 4 z_i= 5
 Δx= 1.5 z_j= 2.75
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.7006	1.3045	1.1659	0.2514	1.4801	1.4677	0.5554	0.1386	-0.1082	0.2437	0.0124	-0.0122	0.0081	
2	2.25	0.5611	0.8851	0.6610	0.2429	1.3045	1.2699	0.4819	0.2240	0.0055	0.2359	0.0347	-0.0292	0.0534	
3	3.75	0.4289	0.6327	0.4366	0.2283	1.1442	1.0935	0.3919	0.1961	0.0937	0.2224	0.0507	-0.0314	0.0563	
4	5.25	0.3368	0.4825	0.3218	0.2105	1.0041	0.9441	0.3184	0.1608	0.1110	0.2059	0.0600	-0.0221	0.0451	
5	6.75	0.2740	0.3869	0.2537	0.1922	0.8851	0.8211	0.2640	0.1332	0.1065	0.1887	0.0640	-0.0086	0.0352	
6	8.25	0.2298	0.3218	0.2090	0.1749	0.7854	0.7210	0.2238	0.1127	0.0970	0.1722	0.0644	0.0041	0.0281	
7	9.75	0.1973	0.2749	0.1776	0.1592	0.7023	0.6394	0.1935	0.0973	0.0874	0.1572	0.0629	0.0143	0.0229	
8	11.25	0.1726	0.2397	0.1543	0.1454	0.6327	0.5725	0.1700	0.0854	0.0788	0.1438	0.0603	0.0215	0.0190	
9	12.75	0.1533	0.2124	0.1364	0.1332	0.5743	0.5170	0.1515	0.0760	0.0714	0.1321	0.0573	0.0264	0.0159	
10	14.25	0.1378	0.1906	0.1222	0.1227	0.5248	0.4706	0.1365	0.0684	0.0651	0.1218	0.0542	0.0295	0.0136	
														ΣI _{is} =	0.2974
														A I _{total} =	0.4461

r₀= 4 z₀= 5
 Δx= 1.5 z₁= 4
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.2179	1.4920	1.4828	0.6447	0.5191	-0.0615	0.2128	0.0092	-0.0091	0.1409
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.2123	1.3382	1.3120	0.5469	0.3693	0.2498	0.2076	0.0262	-0.0231	0.1620
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.2023	1.1948	1.1553	0.4260	0.2480	0.2138	0.1982	0.0395	-0.0278	0.0950
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.1896	1.0659	1.0175	0.3361	0.1833	0.1698	0.1863	0.0484	-0.0237	0.0589
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.1759	0.9530	0.8997	0.2738	0.1447	0.1381	0.1732	0.0534	-0.0148	0.0402
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.1624	0.8557	0.8003	0.2297	0.1193	0.1156	0.1602	0.0554	-0.0047	0.0296
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1496	0.7724	0.7170	0.1973	0.1014	0.0991	0.1479	0.0554	0.0045	0.0231
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1379	0.7013	0.6470	0.1726	0.0881	0.0866	0.1366	0.0542	0.0120	0.0187
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1275	0.6404	0.5880	0.1533	0.0779	0.0769	0.1264	0.0524	0.0176	0.0155
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.1181	0.5880	0.5378	0.1378	0.0698	0.0691	0.1173	0.0502	0.0216	0.0132

ΣI_{es}= **0.5971**
 A I_{total}= **0.8957**

r₀= 4 z₀= 5
 Δx= 1.5 z₁= 5
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.1969	1.4995	1.4920	0.6627	1.1760	0.9231	0.1931	0.0075	-0.0074	0.6642
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.1927	1.3597	1.3382	0.5666	0.4373	0.4235	0.1892	0.0215	-0.0194	0.2331
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.1851	1.2278	1.1948	0.4359	0.2651	0.2620	0.1820	0.0329	-0.0248	0.1104
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.1753	1.1071	1.0659	0.3410	0.1899	0.1888	0.1726	0.0412	-0.0233	0.0631
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.1643	0.9995	0.9530	0.2764	0.1479	0.1473	0.1621	0.0464	-0.0173	0.0412
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1531	0.9048	0.8557	0.2312	0.1211	0.1208	0.1513	0.0491	-0.0093	0.0296
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1422	0.8224	0.7724	0.1982	0.1025	0.1023	0.1408	0.0500	-0.0012	0.0227
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1321	0.7509	0.7013	0.1732	0.0888	0.0887	0.1310	0.0497	0.0059	0.0182
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1228	0.6889	0.6404	0.1537	0.0784	0.0783	0.1219	0.0486	0.0116	0.0150
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1144	0.6350	0.5880	0.1381	0.0701	0.0701	0.1136	0.0470	0.0160	0.0127

ΣI_{es}= **1.2101**
 A I_{total}= **1.8151**

r₀= 4 z₀= 5
 Δx= 1.5 z₁= 6
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.1794	1.5057	1.4995	0.6447	0.5191	-0.0615	0.1766	0.0062	-0.0061	0.1409
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.1763	1.3776	1.3597	0.5469	0.3693	0.2498	0.1736	0.0179	-0.0164	0.1618
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.1704	1.2556	1.2278	0.4260	0.2480	0.2138	0.1680	0.0278	-0.0220	0.0944
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.1626	1.1425	1.1071	0.3361	0.1833	0.1698	0.1605	0.0354	-0.0222	0.0577
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.1537	1.0400	0.9995	0.2738	0.1447	0.1381	0.1519	0.0406	-0.0183	0.0386
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.1444	0.9485	0.9048	0.2297	0.1193	0.1156	0.1429	0.0437	-0.0122	0.0279
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1352	0.8676	0.8224	0.1973	0.1014	0.0991	0.1340	0.0451	-0.0054	0.0214
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1264	0.7964	0.7509	0.1726	0.0881	0.0866	0.1254	0.0455	0.0011	0.0172
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1182	0.7339	0.6889	0.1533	0.0779	0.0769	0.1174	0.0450	0.0066	0.0142
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.1106	0.6790	0.6350	0.1378	0.0698	0.0691	0.1100	0.0440	0.0112	0.0120

ΣI_{es}= **0.5861**
 A I_{total}= **0.8792**

r₀= 4 z₀= 5
 Δx= 1.5 z₁= 7
 λ= 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.7525	-1.1071	-1.2793	0.1648	1.5109	1.5057	0.5771	0.1722	-0.1248	0.1626	0.0052	-0.0052	0.0131
2	2.25	0.5864	-0.5880	-0.8380	0.1624	1.3927	1.3776	0.4969	0.2500	0.0357	0.1602	0.0151	-0.0141	0.0679
3	3.75	0.4398	-0.3805	-0.5880	0.1578	1.2793	1.2556	0.4001	0.2075	0.1167	0.1558	0.0238	-0.0195	0.0622
4	5.25	0.3420	-0.2783	-0.4444	0.1515	1.1732	1.1425	0.3228	0.1661	0.1240	0.1498	0.0306	-0.0208	0.0454
5	6.75	0.2768	-0.2187	-0.3547	0.1443	1.0757	1.0400	0.2665	0.1360	0.1139	0.1428	0.0356	-0.0185	0.0330
6	8.25	0.2314	-0.1799	-0.2942	0.1365	0.9874	0.9485	0.2253	0.1144	0.1015	0.1352	0.0389	-0.0139	0.0248
7	9.75	0.1983	-0.1526	-0.2510	0.1286	0.9084	0.8676	0.1945	0.0984	0.0903	0.1276	0.0408	-0.0083	0.0195
8	11.25	0.1733	-0.1326	-0.2187	0.1210	0.8380	0.7964	0.1707	0.0861	0.0808	0.1201	0.0416	-0.0026	0.0158
9	12.75	0.1537	-0.1171	-0.1936	0.1137	0.7755	0.7339	0.1519	0.0765	0.0728	0.1130	0.0416	0.0026	0.0132
10	14.25	0.1381	-0.1049	-0.1737	0.1069	0.7201	0.6790	0.1368	0.0688	0.0661	0.1063	0.0411	0.0070	0.0113

ΣI₇₆= **0.3062**
 A I_{total}= **0.4593**

r₀= 4 z₀= 5
 Δx= 1.5 z₁= 8
 λ= 1

Renglon 8

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.5741	-1.2793	-1.3597	0.1524	1.5153	1.5109	0.4897	0.0804	-0.0704	0.1506	0.0044	-0.0044	0.0023
2	2.25	0.4900	-0.8380	-0.9995	0.1504	1.4056	1.3927	0.4359	0.1615	-0.0424	0.1488	0.0129	-0.0122	0.0248
3	3.75	0.3946	-0.5880	-0.7509	0.1468	1.2998	1.2793	0.3655	0.1629	0.0373	0.1452	0.0205	-0.0173	0.0352
4	5.25	0.3194	-0.4444	-0.5880	0.1417	1.1999	1.1732	0.3037	0.1436	0.0734	0.1403	0.0267	-0.0192	0.0320
5	6.75	0.2644	-0.3547	-0.4784	0.1357	1.1071	1.0757	0.2554	0.1236	0.0830	0.1345	0.0315	-0.0181	0.0261
6	8.25	0.2240	-0.2942	-0.4012	0.1292	1.0222	0.9874	0.2185	0.1070	0.0820	0.1281	0.0348	-0.0148	0.0209
7	9.75	0.1936	-0.2510	-0.3446	0.1225	0.9453	0.9084	0.1900	0.0936	0.0774	0.1215	0.0369	-0.0103	0.0171
8	11.25	0.1701	-0.2187	-0.3016	0.1158	0.8761	0.8380	0.1677	0.0830	0.0719	0.1150	0.0381	-0.0054	0.0142
9	12.75	0.1515	-0.1936	-0.2679	0.1094	0.8140	0.7755	0.1498	0.0743	0.0665	0.1087	0.0385	-0.0007	0.0120
10	14.25	0.1365	-0.1737	-0.2408	0.1033	0.7584	0.7201	0.1352	0.0672	0.0614	0.1028	0.0383	0.0035	0.0104

ΣI₈₆= **0.1949**
 A I_{total}= **0.2924**

r₀= 4 z₀= 5
 Δx= 1.5 z₁= 9
 λ= 1

Renglon 9

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.4568	-1.3597	-1.4056	0.1417	1.5191	1.5153	0.4125	0.0459	-0.0427	0.1403	0.0038	-0.0038	0.0006
2	2.25	0.4110	-0.9995	-1.1071	0.1401	1.4169	1.4056	0.3782	0.1077	-0.0549	0.1388	0.0112	-0.0106	0.0096
3	3.75	0.3498	-0.7509	-0.8761	0.1371	1.3177	1.2998	0.3293	0.1251	-0.0070	0.1358	0.0179	-0.0155	0.0187
4	5.25	0.2942	-0.5880	-0.7086	0.1330	1.2234	1.1999	0.2819	0.1206	0.0326	0.1318	0.0235	-0.0177	0.0210
5	6.75	0.2496	-0.4784	-0.5880	0.1280	1.1351	1.1071	0.2420	0.1097	0.0529	0.1269	0.0280	-0.0174	0.0194
6	8.25	0.2148	-0.4012	-0.4993	0.1225	1.0535	1.0222	0.2099	0.0981	0.0608	0.1215	0.0313	-0.0151	0.0169
7	9.75	0.1875	-0.3446	-0.4324	0.1167	0.9788	0.9453	0.1843	0.0878	0.0625	0.1159	0.0335	-0.0116	0.0144
8	11.25	0.1660	-0.3016	-0.3805	0.1109	0.9109	0.8761	0.1637	0.0789	0.0612	0.1102	0.0349	-0.0075	0.0124
9	12.75	0.1486	-0.2679	-0.3393	0.1052	0.8495	0.8140	0.1469	0.0714	0.0586	0.1046	0.0356	-0.0033	0.0107
10	14.25	0.1343	-0.2408	-0.3059	0.0998	0.7941	0.7584	0.1331	0.0650	0.0555	0.0993	0.0357	0.0007	0.0094

ΣI₉₆= **0.1332**
 A I_{total}= **0.1997**

Carga unitaria aplicada en dovela d₆

r₀= 4 z_i= 6
 Δx= 1.5 z_j= 0.25
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.3321	1.4514	1.4289	0.3076	1.4601	1.4411	0.3145	0.0225	-0.0217	0.2935	0.0190	-0.0185	0.0002
2	2.25	0.3132	1.2252	1.1659	0.2925	1.2490	1.1978	0.2984	0.0593	-0.0434	0.2803	0.0512	-0.0393	0.0039
3	3.75	0.2835	1.0304	0.9505	0.2678	1.0637	0.9929	0.2724	0.0798	-0.0318	0.2584	0.0708	-0.0330	0.0109
4	5.25	0.2514	0.8721	0.7854	0.2403	0.9098	0.8308	0.2437	0.0867	-0.0075	0.2335	0.0789	-0.0133	0.0165
5	6.75	0.2218	0.7470	0.6610	0.2141	0.7854	0.7056	0.2165	0.0859	0.0139	0.2093	0.0798	0.0064	0.0189
6	8.25	0.1963	0.6483	0.5667	0.1909	0.6857	0.6087	0.1926	0.0816	0.0284	0.1874	0.0770	0.0210	0.0189
7	9.75	0.1749	0.5700	0.4939	0.1710	0.6055	0.5328	0.1722	0.0761	0.0369	0.1685	0.0727	0.0304	0.0176
8	11.25	0.1570	0.5071	0.4366	0.1542	0.5404	0.4725	0.1551	0.0705	0.0413	0.1524	0.0679	0.0359	0.0158
9	12.75	0.1420	0.4558	0.3906	0.1399	0.4869	0.4237	0.1406	0.0652	0.0432	0.1386	0.0632	0.0388	0.0140
10	14.25	0.1294	0.4133	0.3530	0.1278	0.4424	0.3835	0.1283	0.0603	0.0434	0.1268	0.0588	0.0399	0.0123

ΣI₁₆= **0.1291**
 A I_{total}= **0.1936**

r₀= 4 z_i= 6
 Δx= 1.5 z_j= 1.25
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.3941	1.4289	1.3961	0.2678	1.4743	1.4601	0.3651	0.0328	-0.0311	0.2584	0.0142	-0.0139	0.0003
2	2.25	0.3636	1.1659	1.0839	0.2576	1.2882	1.2490	0.3406	0.0820	-0.0514	0.2493	0.0392	-0.0322	0.0058
3	3.75	0.3192	0.9505	0.8478	0.2403	1.1201	1.0637	0.3035	0.1027	-0.0231	0.2335	0.0564	-0.0325	0.0142
4	5.25	0.2753	0.7854	0.6805	0.2198	0.9754	0.9098	0.2652	0.1049	0.0110	0.2146	0.0656	-0.0203	0.0193
5	6.75	0.2377	0.6610	0.5619	0.1992	0.8543	0.7854	0.2311	0.0991	0.0337	0.1953	0.0689	-0.0047	0.0206
6	8.25	0.2071	0.5667	0.4757	0.1801	0.7542	0.6857	0.2027	0.0910	0.0458	0.1772	0.0684	0.0089	0.0198
7	9.75	0.1824	0.4939	0.4111	0.1631	0.6716	0.6055	0.1794	0.0829	0.0511	0.1610	0.0661	0.0191	0.0180
8	11.25	0.1623	0.4366	0.3612	0.1483	0.6032	0.5404	0.1602	0.0754	0.0526	0.1467	0.0628	0.0260	0.0160
9	12.75	0.1459	0.3906	0.3218	0.1355	0.5462	0.4869	0.1444	0.0689	0.0521	0.1343	0.0593	0.0303	0.0141
10	14.25	0.1324	0.3530	0.2898	0.1244	0.4981	0.4424	0.1312	0.0631	0.0505	0.1235	0.0557	0.0328	0.0123

ΣI₁₆= **0.1405**
 A I_{total}= **0.2108**

r₀= 4 z_i= 6
 Δx= 1.5 z_j= 2.75
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5401	1.3734	1.3045	0.2239	1.4899	1.4801	0.4689	0.0689	-0.0615	0.2184	0.0098	-0.0096	0.0017
2	2.25	0.4684	1.0304	0.8851	0.2179	1.3322	1.3045	0.4208	0.1453	-0.0489	0.2128	0.0276	-0.0242	0.0197
3	3.75	0.3831	0.7854	0.6327	0.2071	1.1856	1.1442	0.3564	0.1526	0.0231	0.2027	0.0415	-0.0285	0.0312
4	5.25	0.3132	0.6202	0.4825	0.1935	1.0546	1.0041	0.2984	0.1377	0.0619	0.1900	0.0505	-0.0237	0.0309
5	6.75	0.2609	0.5071	0.3869	0.1790	0.9404	0.8851	0.2522	0.1202	0.0751	0.1762	0.0553	-0.0139	0.0270
6	8.25	0.2218	0.4266	0.3218	0.1648	0.8425	0.7854	0.2165	0.1049	0.0767	0.1626	0.0571	-0.0033	0.0229
7	9.75	0.1922	0.3672	0.2749	0.1515	0.7591	0.7023	0.1887	0.0923	0.0738	0.1498	0.0568	0.0062	0.0195
8	11.25	0.1692	0.3218	0.2397	0.1394	0.6881	0.6327	0.1668	0.0820	0.0693	0.1381	0.0554	0.0137	0.0166
9	12.75	0.1508	0.2861	0.2124	0.1286	0.6276	0.5743	0.1491	0.0736	0.0646	0.1276	0.0533	0.0192	0.0143
10	14.25	0.1360	0.2573	0.1906	0.1190	0.5758	0.5248	0.1347	0.0667	0.0601	0.1182	0.0510	0.0231	0.0123

ΣI₁₆= **0.1960**
 A I_{total}= **0.2941**

r₀= 4 z₁= 6
 Δx= 1.5 z₂= 4
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.7525	1.2793	1.1071	0.1969	1.4995	1.4920	0.5771	0.1722	-0.1248	0.1931	0.0075	-0.0074	0.0131
2	2.25	0.5864	0.8380	0.5880	0.1927	1.3597	1.3382	0.4969	0.2500	0.0357	0.1892	0.0215	-0.0194	0.0680
3	3.75	0.4398	0.5880	0.3805	0.1851	1.2278	1.1948	0.4001	0.2075	0.1167	0.1820	0.0329	-0.0248	0.0626
4	5.25	0.3420	0.4444	0.2783	0.1753	1.1071	1.0659	0.3228	0.1661	0.1240	0.1726	0.0412	-0.0233	0.0462
5	6.75	0.2768	0.3547	0.2187	0.1643	0.9995	0.9530	0.2665	0.1360	0.1139	0.1621	0.0464	-0.0173	0.0341
6	8.25	0.2314	0.2942	0.1799	0.1531	0.9048	0.8557	0.2253	0.1144	0.1015	0.1513	0.0491	-0.0093	0.0261
7	9.75	0.1983	0.2510	0.1526	0.1422	0.8224	0.7724	0.1945	0.0984	0.0903	0.1408	0.0500	-0.0012	0.0208
8	11.25	0.1733	0.2187	0.1326	0.1321	0.7509	0.7013	0.1707	0.0861	0.0808	0.1310	0.0497	0.0059	0.0171
9	12.75	0.1537	0.1936	0.1171	0.1228	0.6889	0.6404	0.1519	0.0765	0.0728	0.1219	0.0486	0.0116	0.0143
10	14.25	0.1381	0.1737	0.1049	0.1144	0.6350	0.5880	0.1368	0.0688	0.0661	0.1136	0.0470	0.0160	0.0122
													ΣI _{es} =	0.3145
													A I _{total} =	0.4717

r₀= 4 z₁= 6
 Δx= 1.5 z₂= 5
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.1794	1.5057	1.4995	0.6447	0.5191	-0.0615	0.1766	0.0062	-0.0061	0.1409
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.1763	1.3776	1.3597	0.5469	0.3693	0.2498	0.1736	0.0179	-0.0164	0.1618
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.1704	1.2556	1.2278	0.4260	0.2480	0.2138	0.1680	0.0278	-0.0220	0.0944
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.1626	1.1425	1.1071	0.3361	0.1833	0.1698	0.1605	0.0354	-0.0222	0.0577
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.1537	1.0400	0.9995	0.2738	0.1447	0.1381	0.1519	0.0406	-0.0183	0.0386
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.1444	0.9485	0.9048	0.2297	0.1193	0.1156	0.1429	0.0437	-0.0122	0.0279
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1352	0.8676	0.8224	0.1973	0.1014	0.0991	0.1340	0.0451	-0.0054	0.0214
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1264	0.7964	0.7509	0.1726	0.0881	0.0866	0.1254	0.0455	0.0011	0.0172
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1182	0.7339	0.6889	0.1533	0.0779	0.0769	0.1174	0.0450	0.0066	0.0142
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.1106	0.6790	0.6350	0.1378	0.0698	0.0691	0.1100	0.0440	0.0112	0.0120
													ΣI _{es} =	0.5861
													A I _{total} =	0.8792

r₀= 4 z₁= 6
 Δx= 1.5 z₂= 6
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.1648	1.5109	1.5057	0.6627	1.1760	0.9231	0.1626	0.0052	-0.0052	0.6642
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.1624	1.3927	1.3776	0.5666	0.4373	0.4235	0.1602	0.0151	-0.0141	0.2330
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.1578	1.2793	1.2556	0.4359	0.2651	0.2620	0.1558	0.0238	-0.0195	0.1100
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.1515	1.1732	1.1425	0.3410	0.1899	0.1888	0.1498	0.0306	-0.0208	0.0624
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.1443	1.0757	1.0400	0.2764	0.1479	0.1473	0.1428	0.0356	-0.0185	0.0401
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1365	0.9874	0.9485	0.2312	0.1211	0.1208	0.1352	0.0389	-0.0139	0.0283
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1286	0.9084	0.8676	0.1982	0.1025	0.1023	0.1276	0.0408	-0.0083	0.0214
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1210	0.8380	0.7964	0.1732	0.0888	0.0887	0.1201	0.0416	-0.0026	0.0169
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1137	0.7755	0.7339	0.1537	0.0784	0.0783	0.1130	0.0416	0.0026	0.0139
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1069	0.7201	0.6790	0.1381	0.0701	0.0701	0.1063	0.0411	0.0070	0.0117
													ΣI _{es} =	1.2018
													A I _{total} =	1.8027

r₀= 4 z_i= 6
 Δx= 1.5 z_j= 7
 λ= 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.1524	1.5153	1.5109	0.6447	0.5191	-0.0615	0.1506	0.0044	-0.0044	0.1409
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.1504	1.4056	1.3927	0.5469	0.3693	0.2498	0.1488	0.0129	-0.0122	0.1617
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.1468	1.2998	1.2793	0.4260	0.2480	0.2138	0.1452	0.0205	-0.0173	0.0942
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.1417	1.1999	1.1732	0.3361	0.1833	0.1698	0.1403	0.0267	-0.0192	0.0572
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.1357	1.1071	1.0757	0.2738	0.1447	0.1381	0.1345	0.0315	-0.0181	0.0378
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.1292	1.0222	0.9874	0.2297	0.1193	0.1156	0.1281	0.0348	-0.0148	0.0270
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1225	0.9453	0.9084	0.1973	0.1014	0.0991	0.1215	0.0369	-0.0103	0.0204
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1158	0.8761	0.8380	0.1726	0.0881	0.0866	0.1150	0.0381	-0.0054	0.0162
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1094	0.8140	0.7755	0.1533	0.0779	0.0769	0.1087	0.0385	-0.0007	0.0133
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.1033	0.7584	0.7201	0.1378	0.0698	0.0691	0.1028	0.0383	0.0035	0.0112
														ΣI_{ro}= 0.5799
														A I_{total}= 0.8698

r₀= 4 z_i= 6
 Δx= 1.5 z_j= 8
 λ= 1

Renglon 8

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.7525	-1.1071	-1.2793	0.1417	1.5191	1.5153	0.5771	0.1722	-0.1248	0.1403	0.0038	-0.0038	0.0131
2	2.25	0.5864	-0.5880	-0.8380	0.1401	1.4169	1.4056	0.4969	0.2500	0.0357	0.1388	0.0112	-0.0106	0.0678
3	3.75	0.4398	-0.3805	-0.5880	0.1371	1.3177	1.2998	0.4001	0.2075	0.1167	0.1358	0.0179	-0.0155	0.0621
4	5.25	0.3420	-0.2783	-0.4444	0.1330	1.2234	1.1999	0.3228	0.1661	0.1240	0.1318	0.0235	-0.0177	0.0451
5	6.75	0.2768	-0.2187	-0.3547	0.1280	1.1351	1.1071	0.2665	0.1360	0.1139	0.1269	0.0280	-0.0174	0.0324
6	8.25	0.2314	-0.1799	-0.2942	0.1225	1.0535	1.0222	0.2253	0.1144	0.1015	0.1215	0.0313	-0.0151	0.0242
7	9.75	0.1983	-0.1526	-0.2510	0.1167	0.9788	0.9453	0.1945	0.0984	0.0903	0.1159	0.0335	-0.0116	0.0187
8	11.25	0.1733	-0.1326	-0.2187	0.1109	0.9109	0.8761	0.1707	0.0861	0.0808	0.1102	0.0349	-0.0075	0.0150
9	12.75	0.1537	-0.1171	-0.1936	0.1052	0.8495	0.8140	0.1519	0.0765	0.0728	0.1046	0.0356	-0.0033	0.0124
10	14.25	0.1381	-0.1049	-0.1737	0.0998	0.7941	0.7584	0.1368	0.0688	0.0661	0.0993	0.0357	0.0007	0.0105
														ΣI_{oe}= 0.3014
														A I_{total}= 0.4521

r₀= 4 z_i= 6
 Δx= 1.5 z_j= 9
 λ= 1

Renglon 9

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5741	-1.2793	-1.3597	0.1324	1.5224	1.5191	0.4897	0.0804	-0.0704	0.1312	0.0033	-0.0033	0.0023
2	2.25	0.4900	-0.8380	-0.9995	0.1311	1.4266	1.4169	0.4359	0.1615	-0.0424	0.1300	0.0098	-0.0094	0.0248
3	3.75	0.3946	-0.5880	-0.7509	0.1286	1.3334	1.3177	0.3655	0.1629	0.0373	0.1276	0.0157	-0.0138	0.0351
4	5.25	0.3194	-0.4444	-0.5880	0.1252	1.2442	1.2234	0.3037	0.1436	0.0734	0.1242	0.0208	-0.0163	0.0317
5	6.75	0.2644	-0.3547	-0.4784	0.1210	1.1601	1.1351	0.2554	0.1236	0.0830	0.1201	0.0250	-0.0165	0.0257
6	8.25	0.2240	-0.2942	-0.4012	0.1163	1.0817	1.0535	0.2185	0.1070	0.0820	0.1155	0.0282	-0.0151	0.0204
7	9.75	0.1936	-0.2510	-0.3446	0.1113	1.0093	0.9788	0.1900	0.0936	0.0774	0.1106	0.0305	-0.0124	0.0165
8	11.25	0.1701	-0.2187	-0.3016	0.1063	0.9430	0.9109	0.1677	0.0830	0.0719	0.1057	0.0320	-0.0089	0.0136
9	12.75	0.1515	-0.1936	-0.2679	0.1012	0.8824	0.8495	0.1498	0.0743	0.0665	0.1007	0.0329	-0.0053	0.0114
10	14.25	0.1365	-0.1737	-0.2408	0.0964	0.8274	0.7941	0.1352	0.0672	0.0614	0.0959	0.0333	-0.0017	0.0098
														ΣI_{oe}= 0.1912
														A I_{total}= 0.2869

Carga unitaria aplicada en dovela d₇

r₀= 4 z_i= 7
 Δx= 1.5 z_j= 0.25
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.2864	1.4677	1.4514	0.2678	1.4743	1.4601	0.2750	0.0163	-0.0159	0.2584	0.0142	-0.0139	0.0001
2	2.25	0.2740	1.2699	1.2252	0.2576	1.2882	1.2490	0.2640	0.0446	-0.0356	0.2493	0.0392	-0.0322	0.0020
3	3.75	0.2534	1.0935	1.0304	0.2403	1.1201	1.0637	0.2455	0.0631	-0.0331	0.2335	0.0564	-0.0325	0.0062
4	5.25	0.2298	0.9441	0.8721	0.2198	0.9754	0.9098	0.2238	0.0719	-0.0175	0.2146	0.0656	-0.0203	0.0105
5	6.75	0.2065	0.8211	0.7470	0.1992	0.8543	0.7854	0.2022	0.0741	0.0002	0.1953	0.0689	-0.0047	0.0132
6	8.25	0.1855	0.7210	0.6483	0.1801	0.7542	0.6857	0.1823	0.0726	0.0145	0.1772	0.0684	0.0089	0.0141
7	9.75	0.1671	0.6394	0.5700	0.1631	0.6716	0.6055	0.1648	0.0693	0.0245	0.1610	0.0661	0.0191	0.0139
8	11.25	0.1513	0.5725	0.5071	0.1483	0.6032	0.5404	0.1496	0.0654	0.0308	0.1467	0.0628	0.0260	0.0131
9	12.75	0.1378	0.5170	0.4558	0.1355	0.5462	0.4869	0.1365	0.0613	0.0345	0.1343	0.0593	0.0303	0.0120
10	14.25	0.1262	0.4706	0.4133	0.1244	0.4981	0.4424	0.1252	0.0573	0.0363	0.1235	0.0557	0.0328	0.0108

ΣI₁₇= **0.0958**
 A I_{total}= **0.1437**

r₀= 4 z_i= 7
 Δx= 1.5 z_j= 1.25
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.3321	1.4514	1.4289	0.2369	1.4853	1.4743	0.3145	0.0225	-0.0217	0.2304	0.0110	-0.0108	0.0001
2	2.25	0.3132	1.2252	1.1659	0.2298	1.3191	1.2882	0.2984	0.0593	-0.0434	0.2238	0.0309	-0.0266	0.0027
3	3.75	0.2835	1.0304	0.9505	0.2172	1.1659	1.1201	0.2724	0.0798	-0.0318	0.2122	0.0458	-0.0300	0.0078
4	5.25	0.2514	0.8721	0.7854	0.2017	1.0304	0.9754	0.2437	0.0867	-0.0075	0.1977	0.0550	-0.0232	0.0122
5	6.75	0.2218	0.7470	0.6610	0.1855	0.9137	0.8543	0.2165	0.0859	0.0139	0.1823	0.0595	-0.0116	0.0145
6	8.25	0.1963	0.6483	0.5667	0.1698	0.8148	0.7542	0.1926	0.0816	0.0284	0.1673	0.0606	0.0001	0.0150
7	9.75	0.1749	0.5700	0.4939	0.1553	0.7314	0.6716	0.1722	0.0761	0.0369	0.1535	0.0598	0.0100	0.0144
8	11.25	0.1570	0.5071	0.4366	0.1424	0.6610	0.6032	0.1551	0.0705	0.0413	0.1410	0.0578	0.0174	0.0133
9	12.75	0.1420	0.4558	0.3906	0.1309	0.6015	0.5462	0.1406	0.0652	0.0432	0.1298	0.0553	0.0227	0.0121
10	14.25	0.1294	0.4133	0.3530	0.1209	0.5507	0.4981	0.1283	0.0603	0.0434	0.1200	0.0526	0.0262	0.0109

ΣI₁₇= **0.1081**
 A I_{total}= **0.1547**

r₀= 4 z_i= 7
 Δx= 1.5 z_j= 2.75
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.4340	1.4142	1.3734	0.2017	1.4978	1.4899	0.3957	0.0408	-0.0383	0.1977	0.0079	-0.0078	0.0005
2	2.25	0.3941	1.1284	1.0304	0.1973	1.3547	1.3322	0.3651	0.0980	-0.0543	0.1935	0.0225	-0.0202	0.0078
3	3.75	0.3392	0.9025	0.7854	0.1892	1.2201	1.1856	0.3205	0.1171	-0.0137	0.1858	0.0344	-0.0255	0.0166
4	5.25	0.2879	0.7354	0.6202	0.1787	1.0974	1.0546	0.2763	0.1152	0.0245	0.1759	0.0429	-0.0235	0.0201
5	6.75	0.2457	0.6132	0.5071	0.1671	0.9884	0.9404	0.2384	0.1061	0.0461	0.1648	0.0480	-0.0168	0.0198
6	8.25	0.2123	0.5224	0.4266	0.1553	0.8931	0.8425	0.2076	0.0958	0.0557	0.1535	0.0506	-0.0083	0.0181
7	9.75	0.1859	0.4533	0.3672	0.1440	0.8104	0.7591	0.1827	0.0862	0.0587	0.1426	0.0513	0.0001	0.0161
8	11.25	0.1648	0.3995	0.3218	0.1335	0.7389	0.6881	0.1626	0.0778	0.0583	0.1324	0.0508	0.0073	0.0142
9	12.75	0.1477	0.3566	0.2861	0.1240	0.6771	0.6276	0.1461	0.0706	0.0564	0.1230	0.0495	0.0130	0.0125
10	14.25	0.1337	0.3218	0.2573	0.1153	0.6236	0.5758	0.1325	0.0644	0.0539	0.1146	0.0478	0.0173	0.0110

ΣI₁₇= **0.1368**
 A I_{total}= **0.2058**

r₀= 4 z₁= 7
 Δx= 1.5 z₂= 4
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5741	1.3597	1.2793	0.1794	1.5057	1.4995	0.4897	0.0804	-0.0704	0.1766	0.0062	-0.0061	0.0023
2	2.25	0.4900	0.9995	0.8380	0.1763	1.3776	1.3597	0.4359	0.1615	-0.0424	0.1736	0.0179	-0.0164	0.0249
3	3.75	0.3946	0.7509	0.5880	0.1704	1.2556	1.2278	0.3655	0.1629	0.0373	0.1680	0.0278	-0.0220	0.0354
4	5.25	0.3194	0.5880	0.4444	0.1626	1.1425	1.1071	0.3037	0.1436	0.0734	0.1605	0.0354	-0.0222	0.0325
5	6.75	0.2644	0.4784	0.3547	0.1537	1.0400	0.9995	0.2554	0.1236	0.0830	0.1519	0.0406	-0.0183	0.0268
6	8.25	0.2240	0.4012	0.2942	0.1444	0.9485	0.9048	0.2185	0.1070	0.0820	0.1429	0.0437	-0.0122	0.0219
7	9.75	0.1936	0.3446	0.2510	0.1352	0.8676	0.8224	0.1900	0.0936	0.0774	0.1340	0.0451	-0.0054	0.0181
8	11.25	0.1701	0.3016	0.2187	0.1264	0.7964	0.7509	0.1677	0.0830	0.0719	0.1254	0.0455	0.0011	0.0152
9	12.75	0.1515	0.2679	0.1936	0.1182	0.7339	0.6889	0.1498	0.0743	0.0665	0.1174	0.0450	0.0066	0.0130
10	14.25	0.1365	0.2408	0.1737	0.1106	0.6790	0.6350	0.1352	0.0672	0.0614	0.1100	0.0440	0.0112	0.0112
													ΣI _{er} =	0.2012
													A I _{total} =	0.3018

r₀= 4 z₁= 7
 Δx= 1.5 z₂= 5
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.7525	1.2793	1.1071	0.1648	1.5109	1.5057	0.5771	0.1722	-0.1248	0.1626	0.0052	-0.0052	0.0131
2	2.25	0.5864	0.8380	0.5880	0.1624	1.3927	1.3776	0.4969	0.2500	0.0357	0.1602	0.0151	-0.0141	0.0679
3	3.75	0.4398	0.5880	0.3805	0.1578	1.2793	1.2556	0.4001	0.2075	0.1167	0.1558	0.0238	-0.0195	0.0622
4	5.25	0.3420	0.4444	0.2783	0.1515	1.1732	1.1425	0.3228	0.1661	0.1240	0.1498	0.0306	-0.0208	0.0454
5	6.75	0.2768	0.3547	0.2187	0.1443	1.0757	1.0400	0.2665	0.1360	0.1139	0.1428	0.0356	-0.0185	0.0330
6	8.25	0.2314	0.2942	0.1799	0.1365	0.9874	0.9485	0.2253	0.1144	0.1015	0.1352	0.0389	-0.0139	0.0248
7	9.75	0.1983	0.2510	0.1526	0.1286	0.9084	0.8676	0.1945	0.0984	0.0903	0.1276	0.0408	-0.0083	0.0195
8	11.25	0.1733	0.2187	0.1326	0.1210	0.8380	0.7964	0.1707	0.0861	0.0808	0.1201	0.0416	-0.0026	0.0158
9	12.75	0.1537	0.1936	0.1171	0.1137	0.7755	0.7339	0.1519	0.0765	0.0728	0.1130	0.0416	0.0026	0.0132
10	14.25	0.1381	0.1737	0.1049	0.1069	0.7201	0.6790	0.1368	0.0688	0.0661	0.1063	0.0411	0.0070	0.0113
													ΣI _{er} =	0.3062
													A I _{total} =	0.4593

r₀= 4 z₁= 7
 Δx= 1.5 z₂= 6
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.1524	1.5153	1.5109	0.6447	0.5191	-0.0615	0.1506	0.0044	-0.0044	0.1409
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.1504	1.4056	1.3927	0.5469	0.3693	0.2498	0.1488	0.0129	-0.0122	0.1617
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.1468	1.2998	1.2793	0.4260	0.2480	0.2138	0.1452	0.0205	-0.0173	0.0942
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.1417	1.1999	1.1732	0.3361	0.1833	0.1698	0.1403	0.0267	-0.0192	0.0572
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.1357	1.1071	1.0757	0.2738	0.1447	0.1381	0.1345	0.0315	-0.0181	0.0378
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.1292	1.0222	0.9874	0.2297	0.1193	0.1156	0.1281	0.0348	-0.0148	0.0270
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1225	0.9453	0.9084	0.1973	0.1014	0.0991	0.1215	0.0369	-0.0103	0.0204
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1158	0.8761	0.8380	0.1726	0.0881	0.0866	0.1150	0.0381	-0.0054	0.0162
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1094	0.8140	0.7755	0.1533	0.0779	0.0769	0.1087	0.0385	-0.0007	0.0133
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.1033	0.7584	0.7201	0.1378	0.0698	0.0691	0.1028	0.0383	0.0035	0.0112
													ΣI _{er} =	0.5799
													A I _{total} =	0.8698

r₀= 4 z_i= 7
 Δx= 1.5 z_j= 7
 λ= 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.1417	1.5191	1.5153	0.6627	1.1760	0.9231	0.1403	0.0038	-0.0038	0.6642
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.1401	1.4169	1.4056	0.5666	0.4373	0.4235	0.1388	0.0112	-0.0106	0.2329
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.1371	1.3177	1.2998	0.4359	0.2651	0.2620	0.1358	0.0179	-0.0155	0.1098
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.1330	1.2234	1.1999	0.3410	0.1899	0.1888	0.1318	0.0235	-0.0177	0.0620
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.1280	1.1351	1.1071	0.2764	0.1479	0.1473	0.1269	0.0280	-0.0174	0.0396
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1225	1.0535	1.0222	0.2312	0.1211	0.1208	0.1215	0.0313	-0.0151	0.0276
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1167	0.9788	0.9453	0.1982	0.1025	0.1023	0.1159	0.0335	-0.0116	0.0206
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1109	0.9109	0.8761	0.1732	0.0888	0.0887	0.1102	0.0349	-0.0075	0.0161
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1052	0.8495	0.8140	0.1537	0.0784	0.0783	0.1046	0.0356	-0.0033	0.0131
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.0998	0.7941	0.7584	0.1381	0.0701	0.0701	0.0993	0.0357	0.0007	0.0110
													ΣI _{ij} =	1.1970
													A I _{total} =	1.7956

r₀= 4 z_i= 7
 Δx= 1.5 z_j= 8
 λ= 1

Renglon 8

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.1324	1.5224	1.5191	0.6447	0.5191	-0.0615	0.1312	0.0033	-0.0033	0.1409
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.1311	1.4266	1.4169	0.5469	0.3693	0.2498	0.1300	0.0098	-0.0094	0.1617
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.1286	1.3334	1.3177	0.4260	0.2480	0.2138	0.1276	0.0157	-0.0138	0.0940
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.1252	1.2442	1.2234	0.3361	0.1833	0.1698	0.1242	0.0208	-0.0163	0.0569
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.1210	1.1601	1.1351	0.2738	0.1447	0.1381	0.1201	0.0250	-0.0165	0.0375
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.1163	1.0817	1.0535	0.2297	0.1193	0.1156	0.1155	0.0282	-0.0151	0.0265
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1113	1.0093	0.9788	0.1973	0.1014	0.0991	0.1106	0.0305	-0.0124	0.0198
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1063	0.9430	0.9109	0.1726	0.0881	0.0866	0.1057	0.0320	-0.0089	0.0156
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1012	0.8824	0.8495	0.1533	0.0779	0.0769	0.1007	0.0329	-0.0053	0.0127
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.0964	0.8274	0.7941	0.1378	0.0698	0.0691	0.0959	0.0333	-0.0017	0.0106
													ΣI _{ij} =	0.5762
													A I _{total} =	0.8643

r₀= 4 z_i= 7
 Δx= 1.5 z_j= 9
 λ= 1

Renglon 9

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.7525	-1.1071	-1.2793	0.1242	1.5254	1.5224	0.5771	0.1722	-0.1248	0.1233	0.0029	-0.0029	0.0131
2	2.25	0.5864	-0.5880	-0.8380	0.1232	1.4353	1.4266	0.4969	0.2500	0.0357	0.1222	0.0086	-0.0083	0.0678
3	3.75	0.4398	-0.3805	-0.5880	0.1211	1.3473	1.3334	0.4001	0.2075	0.1167	0.1202	0.0139	-0.0124	0.0620
4	5.25	0.3420	-0.2783	-0.4444	0.1182	1.2627	1.2442	0.3228	0.1661	0.1240	0.1174	0.0185	-0.0149	0.0449
5	6.75	0.2768	-0.2187	-0.3547	0.1147	1.1825	1.1601	0.2665	0.1360	0.1139	0.1139	0.0224	-0.0156	0.0322
6	8.25	0.2314	-0.1799	-0.2942	0.1106	1.1071	1.0817	0.2253	0.1144	0.1015	0.1100	0.0255	-0.0148	0.0238
7	9.75	0.1983	-0.1526	-0.2510	0.1063	1.0371	1.0093	0.1945	0.0984	0.0903	0.1057	0.0278	-0.0127	0.0183
8	11.25	0.1733	-0.1326	-0.2187	0.1019	0.9724	0.9430	0.1707	0.0861	0.0808	0.1014	0.0294	-0.0099	0.0145
9	12.75	0.1537	-0.1171	-0.1936	0.0974	0.9129	0.8824	0.1519	0.0765	0.0728	0.0970	0.0305	-0.0068	0.0119
10	14.25	0.1381	-0.1049	-0.1737	0.0931	0.8584	0.8274	0.1368	0.0688	0.0661	0.0927	0.0310	-0.0036	0.0100
													ΣI _{ij} =	0.2985
													A I _{total} =	0.4478

Carga unitaria aplicada en dovela ds

r₀= 4 z_i= 8
 Δx= 1.5 z_j= 0.25
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.2514	1.4801	1.4677	0.2369	1.4853	1.4743	0.2437	0.0124	-0.0122	0.2304	0.0110	-0.0108	0.0000
2	2.25	0.2429	1.3045	1.2699	0.2298	1.3191	1.2882	0.2359	0.0347	-0.0292	0.2238	0.0309	-0.0266	0.0011
3	3.75	0.2283	1.1442	1.0935	0.2172	1.1659	1.1201	0.2224	0.0507	-0.0314	0.2122	0.0458	-0.0300	0.0037
4	5.25	0.2105	1.0041	0.9441	0.2017	1.0304	0.9754	0.2059	0.0600	-0.0221	0.1977	0.0550	-0.0232	0.0067
5	6.75	0.1922	0.8851	0.8211	0.1855	0.9137	0.8543	0.1887	0.0640	-0.0086	0.1823	0.0595	-0.0116	0.0091
6	8.25	0.1749	0.7854	0.7210	0.1698	0.8148	0.7542	0.1722	0.0644	0.0041	0.1673	0.0606	0.0001	0.0105
7	9.75	0.1592	0.7023	0.6394	0.1553	0.7314	0.6716	0.1572	0.0629	0.0143	0.1535	0.0598	0.0100	0.0109
8	11.25	0.1454	0.6327	0.5725	0.1424	0.6610	0.6032	0.1438	0.0603	0.0215	0.1410	0.0578	0.0174	0.0107
9	12.75	0.1332	0.5743	0.5170	0.1309	0.6015	0.5462	0.1321	0.0573	0.0264	0.1298	0.0553	0.0227	0.0101
10	14.25	0.1227	0.5248	0.4706	0.1209	0.5507	0.4981	0.1218	0.0542	0.0295	0.1200	0.0526	0.0262	0.0094

ΣI_{is}= 0.0722
 A I_{total}= 0.1083

r₀= 4 z_i= 8
 Δx= 1.5 z_j= 1.25
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.2864	1.4677	1.4514	0.2123	1.4940	1.4853	0.2750	0.0163	-0.0159	0.2076	0.0087	-0.0086	0.0001
2	2.25	0.2740	1.2699	1.2252	0.2071	1.3440	1.3191	0.2640	0.0446	-0.0356	0.2027	0.0249	-0.0221	0.0014
3	3.75	0.2534	1.0935	1.0304	0.1978	1.2036	1.1659	0.2455	0.0631	-0.0331	0.1939	0.0377	-0.0270	0.0045
4	5.25	0.2298	0.9441	0.8721	0.1859	1.0769	1.0304	0.2238	0.0719	-0.0175	0.1827	0.0465	-0.0237	0.0078
5	6.75	0.2065	0.8211	0.7470	0.1729	0.9653	0.9137	0.2022	0.0741	0.0002	0.1704	0.0515	-0.0156	0.0101
6	8.25	0.1855	0.7210	0.6483	0.1600	0.8685	0.8148	0.1823	0.0726	0.0145	0.1580	0.0537	-0.0060	0.0112
7	9.75	0.1671	0.6394	0.5700	0.1477	0.7854	0.7314	0.1648	0.0693	0.0245	0.1461	0.0540	0.0029	0.0114
8	11.25	0.1513	0.5725	0.5071	0.1365	0.7141	0.6610	0.1496	0.0654	0.0308	0.1352	0.0530	0.0103	0.0110
9	12.75	0.1378	0.5170	0.4558	0.1263	0.6528	0.6015	0.1365	0.0613	0.0345	0.1253	0.0514	0.0160	0.0103
10	14.25	0.1262	0.4706	0.4133	0.1172	0.6001	0.5507	0.1252	0.0573	0.0363	0.1164	0.0494	0.0201	0.0095

ΣI_{is}= 0.0771
 A I_{total}= 0.1156

r₀= 4 z_i= 8
 Δx= 1.5 z_j= 2.75
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.3606	1.4411	1.4142	0.1835	1.5042	1.4978	0.3382	0.0269	-0.0258	0.1805	0.0065	-0.0064	0.0002
2	2.25	0.3368	1.1978	1.1284	0.1801	1.3734	1.3547	0.3184	0.0694	-0.0475	0.1772	0.0187	-0.0171	0.0035
3	3.75	0.3006	0.9929	0.9025	0.1739	1.2490	1.2201	0.2874	0.0904	-0.0288	0.1713	0.0290	-0.0227	0.0090
4	5.25	0.2631	0.8308	0.7354	0.1656	1.1342	1.0974	0.2542	0.0954	0.0004	0.1634	0.0367	-0.0225	0.0127
5	6.75	0.2298	0.7056	0.6132	0.1563	1.0304	0.9884	0.2238	0.0924	0.0230	0.1544	0.0419	-0.0182	0.0141
6	8.25	0.2017	0.6087	0.5224	0.1465	0.9380	0.8931	0.1977	0.0863	0.0367	0.1450	0.0450	-0.0116	0.0139
7	9.75	0.1787	0.5328	0.4533	0.1369	0.8567	0.8104	0.1759	0.0795	0.0438	0.1357	0.0463	-0.0045	0.0131
8	11.25	0.1597	0.4725	0.3995	0.1278	0.7854	0.7389	0.1577	0.0730	0.0469	0.1268	0.0465	0.0022	0.0120
9	12.75	0.1440	0.4237	0.3566	0.1194	0.7230	0.6771	0.1426	0.0670	0.0476	0.1185	0.0459	0.0078	0.0108
10	14.25	0.1309	0.3835	0.3218	0.1116	0.6683	0.6236	0.1298	0.0618	0.0470	0.1109	0.0447	0.0123	0.0098

ΣI_{is}= 0.0990
 A I_{total}= 0.1485

r₀= 4 z₀= 8
 Δx= 1.5 z_y= 4
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.4568	1.4056	1.3597	0.1648	1.5109	1.5057	0.4125	0.0459	-0.0427	0.1626	0.0052	-0.0052	0.0006
2	2.25	0.4110	1.1071	0.9995	0.1624	1.3927	1.3776	0.3782	0.1077	-0.0549	0.1602	0.0151	-0.0141	0.0096
3	3.75	0.3498	0.8761	0.7509	0.1578	1.2793	1.2556	0.3293	0.1251	-0.0070	0.1558	0.0238	-0.0195	0.0189
4	5.25	0.2942	0.7086	0.5880	0.1515	1.1732	1.1425	0.2819	0.1206	0.0326	0.1498	0.0306	-0.0208	0.0213
5	6.75	0.2496	0.5880	0.4784	0.1443	1.0757	1.0400	0.2420	0.1097	0.0529	0.1428	0.0356	-0.0185	0.0199
6	8.25	0.2148	0.4993	0.4012	0.1365	0.9874	0.9485	0.2099	0.0981	0.0608	0.1352	0.0389	-0.0139	0.0175
7	9.75	0.1875	0.4324	0.3446	0.1286	0.9084	0.8676	0.1843	0.0878	0.0625	0.1276	0.0408	-0.0083	0.0152
8	11.25	0.1660	0.3805	0.3016	0.1210	0.8380	0.7964	0.1637	0.0789	0.0612	0.1201	0.0416	-0.0026	0.0132
9	12.75	0.1486	0.3393	0.2679	0.1137	0.7755	0.7339	0.1469	0.0714	0.0586	0.1130	0.0416	0.0026	0.0115
10	14.25	0.1343	0.3059	0.2408	0.1069	0.7201	0.6790	0.1331	0.0650	0.0555	0.1063	0.0411	0.0070	0.0101

ΣI_{es}= 0.1379
 A I_{total}= 0.2069

r₀= 4 z₀= 8
 Δx= 1.5 z_y= 5
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5741	1.3597	1.2793	0.1524	1.5153	1.5109	0.4897	0.0804	-0.0704	0.1506	0.0044	-0.0044	0.0023
2	2.25	0.4900	0.9995	0.8380	0.1504	1.4056	1.3927	0.4359	0.1615	-0.0424	0.1488	0.0129	-0.0122	0.0248
3	3.75	0.3946	0.7509	0.5880	0.1468	1.2998	1.2793	0.3655	0.1629	0.0373	0.1452	0.0205	-0.0173	0.0352
4	5.25	0.3194	0.5880	0.4444	0.1417	1.1999	1.1732	0.3037	0.1436	0.0734	0.1403	0.0267	-0.0192	0.0320
5	6.75	0.2644	0.4784	0.3547	0.1357	1.1071	1.0757	0.2554	0.1236	0.0830	0.1345	0.0315	-0.0181	0.0261
6	8.25	0.2240	0.4012	0.2942	0.1292	1.0222	0.9874	0.2185	0.1070	0.0820	0.1281	0.0348	-0.0148	0.0209
7	9.75	0.1936	0.3446	0.2510	0.1225	0.9453	0.9084	0.1900	0.0936	0.0774	0.1215	0.0369	-0.0103	0.0171
8	11.25	0.1701	0.3016	0.2187	0.1158	0.8761	0.8380	0.1677	0.0830	0.0719	0.1150	0.0381	-0.0054	0.0142
9	12.75	0.1515	0.2679	0.1936	0.1094	0.8140	0.7755	0.1498	0.0743	0.0665	0.1087	0.0385	-0.0007	0.0120
10	14.25	0.1365	0.2408	0.1737	0.1033	0.7584	0.7201	0.1352	0.0672	0.0614	0.1028	0.0383	0.0035	0.0104

ΣI_{es}= 0.1949
 A I_{total}= 0.2924

r₀= 4 z₀= 8
 Δx= 1.5 z_y= 6
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.7525	1.2793	1.1071	0.1417	1.5191	1.5153	0.5771	0.1722	-0.1248	0.1403	0.0038	-0.0038	0.0131
2	2.25	0.5864	0.8380	0.5880	0.1401	1.4169	1.4056	0.4969	0.2500	0.0357	0.1388	0.0112	-0.0106	0.0678
3	3.75	0.4398	0.5880	0.3805	0.1371	1.3177	1.2998	0.4001	0.2075	0.1167	0.1358	0.0179	-0.0155	0.0621
4	5.25	0.3420	0.4444	0.2783	0.1330	1.2234	1.1999	0.3228	0.1661	0.1240	0.1318	0.0235	-0.0177	0.0451
5	6.75	0.2768	0.3547	0.2187	0.1280	1.1351	1.1071	0.2665	0.1360	0.1139	0.1269	0.0280	-0.0174	0.0324
6	8.25	0.2314	0.2942	0.1799	0.1225	1.0535	1.0222	0.2253	0.1144	0.1015	0.1215	0.0313	-0.0151	0.0242
7	9.75	0.1983	0.2510	0.1526	0.1167	0.9788	0.9453	0.1945	0.0984	0.0903	0.1159	0.0335	-0.0116	0.0187
8	11.25	0.1733	0.2187	0.1326	0.1109	0.9109	0.8761	0.1707	0.0861	0.0808	0.1102	0.0349	-0.0075	0.0150
9	12.75	0.1537	0.1936	0.1171	0.1052	0.8495	0.8140	0.1519	0.0765	0.0728	0.1046	0.0356	-0.0033	0.0124
10	14.25	0.1381	0.1737	0.1049	0.0998	0.7941	0.7584	0.1368	0.0688	0.0661	0.0993	0.0357	0.0007	0.0105

ΣI_{es}= 0.3014
 A I_{total}= 0.4521

r₀= 4 z₁= 8
 Δx= 1.5 z₂= 7
 λ= 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.1324	1.5224	1.5191	0.6447	0.5191	-0.0615	0.1312	0.0033	-0.0033	0.1409
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.1311	1.4266	1.4169	0.5469	0.3693	0.2498	0.1300	0.0098	-0.0094	0.1617
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.1286	1.3334	1.3177	0.4260	0.2480	0.2138	0.1276	0.0157	-0.0138	0.0940
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.1252	1.2442	1.2234	0.3361	0.1833	0.1698	0.1242	0.0208	-0.0163	0.0569
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.1210	1.1601	1.1351	0.2738	0.1447	0.1381	0.1201	0.0250	-0.0165	0.0375
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.1163	1.0817	1.0535	0.2297	0.1193	0.1156	0.1155	0.0282	-0.0151	0.0265
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1113	1.0093	0.9788	0.1973	0.1014	0.0991	0.1106	0.0305	-0.0124	0.0198
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1063	0.9430	0.9109	0.1726	0.0881	0.0866	0.1057	0.0320	-0.0089	0.0156
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1012	0.8824	0.8495	0.1533	0.0779	0.0769	0.1007	0.0329	-0.0053	0.0127
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.0964	0.8274	0.7941	0.1378	0.0698	0.0691	0.0959	0.0333	-0.0017	0.0106

ΣI₇₆= **0.5762**
 A I_{total}= **0.8643**

r₀= 4 z₁= 8
 Δx= 1.5 z₂= 8
 λ= 1

Renglon 8

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.1242	1.5254	1.5224	0.6627	1.1760	0.9231	0.1233	0.0029	-0.0029	0.6642
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.1232	1.4353	1.4266	0.5666	0.4373	0.4235	0.1222	0.0086	-0.0083	0.2329
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.1211	1.3473	1.3334	0.4359	0.2651	0.2620	0.1202	0.0139	-0.0124	0.1098
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.1182	1.2627	1.2442	0.3410	0.1899	0.1888	0.1174	0.0185	-0.0149	0.0618
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.1147	1.1825	1.1601	0.2764	0.1479	0.1473	0.1139	0.0224	-0.0156	0.0393
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1106	1.1071	1.0817	0.2312	0.1211	0.1208	0.1100	0.0255	-0.0148	0.0273
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1063	1.0371	1.0093	0.1982	0.1025	0.1023	0.1057	0.0278	-0.0127	0.0201
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1019	0.9724	0.9430	0.1732	0.0888	0.0887	0.1014	0.0294	-0.0099	0.0156
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.0974	0.9129	0.8824	0.1537	0.0784	0.0783	0.0970	0.0305	-0.0068	0.0126
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.0931	0.8584	0.8274	0.1381	0.0701	0.0701	0.0927	0.0310	-0.0036	0.0105

ΣI₈₅= **1.1942**
 A I_{total}= **1.7912**

r₀= 4 z₁= 8
 Δx= 1.5 z₂= 9
 λ= 1

Renglon 9

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.1170	1.5280	1.5254	0.6447	0.5191	-0.0615	0.1162	0.0026	-0.0026	0.1409
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.1161	1.4429	1.4353	0.5469	0.3693	0.2498	0.1153	0.0077	-0.0074	0.1617
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.1144	1.3597	1.3473	0.4260	0.2480	0.2138	0.1136	0.0124	-0.0112	0.0940
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.1119	1.2793	1.2627	0.3361	0.1833	0.1698	0.1112	0.0166	-0.0137	0.0568
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.1089	1.2027	1.1825	0.2738	0.1447	0.1381	0.1083	0.0202	-0.0147	0.0373
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.1054	1.1303	1.1071	0.2297	0.1193	0.1156	0.1049	0.0231	-0.0143	0.0262
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1017	1.0625	1.0371	0.1973	0.1014	0.0991	0.1012	0.0254	-0.0128	0.0195
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.0978	0.9995	0.9724	0.1726	0.0881	0.0866	0.0973	0.0271	-0.0106	0.0152
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.0938	0.9412	0.9129	0.1533	0.0779	0.0769	0.0934	0.0282	-0.0079	0.0122
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.0899	0.8874	0.8584	0.1378	0.0698	0.0691	0.0896	0.0290	-0.0050	0.0102

ΣI₉₅= **0.5739**
 A I_{total}= **0.8609**

Carga unitaria aplicada en dovela d₉

r₀= 4 z_i= 9
 Δx= 1.5 z_i= 0.25
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.2239	1.4899	1.4801	0.2123	1.4940	1.4853	0.2184	0.0098	-0.0096	0.2076	0.0087	-0.0086	0.0000
2	2.25	0.2179	1.3322	1.3045	0.2071	1.3440	1.3191	0.2128	0.0276	-0.0242	0.2027	0.0249	-0.0221	0.0006
3	3.75	0.2071	1.1856	1.1442	0.1978	1.2036	1.1659	0.2027	0.0415	-0.0285	0.1939	0.0377	-0.0270	0.0022
4	5.25	0.1935	1.0546	1.0041	0.1859	1.0769	1.0304	0.1900	0.0505	-0.0237	0.1827	0.0465	-0.0237	0.0044
5	6.75	0.1790	0.9404	0.8851	0.1729	0.9653	0.9137	0.1762	0.0553	-0.0139	0.1704	0.0515	-0.0156	0.0064
6	8.25	0.1648	0.8425	0.7854	0.1600	0.8685	0.8148	0.1626	0.0571	-0.0033	0.1580	0.0537	-0.0060	0.0078
7	9.75	0.1515	0.7591	0.7023	0.1477	0.7854	0.7314	0.1498	0.0568	0.0062	0.1461	0.0540	0.0029	0.0085
8	11.25	0.1394	0.6881	0.6327	0.1365	0.7141	0.6610	0.1381	0.0554	0.0137	0.1352	0.0530	0.0103	0.0086
9	12.75	0.1286	0.6276	0.5743	0.1263	0.6528	0.6015	0.1276	0.0533	0.0192	0.1253	0.0514	0.0160	0.0084
10	14.25	0.1190	0.5758	0.5248	0.1172	0.6001	0.5507	0.1182	0.0510	0.0231	0.1164	0.0494	0.0201	0.0080

ΣI₁₀= 0.0551
 A I_{total}= 0.0827

r₀= 4 z_i= 9
 Δx= 1.5 z_i= 1.25
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.2514	1.4801	1.4677	0.1922	1.5011	1.4940	0.2437	0.0124	-0.0122	0.1887	0.0071	-0.0070	0.0000
2	2.25	0.2429	1.3045	1.2699	0.1883	1.3645	1.3440	0.2359	0.0347	-0.0292	0.1850	0.0205	-0.0186	0.0008
3	3.75	0.2283	1.1442	1.0935	0.1812	1.2352	1.2036	0.2224	0.0507	-0.0314	0.1783	0.0315	-0.0241	0.0027
4	5.25	0.2105	1.0041	0.9441	0.1720	1.1165	1.0769	0.2059	0.0600	-0.0221	0.1694	0.0396	-0.0231	0.0051
5	6.75	0.1922	0.8851	0.8211	0.1615	1.0101	0.9653	0.1887	0.0640	-0.0086	0.1595	0.0449	-0.0177	0.0071
6	8.25	0.1749	0.7854	0.7210	0.1508	0.9162	0.8685	0.1722	0.0644	0.0041	0.1491	0.0477	-0.0101	0.0083
7	9.75	0.1592	0.7023	0.6394	0.1404	0.8341	0.7854	0.1572	0.0629	0.0143	0.1391	0.0487	-0.0024	0.0089
8	11.25	0.1454	0.6327	0.5725	0.1307	0.7627	0.7141	0.1438	0.0603	0.0215	0.1296	0.0486	0.0046	0.0089
9	12.75	0.1332	0.5743	0.5170	0.1217	0.7005	0.6528	0.1321	0.0573	0.0264	0.1208	0.0476	0.0103	0.0086
10	14.25	0.1227	0.5248	0.4706	0.1134	0.6463	0.6001	0.1218	0.0542	0.0295	0.1127	0.0463	0.0147	0.0081

ΣI₁₀= 0.0585
 A I_{total}= 0.0877

r₀= 4 z_i= 9
 Δx= 1.5 z_i= 2.75
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.3076	1.4601	1.4411	0.1683	1.5096	1.5042	0.2935	0.0190	-0.0185	0.1659	0.0054	-0.0054	0.0001
2	2.25	0.2925	1.2490	1.1978	0.1656	1.3891	1.3734	0.2803	0.0512	-0.0393	0.1634	0.0157	-0.0146	0.0017
3	3.75	0.2678	1.0637	0.9929	0.1608	1.2737	1.2490	0.2584	0.0708	-0.0330	0.1587	0.0247	-0.0201	0.0050
4	5.25	0.2403	0.9098	0.8308	0.1542	1.1659	1.1342	0.2335	0.0789	-0.0133	0.1524	0.0317	-0.0211	0.0081
5	6.75	0.2141	0.7854	0.7056	0.1465	1.0672	1.0304	0.2093	0.0798	0.0064	0.1450	0.0368	-0.0185	0.0099
6	8.25	0.1909	0.6857	0.6087	0.1384	0.9781	0.9380	0.1874	0.0770	0.0210	0.1371	0.0401	-0.0136	0.0105
7	9.75	0.1710	0.6055	0.5328	0.1302	0.8985	0.8567	0.1685	0.0727	0.0304	0.1291	0.0418	-0.0077	0.0104
8	11.25	0.1542	0.5404	0.4725	0.1223	0.8279	0.7854	0.1524	0.0679	0.0359	0.1214	0.0425	-0.0018	0.0099
9	12.75	0.1399	0.4869	0.4237	0.1148	0.7654	0.7230	0.1386	0.0632	0.0388	0.1141	0.0424	0.0035	0.0092
10	14.25	0.1278	0.4424	0.3835	0.1079	0.7101	0.6683	0.1268	0.0588	0.0399	0.1072	0.0418	0.0080	0.0085

ΣI₁₀= 0.0733
 A I_{total}= 0.1100

r₀= 4 z₀= 9
 Δx= 1.5 z₁= 4
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.3767	1.4353	1.4056	0.1524	1.5153	1.5109	0.3512	0.0296	-0.0283	0.1506	0.0044	-0.0044	0.0002
2	2.25	0.3498	1.1825	1.1071	0.1504	1.4056	1.3927	0.3293	0.0753	-0.0496	0.1488	0.0129	-0.0122	0.0041
3	3.75	0.3097	0.9724	0.8761	0.1468	1.2998	1.2793	0.2953	0.0963	-0.0264	0.1452	0.0205	-0.0173	0.0101
4	5.25	0.2692	0.8086	0.7086	0.1417	1.1999	1.1732	0.2597	0.1000	0.0053	0.1403	0.0267	-0.0192	0.0136
5	6.75	0.2337	0.6837	0.5880	0.1357	1.1071	1.0757	0.2275	0.0957	0.0282	0.1345	0.0315	-0.0181	0.0143
6	8.25	0.2044	0.5880	0.4993	0.1292	1.0222	0.9874	0.2002	0.0887	0.0412	0.1281	0.0348	-0.0148	0.0136
7	9.75	0.1805	0.5136	0.4324	0.1225	0.9453	0.9084	0.1776	0.0812	0.0474	0.1215	0.0369	-0.0103	0.0125
8	11.25	0.1610	0.4547	0.3805	0.1158	0.8761	0.8380	0.1590	0.0742	0.0498	0.1150	0.0381	-0.0054	0.0112
9	12.75	0.1450	0.4073	0.3393	0.1094	0.8140	0.7755	0.1435	0.0680	0.0498	0.1087	0.0385	-0.0007	0.0100
10	14.25	0.1317	0.3683	0.3059	0.1033	0.7584	0.7201	0.1305	0.0625	0.0488	0.1028	0.0383	0.0035	0.0090

ΣI₆₀= **0.0986**
 A I_{total}= **0.1479**

r₀= 4 z₀= 9
 Δx= 1.5 z₁= 5
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.4568	1.4056	1.3597	0.1417	1.5191	1.5153	0.4125	0.0459	-0.0427	0.1403	0.0038	-0.0038	0.0006
2	2.25	0.4110	1.1071	1.0995	0.1401	1.4169	1.4056	0.3782	0.1077	-0.0549	0.1388	0.0112	-0.0106	0.0096
3	3.75	0.3498	0.8761	0.7509	0.1371	1.3177	1.2998	0.3293	0.1251	-0.0070	0.1358	0.0179	-0.0155	0.0187
4	5.25	0.2942	0.7086	0.5880	0.1330	1.2234	1.1999	0.2819	0.1206	0.0326	0.1318	0.0235	-0.0177	0.0210
5	6.75	0.2496	0.5880	0.4784	0.1280	1.1351	1.1071	0.2420	0.1097	0.0529	0.1269	0.0280	-0.0174	0.0194
6	8.25	0.2148	0.4993	0.4012	0.1225	1.0535	1.0222	0.2099	0.0981	0.0608	0.1215	0.0313	-0.0151	0.0169
7	9.75	0.1875	0.4324	0.3446	0.1167	0.9788	0.9453	0.1843	0.0878	0.0625	0.1159	0.0335	-0.0116	0.0144
8	11.25	0.1660	0.3805	0.3016	0.1109	0.9109	0.8761	0.1637	0.0789	0.0612	0.1102	0.0349	-0.0075	0.0124
9	12.75	0.1486	0.3393	0.2679	0.1052	0.8495	0.8140	0.1469	0.0714	0.0586	0.1046	0.0356	-0.0033	0.0107
10	14.25	0.1343	0.3059	0.2408	0.0998	0.7941	0.7584	0.1331	0.0650	0.0555	0.0993	0.0357	0.0007	0.0094

ΣI₆₀= **0.1332**
 A I_{total}= **0.1997**

r₀= 4 z₀= 9
 Δx= 1.5 z₁= 6
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5741	1.3597	1.2793	0.1324	1.5224	1.5191	0.4897	0.0804	-0.0704	0.1312	0.0033	-0.0033	0.0023
2	2.25	0.4900	0.9995	0.8380	0.1311	1.4266	1.4169	0.4359	0.1615	-0.0424	0.1300	0.0098	-0.0094	0.0248
3	3.75	0.3946	0.7509	0.5880	0.1286	1.3334	1.3177	0.3655	0.1629	0.0373	0.1276	0.0157	-0.0138	0.0351
4	5.25	0.3194	0.5880	0.4444	0.1252	1.2442	1.2234	0.3037	0.1436	0.0734	0.1242	0.0208	-0.0163	0.0317
5	6.75	0.2644	0.4784	0.3547	0.1210	1.1601	1.1351	0.2554	0.1236	0.0830	0.1201	0.0250	-0.0165	0.0257
6	8.25	0.2240	0.4012	0.2942	0.1163	1.0817	1.0535	0.2185	0.1070	0.0820	0.1155	0.0282	-0.0151	0.0204
7	9.75	0.1936	0.3446	0.2510	0.1113	1.0093	0.9788	0.1900	0.0936	0.0774	0.1106	0.0305	-0.0124	0.0165
8	11.25	0.1701	0.3016	0.2187	0.1063	0.9430	0.9109	0.1677	0.0830	0.0719	0.1057	0.0320	-0.0089	0.0136
9	12.75	0.1515	0.2679	0.1936	0.1012	0.8824	0.8495	0.1498	0.0743	0.0665	0.1007	0.0329	-0.0053	0.0114
10	14.25	0.1365	0.2408	0.1737	0.0964	0.8274	0.7941	0.1352	0.0672	0.0614	0.0959	0.0333	-0.0017	0.0098

ΣI₆₀= **0.1912**
 A I_{total}= **0.2869**

r₀= 4 z₁= 9
 Δx= 1.5 z₂= 7
 λ= 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.7525	1.2793	1.1071	0.1242	1.5254	1.5224	0.5771	0.1722	-0.1248	0.1233	0.0029	-0.0029	0.0131
2	2.25	0.5864	0.8380	0.5880	0.1232	1.4353	1.4266	0.4969	0.2500	0.0357	0.1222	0.0086	-0.0083	0.0678
3	3.75	0.4398	0.5880	0.3805	0.1211	1.3473	1.3334	0.4001	0.2075	0.1167	0.1202	0.0139	-0.0124	0.0620
4	5.25	0.3420	0.4444	0.2783	0.1182	1.2627	1.2442	0.3228	0.1661	0.1240	0.1174	0.0185	-0.0149	0.0449
5	6.75	0.2768	0.3547	0.2187	0.1147	1.1825	1.1601	0.2665	0.1360	0.1139	0.1139	0.0224	-0.0156	0.0322
6	8.25	0.2314	0.2942	0.1799	0.1106	1.1071	1.0817	0.2253	0.1144	0.1015	0.1100	0.0255	-0.0148	0.0238
7	9.75	0.1983	0.2510	0.1526	0.1063	1.0371	1.0093	0.1945	0.0984	0.0903	0.1057	0.0278	-0.0127	0.0183
8	11.25	0.1733	0.2187	0.1326	0.1019	0.9724	0.9430	0.1707	0.0861	0.0808	0.1014	0.0294	-0.0099	0.0145
9	12.75	0.1537	0.1936	0.1171	0.0974	0.9129	0.8824	0.1519	0.0765	0.0728	0.0970	0.0305	-0.0068	0.0119
10	14.25	0.1381	0.1737	0.1049	0.0931	0.8584	0.8274	0.1368	0.0688	0.0661	0.0927	0.0310	-0.0036	0.0100
													ΣI _{r0} =	0.2985
													A I _{total} =	0.4478

r₀= 4 z₁= 9
 Δx= 1.5 z₂= 8
 λ= 1

Renglon 8

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.1170	1.5280	1.5254	0.6447	0.5191	-0.0615	0.1162	0.0026	-0.0026	0.1409
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.1161	1.4429	1.4353	0.5469	0.3693	0.2498	0.1153	0.0077	-0.0074	0.1617
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.1144	1.3597	1.3473	0.4260	0.2480	0.2138	0.1136	0.0124	-0.0112	0.0940
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.1119	1.2793	1.2627	0.3361	0.1833	0.1698	0.1112	0.0166	-0.0137	0.0568
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.1089	1.2027	1.1825	0.2738	0.1447	0.1381	0.1083	0.0202	-0.0147	0.0373
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.1054	1.1303	1.1071	0.2297	0.1193	0.1156	0.1049	0.0231	-0.0143	0.0262
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1017	1.0625	1.0371	0.1973	0.1014	0.0991	0.1012	0.0254	-0.0128	0.0195
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.0978	0.9995	0.9724	0.1726	0.0881	0.0866	0.0973	0.0271	-0.0106	0.0152
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.0938	0.9412	0.9129	0.1533	0.0779	0.0769	0.0934	0.0282	-0.0079	0.0122
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.0899	0.8874	0.8584	0.1378	0.0698	0.0691	0.0896	0.0290	-0.0050	0.0102
													ΣI ₈₀ =	0.5739
													A I _{total} =	0.8609

r₀= 4 z₁= 9
 Δx= 1.5 z₂= 9
 λ= 1

Renglon 9

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.1106	1.5303	1.5280	0.6627	1.1760	0.9231	0.1099	0.0023	-0.0023	0.6642
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.1098	1.4498	1.4429	0.5666	0.4373	0.4235	0.1092	0.0068	-0.0066	0.2329
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.1083	1.3708	1.3597	0.4359	0.2651	0.2620	0.1077	0.0111	-0.0102	0.1097
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.1063	1.2943	1.2793	0.3410	0.1899	0.1888	0.1057	0.0149	-0.0126	0.0618
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.1037	1.2209	1.2027	0.2764	0.1479	0.1473	0.1031	0.0183	-0.0138	0.0392
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1007	1.1513	1.1303	0.2312	0.1211	0.1208	0.1002	0.0211	-0.0137	0.0271
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.0974	1.0858	1.0625	0.1982	0.1025	0.1023	0.0969	0.0233	-0.0127	0.0199
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.0939	1.0244	0.9995	0.1732	0.0888	0.0887	0.0935	0.0250	-0.0109	0.0153
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.0904	0.9674	0.9412	0.1537	0.0784	0.0783	0.0901	0.0262	-0.0087	0.0123
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.0869	0.9144	0.8874	0.1381	0.0701	0.0701	0.0866	0.0270	-0.0062	0.0101
													ΣI ₉₀ =	1.1924
													A I _{total} =	1.7886

Influencias segunda etapa

Carga unitaria aplicada en dovela d₁

r₀= 4 z_i= 0.4
 Δx= 1.5 z_i= 0.4
 λ= 0.86

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	1.2120	0.5206	-0.5206	1.0693	1.0232	0.4583	0.6627	1.0412	0.8630	0.6521	0.5649	0.0477	0.7933
2	2.25	0.7266	0.1888	-0.1888	0.6972	0.5003	0.1630	0.5666	0.3777	0.3688	0.5538	0.3373	0.2608	0.3601
3	3.75	0.4900	0.1142	-0.1142	0.4808	0.3169	0.0983	0.4359	0.2283	0.2264	0.4295	0.2186	0.1984	0.1801
4	5.25	0.3640	0.0817	-0.0817	0.3602	0.2301	0.0704	0.3410	0.1634	0.1627	0.3378	0.1598	0.1520	0.1034
5	6.75	0.2881	0.0636	-0.0636	0.2862	0.1802	0.0548	0.2764	0.1272	0.1269	0.2748	0.1255	0.1217	0.0660
6	8.25	0.2378	0.0521	-0.0521	0.2368	0.1480	0.0448	0.2312	0.1041	0.1040	0.2303	0.1032	0.1011	0.0454
7	9.75	0.2023	0.0441	-0.0441	0.2017	0.1255	0.0379	0.1982	0.0881	0.0880	0.1976	0.0876	0.0863	0.0331
8	11.25	0.1759	0.0382	-0.0382	0.1755	0.1089	0.0329	0.1732	0.0764	0.0763	0.1728	0.0760	0.0752	0.0251
9	12.75	0.1556	0.0337	-0.0337	0.1553	0.0962	0.0290	0.1537	0.0674	0.0674	0.1534	0.0672	0.0666	0.0197
10	14.25	0.1394	0.0302	-0.0302	0.1392	0.0861	0.0260	0.1381	0.0603	0.0603	0.1379	0.0601	0.0597	0.0158

ΣI_{1i}= **1.6420**
AI_{total}= **2.4630**

r₀= 4 z_i= 0.4
 Δx= 1.5 z_i= 1.3
 λ= 0.86

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	1.0409	-0.5598	-1.0573	0.8222	1.2322	1.0374	0.6487	0.4975	-0.0221	0.6015	0.1949	-0.1246	0.1675
2	2.25	0.6900	-0.2059	-0.5339	0.6169	0.7580	0.5139	0.5506	0.3279	0.2379	0.5140	0.2441	0.0712	0.2261
3	3.75	0.4784	-0.1247	-0.3408	0.4522	0.5166	0.3265	0.4279	0.2161	0.1916	0.4091	0.1900	0.1256	0.1450
4	5.25	0.3592	-0.0893	-0.2481	0.3477	0.3854	0.2373	0.3370	0.1588	0.1492	0.3276	0.1481	0.1198	0.0915
5	6.75	0.2857	-0.0695	-0.1945	0.2798	0.3057	0.1860	0.2743	0.1250	0.1204	0.2691	0.1197	0.1053	0.0611
6	8.25	0.2365	-0.0569	-0.1598	0.2331	0.2527	0.1527	0.2300	0.1029	0.1003	0.2269	0.0999	0.0917	0.0431
7	9.75	0.2015	-0.0482	-0.1356	0.1994	0.2151	0.1295	0.1975	0.0874	0.0858	0.1955	0.0856	0.0804	0.0318
8	11.25	0.1754	-0.0418	-0.1177	0.1740	0.1871	0.1124	0.1727	0.0759	0.0749	0.1714	0.0747	0.0713	0.0244
9	12.75	0.1552	-0.0368	-0.1039	0.1543	0.1655	0.0993	0.1534	0.0671	0.0664	0.1524	0.0662	0.0639	0.0192
10	14.25	0.1392	-0.0330	-0.0931	0.1385	0.1484	0.0889	0.1378	0.0601	0.0596	0.1372	0.0595	0.0578	0.0156

ΣI_{2i}= **0.8252**
AI_{total}= **1.2377**

r₀= 4 z_i= 0.4
 Δx= 1.5 z_i= 2.3
 λ= 0.86

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	0.7748	-1.0990	-1.2594	0.6199	1.3356	1.2517	0.5855	0.1604	-0.1132	0.5156	0.0839	-0.0713	0.0163
2	2.25	0.5966	-0.5787	-0.8029	0.5174	0.9475	0.7898	0.5027	0.2241	0.0418	0.4543	0.1577	-0.0260	0.0924
3	3.75	0.4441	-0.3736	-0.5560	0.4085	0.6955	0.5443	0.4032	0.1824	0.1085	0.3763	0.1512	0.0489	0.0920
4	5.25	0.3440	-0.2730	-0.4177	0.3266	0.5376	0.4081	0.3244	0.1447	0.1111	0.3099	0.1295	0.0756	0.0700
5	6.75	0.2778	-0.2144	-0.3324	0.2685	0.4342	0.3244	0.2674	0.1179	0.1005	0.2590	0.1098	0.0795	0.0513
6	8.25	0.2320	-0.1763	-0.2753	0.2264	0.3626	0.2685	0.2259	0.0989	0.0889	0.2207	0.0941	0.0759	0.0382
7	9.75	0.1987	-0.1496	-0.2346	0.1952	0.3106	0.2287	0.1948	0.0849	0.0786	0.1915	0.0819	0.0702	0.0291
8	11.25	0.1735	-0.1299	-0.2042	0.1712	0.2714	0.1991	0.1709	0.0743	0.0701	0.1687	0.0723	0.0643	0.0228
9	12.75	0.1539	-0.1148	-0.1808	0.1523	0.2407	0.1762	0.1521	0.0660	0.0631	0.1505	0.0645	0.0590	0.0182
10	14.25	0.1382	-0.1028	-0.1621	0.1370	0.2162	0.1580	0.1369	0.0593	0.0572	0.1358	0.0582	0.0542	0.0149

ΣI_{3i}= **0.4452**
AI_{total}= **0.6677**

r₀= 4 z_i= 0.4
 Δx= 1.5 z_j= 3.3
 λ= 0.86

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5887	-1.2760	-1.3493	0.4872	1.3912	1.3453	0.4982	0.0733	-0.0637	0.4339	0.0458	-0.0421	0.0031
2	2.25	0.4989	-0.8320	-0.9766	0.4327	1.0720	0.9681	0.4420	0.1446	-0.0339	0.3947	0.1038	-0.0469	0.0341
3	3.75	0.3992	-0.5824	-0.7261	0.3628	0.8336	0.7171	0.3691	0.1437	0.0371	0.3400	0.1165	0.0023	0.0512
4	5.25	0.3219	-0.4398	-0.5652	0.3019	0.6666	0.5571	0.3058	0.1255	0.0671	0.2885	0.1095	0.0372	0.0483
5	6.75	0.2658	-0.3508	-0.4583	0.2542	0.5491	0.4511	0.2566	0.1075	0.0741	0.2462	0.0980	0.0528	0.0400
6	8.25	0.2248	-0.2909	-0.3836	0.2177	0.4641	0.3774	0.2193	0.0927	0.0723	0.2126	0.0868	0.0577	0.0319
7	9.75	0.1941	-0.2481	-0.3291	0.1895	0.4007	0.3236	0.1905	0.0810	0.0678	0.1861	0.0771	0.0577	0.0255
8	11.25	0.1705	-0.2161	-0.2878	0.1673	0.3518	0.2829	0.1680	0.0717	0.0627	0.1650	0.0690	0.0555	0.0206
9	12.75	0.1518	-0.1914	-0.2555	0.1495	0.3133	0.2511	0.1500	0.0641	0.0578	0.1479	0.0622	0.0525	0.0168
10	14.25	0.1367	-0.1716	-0.2296	0.1350	0.2821	0.2256	0.1354	0.0579	0.0533	0.1338	0.0565	0.0494	0.0140

ΣI_{4i}= **0.2854**
 A I_{total}= **0.4282**

r₀= 4 z_i= 0.4
 Δx= 1.5 z_j= 4.3
 λ= 0.86

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.4665	-1.3579	-1.3993	0.3978	1.4256	1.3969	0.4194	0.0414	-0.0383	0.3680	0.0287	-0.0272	0.0009
2	2.25	0.4180	-0.9955	-1.0916	0.3665	1.1575	1.0858	0.3837	0.0960	-0.0473	0.3430	0.0716	-0.0446	0.0133
3	3.75	0.3541	-0.7466	-0.8571	0.3211	0.9396	0.8501	0.3328	0.1104	-0.0036	0.3051	0.0894	-0.0194	0.0272
4	5.25	0.2968	-0.5840	-0.6897	0.2766	0.7738	0.6828	0.2841	0.1056	0.0309	0.2663	0.0910	0.0104	0.0314
5	6.75	0.2511	-0.4748	-0.5704	0.2385	0.6499	0.5640	0.2434	0.0955	0.0479	0.2319	0.0858	0.0299	0.0295
6	8.25	0.2158	-0.3981	-0.4833	0.2076	0.5563	0.4776	0.2108	0.0852	0.0541	0.2032	0.0787	0.0402	0.0256
7	9.75	0.1882	-0.3419	-0.4179	0.1827	0.4844	0.4128	0.1849	0.0760	0.0551	0.1797	0.0716	0.0446	0.0215
8	11.25	0.1664	-0.2992	-0.3674	0.1626	0.4278	0.3628	0.1641	0.0682	0.0536	0.1605	0.0651	0.0457	0.0180
9	12.75	0.1489	-0.2657	-0.3274	0.1461	0.3825	0.3232	0.1473	0.0617	0.0511	0.1446	0.0594	0.0452	0.0151
10	14.25	0.1346	-0.2389	-0.2950	0.1325	0.3456	0.2911	0.1333	0.0561	0.0483	0.1314	0.0544	0.0437	0.0128

ΣI_{5i}= **0.1954**
 A I_{total}= **0.2930**

r₀= 4 z_i= 0.4
 Δx= 1.5 z_j= 5.3
 λ= 0.86

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.3835	-1.4046	-1.4310	0.3348	1.4491	1.4294	0.3567	0.0264	-0.0252	0.3167	0.0196	-0.0189	0.0003
2	2.25	0.3552	-1.1045	-1.1714	0.3155	1.2190	1.1673	0.3338	0.0669	-0.0433	0.3003	0.0517	-0.0377	0.0058
3	3.75	0.3134	-0.8728	-0.9577	0.2851	1.0218	0.9523	0.2986	0.0849	-0.0218	0.2739	0.0694	-0.0272	0.0145
4	5.25	0.2716	-0.7053	-0.7930	0.2526	0.8626	0.7873	0.2619	0.0876	0.0063	0.2447	0.0753	-0.0059	0.0198
5	6.75	0.2353	-0.5849	-0.6684	0.2226	0.7373	0.6629	0.2289	0.0835	0.0260	0.2172	0.0744	0.0126	0.0210
6	8.25	0.2055	-0.4965	-0.5736	0.1969	0.6390	0.5685	0.2012	0.0771	0.0370	0.1931	0.0706	0.0251	0.0198
7	9.75	0.1813	-0.4299	-0.5003	0.1753	0.5613	0.4955	0.1783	0.0704	0.0421	0.1726	0.0657	0.0323	0.0177
8	11.25	0.1616	-0.3782	-0.4425	0.1573	0.4989	0.4381	0.1595	0.0642	0.0438	0.1553	0.0608	0.0360	0.0154
9	12.75	0.1454	-0.3372	-0.3960	0.1422	0.4482	0.3919	0.1439	0.0588	0.0436	0.1408	0.0562	0.0375	0.0133
10	14.25	0.1320	-0.3040	-0.3579	0.1296	0.4062	0.3542	0.1308	0.0540	0.0425	0.1285	0.0520	0.0377	0.0115

ΣI_{6i}= **0.1892**
 A I_{total}= **0.2087**

$r_0 = 4$ $z_1 = 0.4$
 $\Delta x = 1.5$ $z_2 = 6.3$
 $\lambda = 0.86$

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α_0 (°)	ψ_1 (°)	ψ_2 (°)	α'_0 (°)	ψ'_1 (°)	ψ'_2 (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)	
1	0.75	0.3244	-1.4345	-1.4529	0.2884	1.4660	1.4517	0.3079	0.0183	-0.0177	0.2767	0.0142	-0.0139	0.0001	
2	2.25	0.3067	-1.1806	-1.2293	0.2758	1.2651	1.2263	0.2928	0.0487	-0.0362	0.2656	0.0389	-0.0309	0.0028	
3	3.75	0.2786	-0.9698	-1.0360	0.2548	1.0866	1.0318	0.2681	0.0661	-0.0279	0.2467	0.0548	-0.0285	0.0080	
4	5.25	0.2480	-0.8059	-0.8784	0.2308	0.9361	0.8737	0.2406	0.0725	-0.0082	0.2247	0.0624	-0.0148	0.0125	
5	6.75	0.2195	-0.6810	-0.7533	0.2073	0.8128	0.7485	0.2143	0.0723	0.0098	0.2029	0.0642	0.0006	0.0147	
6	8.25	0.1947	-0.5855	-0.6545	0.1860	0.7127	0.6499	0.1910	0.0690	0.0224	0.1828	0.0628	0.0130	0.0150	
7	9.75	0.1737	-0.5113	-0.5758	0.1675	0.6314	0.5715	0.1711	0.0646	0.0300	0.1652	0.0599	0.0215	0.0142	
8	11.25	0.1562	-0.4526	-0.5125	0.1516	0.5649	0.5085	0.1543	0.0600	0.0341	0.1498	0.0564	0.0269	0.0129	
9	12.75	0.1414	-0.4053	-0.4608	0.1380	0.5099	0.4570	0.1400	0.0555	0.0360	0.1367	0.0529	0.0300	0.0115	
10	14.25	0.1290	-0.3665	-0.4180	0.1263	0.4639	0.4145	0.1279	0.0515	0.0364	0.1253	0.0494	0.0315	0.0102	
														$\Sigma I_{ji} =$	0.1018
														A I total =	0.1527

Carga unitaria aplicada en dovela d₂

$r_0 = 4$ $z_1 = 1.3$
 $\Delta x = 1.5$ $z_2 = 0.4$
 $\lambda = 1$

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α_0 (°)	ψ_1 (°)	ψ_2 (°)	α'_0 (°)	ψ'_1 (°)	ψ'_2 (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)	
1	0.75	1.0409	1.0790	0.4900	0.8222	1.2422	1.0122	0.6487	0.5890	0.0010	0.6015	0.2300	-0.1440	0.2075	
2	2.25	0.6900	0.5566	0.1759	0.6169	0.7742	0.4900	0.5506	0.3807	0.2762	0.5140	0.2842	0.0846	0.2632	
3	3.75	0.4784	0.3573	0.1063	0.4522	0.5306	0.3097	0.4279	0.2510	0.2222	0.4091	0.2209	0.1462	0.1684	
4	5.25	0.3592	0.2606	0.0760	0.3477	0.3968	0.2247	0.3370	0.1846	0.1732	0.3276	0.1721	0.1392	0.1063	
5	6.75	0.2857	0.2045	0.0592	0.2798	0.3151	0.1759	0.2743	0.1453	0.1398	0.2691	0.1391	0.1223	0.0709	
6	8.25	0.2365	0.1681	0.0484	0.2331	0.2606	0.1444	0.2300	0.1196	0.1166	0.2269	0.1162	0.1065	0.0501	
7	9.75	0.2015	0.1426	0.0410	0.1994	0.2219	0.1225	0.1975	0.1016	0.0997	0.1955	0.0995	0.0935	0.0370	
8	11.25	0.1754	0.1238	0.0355	0.1740	0.1931	0.1063	0.1727	0.0883	0.0870	0.1714	0.0869	0.0829	0.0283	
9	12.75	0.1552	0.1094	0.0314	0.1543	0.1709	0.0938	0.1534	0.0780	0.0772	0.1524	0.0770	0.0743	0.0224	
10	14.25	0.1392	0.0979	0.0281	0.1385	0.1532	0.0840	0.1378	0.0699	0.0693	0.1372	0.0692	0.0672	0.0181	
														$\Sigma I_{ji} =$	0.9721
														A I total =	1.4582

$r_0 = 4$ $z_1 = 1.3$
 $\Delta x = 1.5$ $z_2 = 1.3$
 $\lambda = 1$

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α_0 (°)	ψ_1 (°)	ψ_2 (°)	α'_0 (°)	ψ'_1 (°)	ψ'_2 (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)	
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.6365	1.3334	1.2278	0.6627	1.1760	0.9231	0.5244	0.1056	-0.0882	0.6686	
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.5268	0.9430	0.7509	0.5666	0.4373	0.4235	0.4604	0.1920	-0.0234	0.2700	
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.4131	0.6908	0.5105	0.4359	0.2651	0.2620	0.3799	0.1803	0.0648	0.1541	
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.3290	0.5334	0.3805	0.3410	0.1899	0.1888	0.3118	0.1529	0.0930	0.0983	
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.2698	0.4305	0.3016	0.2764	0.1479	0.1473	0.2602	0.1289	0.0956	0.0669	
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.2272	0.3594	0.2493	0.2312	0.1211	0.1208	0.2215	0.1102	0.0902	0.0479	
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1957	0.3078	0.2121	0.1982	0.1025	0.1023	0.1920	0.0957	0.0829	0.0358	
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1715	0.2689	0.1845	0.1732	0.0888	0.0887	0.1690	0.0843	0.0757	0.0276	
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1525	0.2385	0.1632	0.1537	0.0784	0.0783	0.1507	0.0753	0.0692	0.0219	
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1372	0.2142	0.1463	0.1381	0.0701	0.0701	0.1359	0.0679	0.0635	0.0178	
														$\Sigma I_{ji} =$	1.4087
														A I total =	2.1130

r₀= 4 z₀= 1.3
 Δx= 1.5 z₁= 2.3
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α'₀ (°)	ψ'₁ (°)	ψ'₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.4981	1.3899	1.3334	0.6447	0.5191	-0.0615	0.4414	0.0564	-0.0516	0.1419
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.4403	1.0689	0.9430	0.5469	0.3693	0.2498	0.4004	0.1259	-0.0536	0.1755
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.3673	0.8300	0.6908	0.4260	0.2480	0.2138	0.3436	0.1392	0.0069	0.1179
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.3044	0.6630	0.5334	0.3361	0.1833	0.1698	0.2908	0.1296	0.0473	0.0812
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.2557	0.5458	0.4305	0.2738	0.1447	0.1381	0.2475	0.1153	0.0644	0.0582
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.2186	0.4612	0.3594	0.2297	0.1193	0.1156	0.2135	0.1018	0.0693	0.0432
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1901	0.3981	0.3078	0.1973	0.1014	0.0991	0.1867	0.0902	0.0686	0.0330
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1677	0.3495	0.2689	0.1726	0.0881	0.0866	0.1654	0.0806	0.0656	0.0259
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1498	0.3111	0.2385	0.1533	0.0779	0.0769	0.1482	0.0726	0.0619	0.0208
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.1352	0.2802	0.2142	0.1378	0.0698	0.0691	0.1340	0.0659	0.0580	0.0171
													ΣI _z =	0.7149
													A I_{total} =	1.0723

r₀= 4 z₀= 1.3
 Δx= 1.5 z₁= 3.3
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α'₀ (°)	ψ'₁ (°)	ψ'₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.7525	-1.1071	-1.2793	0.4054	1.4248	1.3899	0.5771	0.1722	-0.1248	0.3739	0.0349	-0.0331	0.0134
2	2.25	0.5864	-0.5880	-0.8380	0.3723	1.1553	1.0689	0.4969	0.2500	0.0357	0.3478	0.0864	-0.0525	0.0734
3	3.75	0.4398	-0.3805	-0.5880	0.3250	0.9368	0.8300	0.4001	0.2075	0.1167	0.3085	0.1068	-0.0208	0.0746
4	5.25	0.3420	-0.2783	-0.4444	0.2791	0.7709	0.6630	0.3228	0.1661	0.1240	0.2685	0.1079	0.0147	0.0604
5	6.75	0.2768	-0.2187	-0.3547	0.2401	0.6470	0.5458	0.2665	0.1360	0.1139	0.2333	0.1012	0.0373	0.0472
6	8.25	0.2314	-0.1799	-0.2942	0.2087	0.5537	0.4612	0.2253	0.1144	0.1015	0.2042	0.0925	0.0487	0.0370
7	9.75	0.1983	-0.1526	-0.2510	0.1834	0.4819	0.3981	0.1945	0.0984	0.0903	0.1804	0.0839	0.0534	0.0293
8	11.25	0.1733	-0.1326	-0.2187	0.1631	0.4256	0.3495	0.1707	0.0861	0.0808	0.1609	0.0761	0.0543	0.0236
9	12.75	0.1537	-0.1171	-0.1936	0.1465	0.3805	0.3111	0.1519	0.0765	0.0728	0.1449	0.0694	0.0534	0.0193
10	14.25	0.1381	-0.1049	-0.1737	0.1328	0.3437	0.2802	0.1368	0.0688	0.0661	0.1316	0.0635	0.0515	0.0160
													ΣI _z =	0.3944
													A I_{total} =	0.5916

r₀= 4 z₀= 1.3
 Δx= 1.5 z₁= 4.3
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α'₀ (°)	ψ'₁ (°)	ψ'₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5741	-1.2793	-1.3597	0.3402	1.4485	1.4248	0.4897	0.0804	-0.0704	0.3213	0.0237	-0.0228	0.0025
2	2.25	0.4900	-0.8380	-0.9995	0.3200	1.2174	1.1553	0.4359	0.1615	-0.0424	0.3042	0.0621	-0.0446	0.0273
3	3.75	0.3946	-0.5880	-0.7509	0.2885	1.0196	0.9368	0.3655	0.1629	0.0373	0.2768	0.0828	-0.0311	0.0418
4	5.25	0.3194	-0.4444	-0.5880	0.2549	0.8601	0.7709	0.3037	0.1436	0.0734	0.2468	0.0892	-0.0054	0.0413
5	6.75	0.2644	-0.3547	-0.4784	0.2242	0.7349	0.6470	0.2554	0.1236	0.0830	0.2187	0.0878	0.0165	0.0361
6	8.25	0.2240	-0.2942	-0.4012	0.1980	0.6367	0.5537	0.2185	0.1070	0.0820	0.1941	0.0830	0.0308	0.0303
7	9.75	0.1936	-0.2510	-0.3446	0.1760	0.5591	0.4819	0.1900	0.0936	0.0774	0.1733	0.0771	0.0389	0.0251
8	11.25	0.1701	-0.2187	-0.3016	0.1578	0.4969	0.4256	0.1677	0.0830	0.0719	0.1559	0.0712	0.0430	0.0209
9	12.75	0.1515	-0.1936	-0.2679	0.1426	0.4462	0.3805	0.1498	0.0743	0.0665	0.1412	0.0657	0.0445	0.0175
10	14.25	0.1365	-0.1737	-0.2408	0.1299	0.4045	0.3437	0.1352	0.0672	0.0614	0.1288	0.0608	0.0445	0.0148
													ΣI _z =	0.2576
													A I_{total} =	0.3863

$r_0=$ 4 $z_0=$ 1.3
 $\Delta x=$ 1.5 $z_1=$ 5.3
 $\lambda=$ 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	0.4568	-1.3597	-1.4056	0.2925	1.4656	1.4485	0.4125	0.0459	-0.0427	0.2803	0.0171	-0.0167	0.0007
2	2.25	0.4110	-0.9995	-1.1071	0.2793	1.2639	1.2174	0.3782	0.1077	-0.0549	0.2687	0.0465	-0.0367	0.0108
3	3.75	0.3498	-0.7509	-0.8761	0.2576	1.0849	1.0196	0.3293	0.1251	-0.0070	0.2493	0.0653	-0.0332	0.0224
4	5.25	0.2942	-0.5880	-0.7086	0.2329	0.9341	0.8601	0.2819	0.1206	0.0326	0.2267	0.0739	-0.0164	0.0268
5	6.75	0.2496	-0.4784	-0.5880	0.2088	0.8107	0.7349	0.2420	0.1097	0.0529	0.2043	0.0758	0.0019	0.0264
6	8.25	0.2148	-0.4012	-0.4993	0.1871	0.7106	0.6367	0.2099	0.0981	0.0608	0.1839	0.0739	0.0164	0.0239
7	9.75	0.1875	-0.3446	-0.4324	0.1683	0.6294	0.5591	0.1843	0.0878	0.0625	0.1659	0.0703	0.0262	0.0209
8	11.25	0.1660	-0.3016	-0.3805	0.1522	0.5630	0.4969	0.1637	0.0789	0.0612	0.1504	0.0661	0.0323	0.0180
9	12.75	0.1486	-0.2679	-0.3393	0.1384	0.5081	0.4462	0.1469	0.0714	0.0586	0.1371	0.0619	0.0357	0.0155
10	14.25	0.1343	-0.2408	-0.3059	0.1267	0.4622	0.4045	0.1331	0.0650	0.0555	0.1257	0.0578	0.0374	0.0134
														$\Sigma I_{i2}=$ 0.1787
														A I total= 0.2681

$r_0=$ 4 $z_0=$ 1.3
 $\Delta x=$ 1.5 $z_1=$ 6.3
 $\lambda=$ 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	0.3767	-1.4056	-1.4353	0.2561	1.4785	1.4656	0.3512	0.0296	-0.0283	0.2479	0.0129	-0.0127	0.0003
2	2.25	0.3498	-1.1071	-1.1825	0.2472	1.2998	1.2639	0.3293	0.0753	-0.0496	0.2398	0.0359	-0.0301	0.0047
3	3.75	0.3097	-0.8761	-0.9724	0.2318	1.1372	1.0849	0.2953	0.0963	-0.0264	0.2256	0.0523	-0.0317	0.0121
4	5.25	0.2692	-0.7086	-0.8086	0.2132	0.9957	0.9341	0.2597	0.1000	0.0053	0.2085	0.0616	-0.0216	0.0170
5	6.75	0.2337	-0.5880	-0.6837	0.1943	0.8761	0.8107	0.2275	0.0957	0.0282	0.1907	0.0654	-0.0076	0.0187
6	8.25	0.2044	-0.4993	-0.5880	0.1764	0.7762	0.7106	0.2002	0.0887	0.0412	0.1737	0.0656	0.0055	0.0183
7	9.75	0.1805	-0.4324	-0.5136	0.1604	0.6932	0.6294	0.1776	0.0812	0.0474	0.1583	0.0638	0.0157	0.0169
8	11.25	0.1610	-0.3805	-0.4547	0.1463	0.6240	0.5630	0.1590	0.0742	0.0498	0.1447	0.0610	0.0228	0.0152
9	12.75	0.1450	-0.3393	-0.4073	0.1339	0.5660	0.5081	0.1435	0.0680	0.0498	0.1327	0.0579	0.0276	0.0135
10	14.25	0.1317	-0.3059	-0.3683	0.1232	0.5169	0.4622	0.1305	0.0625	0.0488	0.1223	0.0546	0.0305	0.0119
														$\Sigma I_{i2}=$ 0.1286
														A I total= 0.1930

Carga unitaria aplicada en dovela d₃

$r_0=$ 4 $z_0=$ 2.3
 $\Delta x=$ 1.5 $z_1=$ 0.4
 $\lambda=$ 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	0.7748	1.2679	1.0790	0.6199	1.3406	1.2422	0.5855	0.1889	-0.1316	0.5156	0.0983	-0.0832	0.0198
2	2.25	0.5966	0.8176	0.5566	0.5174	0.9580	0.7742	0.5027	0.2610	0.0504	0.4543	0.1838	-0.0294	0.1083
3	3.75	0.4441	0.5693	0.3573	0.4085	0.7064	0.5306	0.4032	0.2120	0.1264	0.3763	0.1759	0.0573	0.1070
4	5.25	0.3440	0.4288	0.2606	0.3266	0.5474	0.3968	0.3244	0.1682	0.1292	0.3099	0.1506	0.0880	0.0814
5	6.75	0.2778	0.3416	0.2045	0.2685	0.4427	0.3151	0.2674	0.1371	0.1168	0.2590	0.1276	0.0925	0.0596
6	8.25	0.2320	0.2831	0.1681	0.2264	0.3700	0.2606	0.2259	0.1150	0.1033	0.2207	0.1094	0.0882	0.0444
7	9.75	0.1987	0.2414	0.1426	0.1952	0.3171	0.2219	0.1948	0.0987	0.0914	0.1915	0.0952	0.0816	0.0339
8	11.25	0.1735	0.2102	0.1238	0.1712	0.2771	0.1931	0.1709	0.0864	0.0815	0.1687	0.0840	0.0748	0.0265
9	12.75	0.1539	0.1861	0.1094	0.1523	0.2459	0.1709	0.1521	0.0767	0.0733	0.1505	0.0750	0.0685	0.0212
10	14.25	0.1382	0.1669	0.0979	0.1370	0.2209	0.1532	0.1369	0.0689	0.0665	0.1358	0.0677	0.0630	0.0173
														$\Sigma I_{i3}=$ 0.5193
														A I total= 0.7789

r₀= 4 z₀= 2.3
 Δx= 1.5 z₁= 1.3
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.4981	1.3899	1.3334	0.6447	0.5191	-0.0615	0.4414	0.0564	-0.0516	0.1419
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.4403	1.0689	0.9430	0.5469	0.3693	0.2498	0.4004	0.1259	-0.0536	0.1755
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.3673	0.8300	0.6908	0.4260	0.2480	0.2138	0.3436	0.1392	0.0069	0.1179
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.3044	0.6630	0.5334	0.3361	0.1833	0.1698	0.2908	0.1296	0.0473	0.0812
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.2557	0.5458	0.4305	0.2738	0.1447	0.1381	0.2475	0.1153	0.0644	0.0582
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.2186	0.4612	0.3594	0.2297	0.1193	0.1156	0.2135	0.1018	0.0693	0.0432
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1901	0.3981	0.3078	0.1973	0.1014	0.0991	0.1867	0.0902	0.0686	0.0330
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1677	0.3495	0.2689	0.1726	0.0881	0.0866	0.1654	0.0806	0.0656	0.0259
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1498	0.3111	0.2385	0.1533	0.0779	0.0769	0.1482	0.0726	0.0619	0.0208
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.1352	0.2802	0.2142	0.1378	0.0698	0.0691	0.1340	0.0659	0.0580	0.0171
													ΣI₃=	0.7149
													A I_{total}=	1.0723

r₀= 4 z₀= 2.3
 Δx= 1.5 z₁= 2.3
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.4054	1.4248	1.3899	0.6627	1.1760	0.9231	0.3739	0.0349	-0.0331	0.6645
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.3723	1.1553	1.0689	0.5666	0.4373	0.4235	0.3478	0.0864	-0.0525	0.2385
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.3250	0.9368	0.8300	0.4359	0.2651	0.2620	0.3085	0.1068	-0.0208	0.1224
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.2791	0.7709	0.6630	0.3410	0.1899	0.1888	0.2685	0.1079	0.0147	0.0774
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.2401	0.6470	0.5458	0.2764	0.1479	0.1473	0.2333	0.1012	0.0373	0.0544
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.2087	0.5537	0.4612	0.2312	0.1211	0.1208	0.2042	0.0925	0.0487	0.0405
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1834	0.4819	0.3981	0.1982	0.1025	0.1023	0.1804	0.0839	0.0534	0.0312
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1631	0.4256	0.3495	0.1732	0.0888	0.0887	0.1609	0.0761	0.0543	0.0247
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1465	0.3805	0.3111	0.1537	0.0784	0.0783	0.1449	0.0694	0.0534	0.0200
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1328	0.3437	0.2802	0.1381	0.0701	0.0701	0.1316	0.0635	0.0515	0.0165
													ΣI₃=	1.2900
													A I_{total}=	1.9350

r₀= 4 z₀= 2.3
 Δx= 1.5 z₁= 3.3
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.3402	1.4485	1.4248	0.6447	0.5191	-0.0615	0.3213	0.0237	-0.0228	0.1410
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.3200	1.2174	1.1553	0.5469	0.3693	0.2498	0.3042	0.0621	-0.0446	0.1642
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.2885	1.0196	0.9368	0.4260	0.2480	0.2138	0.2768	0.0828	-0.0311	0.1008
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.2549	0.8601	0.7709	0.3361	0.1833	0.1698	0.2468	0.0892	-0.0054	0.0666
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.2242	0.7349	0.6470	0.2738	0.1447	0.1381	0.2187	0.0878	0.0165	0.0479
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.1980	0.6367	0.5537	0.2297	0.1193	0.1156	0.1941	0.0830	0.0308	0.0363
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1760	0.5591	0.4819	0.1973	0.1014	0.0991	0.1733	0.0771	0.0389	0.0285
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1578	0.4969	0.4256	0.1726	0.0881	0.0866	0.1559	0.0712	0.0430	0.0229
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1426	0.4462	0.3805	0.1533	0.0779	0.0769	0.1412	0.0657	0.0445	0.0188
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.1299	0.4045	0.3437	0.1378	0.0698	0.0691	0.1288	0.0608	0.0445	0.0156
													ΣI₃=	0.6425
													A I_{total}=	0.9637

r₀= 4 z₀= 2.3
 Δx= 1.5 z_y= 4.3
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.7525	-1.1071	-1.2793	0.2925	1.4656	1.4485	0.5771	0.1722	-0.1248	0.2803	0.0171	-0.0167	0.0131
2	2.25	0.5864	-0.5880	-0.8380	0.2793	1.2639	1.2174	0.4969	0.2500	0.0357	0.2687	0.0465	-0.0367	0.0690
3	3.75	0.4398	-0.3805	-0.5880	0.2576	1.0849	1.0196	0.4001	0.2075	0.1167	0.2493	0.0653	-0.0332	0.0657
4	5.25	0.3420	-0.2783	-0.4444	0.2329	0.9341	0.8601	0.3228	0.1661	0.1240	0.2267	0.0739	-0.0164	0.0509
5	6.75	0.2768	-0.2187	-0.3547	0.2088	0.8107	0.7349	0.2665	0.1360	0.1139	0.2043	0.0758	0.0019	0.0394
6	8.25	0.2314	-0.1799	-0.2942	0.1871	0.7106	0.6367	0.2253	0.1144	0.1015	0.1839	0.0739	0.0164	0.0312
7	9.75	0.1983	-0.1526	-0.2510	0.1683	0.6294	0.5591	0.1945	0.0984	0.0903	0.1659	0.0703	0.0262	0.0252
8	11.25	0.1733	-0.1326	-0.2187	0.1522	0.5630	0.4969	0.1707	0.0861	0.0808	0.1504	0.0661	0.0323	0.0207
9	12.75	0.1537	-0.1171	-0.1936	0.1384	0.5081	0.4462	0.1519	0.0765	0.0728	0.1371	0.0619	0.0357	0.0172
10	14.25	0.1381	-0.1049	-0.1737	0.1267	0.4622	0.4045	0.1368	0.0688	0.0661	0.1257	0.0578	0.0374	0.0145
														ΣI₃₃= 0.3470
														A I_{total}= 0.5205

r₀= 4 z₀= 2.3
 Δx= 1.5 z_y= 5.3
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5741	-1.2793	-1.3597	0.2561	1.4785	1.4656	0.4897	0.0804	-0.0704	0.2479	0.0129	-0.0127	0.0024
2	2.25	0.4900	-0.8380	-0.9995	0.2472	1.2998	1.2639	0.4359	0.1615	-0.0424	0.2398	0.0359	-0.0301	0.0255
3	3.75	0.3946	-0.5880	-0.7509	0.2318	1.1372	1.0849	0.3655	0.1629	0.0373	0.2256	0.0523	-0.0317	0.0372
4	5.25	0.3194	-0.4444	-0.5880	0.2132	0.9957	0.9341	0.3037	0.1436	0.0734	0.2085	0.0616	-0.0216	0.0354
5	6.75	0.2644	-0.3547	-0.4784	0.1943	0.8761	0.8107	0.2554	0.1236	0.0830	0.1907	0.0654	-0.0076	0.0305
6	8.25	0.2240	-0.2942	-0.4012	0.1764	0.7762	0.7106	0.2185	0.1070	0.0820	0.1737	0.0656	0.0055	0.0256
7	9.75	0.1936	-0.2510	-0.3446	0.1604	0.6932	0.6294	0.1900	0.0936	0.0774	0.1583	0.0638	0.0157	0.0215
8	11.25	0.1701	-0.2187	-0.3016	0.1463	0.6240	0.5630	0.1677	0.0830	0.0719	0.1447	0.0610	0.0228	0.0182
9	12.75	0.1515	-0.1936	-0.2679	0.1339	0.5660	0.5081	0.1498	0.0743	0.0665	0.1327	0.0579	0.0276	0.0155
10	14.25	0.1365	-0.1737	-0.2408	0.1232	0.5169	0.4622	0.1352	0.0672	0.0614	0.1223	0.0546	0.0305	0.0133
														ΣI₃₃= 0.2250
														A I_{total}= 0.3375

r₀= 4 z₀= 2.3
 Δx= 1.5 z_y= 6.3
 λ= 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.4568	-1.3597	-1.4056	0.2277	1.4886	1.4785	0.4125	0.0459	-0.0427	0.2219	0.0101	-0.0099	0.0007
2	2.25	0.4110	-0.9995	-1.1071	0.2213	1.3284	1.2998	0.3782	0.1077	-0.0549	0.2160	0.0286	-0.0249	0.0099
3	3.75	0.3498	-0.7509	-0.8761	0.2100	1.1799	1.1372	0.3293	0.1251	-0.0070	0.2055	0.0427	-0.0290	0.0199
4	5.25	0.2942	-0.5880	-0.7086	0.1959	1.0475	0.9957	0.2819	0.1206	0.0326	0.1922	0.0518	-0.0236	0.0232
5	6.75	0.2496	-0.4784	-0.5880	0.1809	0.9326	0.8761	0.2420	0.1097	0.0529	0.1780	0.0565	-0.0133	0.0225
6	8.25	0.2148	-0.4012	-0.4993	0.1663	0.8344	0.7762	0.2099	0.0981	0.0608	0.1640	0.0581	-0.0023	0.0203
7	9.75	0.1875	-0.3446	-0.4324	0.1526	0.7509	0.6932	0.1843	0.0878	0.0625	0.1509	0.0577	0.0073	0.0179
8	11.25	0.1660	-0.3016	-0.3805	0.1403	0.6801	0.6240	0.1637	0.0789	0.0612	0.1389	0.0561	0.0148	0.0156
9	12.75	0.1486	-0.2679	-0.3393	0.1293	0.6199	0.5660	0.1469	0.0714	0.0586	0.1282	0.0539	0.0202	0.0137
10	14.25	0.1343	-0.2408	-0.3059	0.1196	0.5683	0.5169	0.1331	0.0650	0.0555	0.1187	0.0514	0.0240	0.0119
														ΣI₃₃= 0.1556
														A I_{total}= 0.2334

Carga unitaria aplicada en dovela d₁

r₀= 4 z₁= 3.3
 Δx= 1.5 z₂= 0.4
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.5887	1.3537	1.2679	0.4872	1.3941	1.3406	0.4982	0.0858	-0.0743	0.4339	0.0535	-0.0491	0.0036
2	2.25	0.4989	0.9862	0.8176	0.4327	1.0790	0.9580	0.4420	0.1686	-0.0387	0.3947	0.1210	-0.0543	0.0400
3	3.75	0.3992	0.7365	0.5693	0.3628	0.8419	0.7064	0.3691	0.1672	0.0436	0.3400	0.1355	0.0030	0.0596
4	5.25	0.3219	0.5747	0.4288	0.3019	0.6747	0.5474	0.3058	0.1459	0.0781	0.2885	0.1273	0.0434	0.0562
5	6.75	0.2658	0.4666	0.3416	0.2542	0.5566	0.4427	0.2566	0.1250	0.0861	0.2462	0.1139	0.0615	0.0465
6	8.25	0.2248	0.3909	0.2831	0.2177	0.4709	0.3700	0.2193	0.1078	0.0841	0.2126	0.1009	0.0672	0.0371
7	9.75	0.1941	0.3355	0.2414	0.1895	0.4067	0.3171	0.1905	0.0942	0.0788	0.1861	0.0896	0.0671	0.0297
8	11.25	0.1705	0.2935	0.2102	0.1673	0.3573	0.2771	0.1680	0.0833	0.0729	0.1650	0.0802	0.0645	0.0239
9	12.75	0.1518	0.2606	0.1861	0.1495	0.3182	0.2459	0.1500	0.0745	0.0672	0.1479	0.0723	0.0611	0.0196
10	14.25	0.1367	0.2342	0.1669	0.1350	0.2866	0.2209	0.1354	0.0674	0.0620	0.1338	0.0657	0.0574	0.0162

ΣI₁₄= **0.3325**
 A I_{total}= **0.4987**

r₀= 4 z₁= 3.3
 Δx= 1.5 z₂= 1.3
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.7525	1.2793	1.1071	0.4054	1.4248	1.3899	0.5771	0.1722	-0.1248	0.3739	0.0349	-0.0331	0.0134
2	2.25	0.5864	0.8380	0.5880	0.3723	1.1553	1.0689	0.4969	0.2500	0.0357	0.3478	0.0864	-0.0525	0.0734
3	3.75	0.4398	0.5880	0.3805	0.3250	0.9368	0.8300	0.4001	0.2075	0.1167	0.3085	0.1068	-0.0208	0.0746
4	5.25	0.3420	0.4444	0.2783	0.2791	0.7709	0.6630	0.3228	0.1661	0.1240	0.2685	0.1079	0.0147	0.0604
5	6.75	0.2768	0.3547	0.2187	0.2401	0.6470	0.5458	0.2665	0.1360	0.1139	0.2333	0.1012	0.0373	0.0472
6	8.25	0.2314	0.2942	0.1799	0.2087	0.5537	0.4612	0.2253	0.1144	0.1015	0.2042	0.0925	0.0487	0.0370
7	9.75	0.1983	0.2510	0.1526	0.1834	0.4819	0.3981	0.1945	0.0984	0.0903	0.1804	0.0839	0.0534	0.0293
8	11.25	0.1733	0.2187	0.1326	0.1631	0.4256	0.3495	0.1707	0.0861	0.0808	0.1609	0.0761	0.0543	0.0236
9	12.75	0.1537	0.1936	0.1171	0.1465	0.3805	0.3111	0.1519	0.0765	0.0728	0.1449	0.0694	0.0534	0.0193
10	14.25	0.1381	0.1737	0.1049	0.1328	0.3437	0.2802	0.1368	0.0688	0.0661	0.1316	0.0635	0.0515	0.0160

ΣI₂₄= **0.3944**
 A I_{total}= **0.5916**

r₀= 4 z₁= 3.3
 Δx= 1.5 z₂= 2.3
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.3402	1.4485	1.4248	0.6447	0.5191	-0.0615	0.3213	0.0237	-0.0228	0.1410
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.3200	1.2174	1.1553	0.5469	0.3693	0.2498	0.3042	0.0621	-0.0446	0.1642
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.2885	1.0196	0.9368	0.4260	0.2480	0.2138	0.2768	0.0828	-0.0311	0.1008
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.2549	0.8601	0.7709	0.3361	0.1833	0.1698	0.2468	0.0892	-0.0054	0.0666
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.2242	0.7349	0.6470	0.2738	0.1447	0.1381	0.2187	0.0878	0.0165	0.0479
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.1980	0.6367	0.5537	0.2297	0.1193	0.1156	0.1941	0.0830	0.0308	0.0363
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1760	0.5591	0.4819	0.1973	0.1014	0.0991	0.1733	0.0771	0.0389	0.0285
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1578	0.4969	0.4256	0.1726	0.0881	0.0866	0.1559	0.0712	0.0430	0.0229
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1426	0.4462	0.3805	0.1533	0.0779	0.0769	0.1412	0.0657	0.0445	0.0188
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.1299	0.4045	0.3437	0.1378	0.0698	0.0691	0.1288	0.0608	0.0445	0.0156

ΣI₃₄= **0.6425**
 A I_{total}= **0.9637**

r₀= 4 z₀= 3.3
 Δx= 1.5 z_y= 3.3
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)	
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.2925	1.4656	1.4485	0.6627	1.1760	0.9231	0.2803	0.0171	-0.0167	0.6642	
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.2793	1.2639	1.2174	0.5666	0.4373	0.4235	0.2687	0.0465	-0.0367	0.2342	
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.2576	1.0849	1.0196	0.4359	0.2651	0.2620	0.2493	0.0653	-0.0332	0.1135	
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.2329	0.9341	0.8601	0.3410	0.1899	0.1888	0.2267	0.0739	-0.0164	0.0679	
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.2088	0.8107	0.7349	0.2764	0.1479	0.1473	0.2043	0.0758	0.0019	0.0465	
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1871	0.7106	0.6367	0.2312	0.1211	0.1208	0.1839	0.0739	0.0164	0.0346	
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1683	0.6294	0.5591	0.1982	0.1025	0.1023	0.1659	0.0703	0.0262	0.0270	
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1522	0.5630	0.4969	0.1732	0.0888	0.0887	0.1504	0.0661	0.0323	0.0218	
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1384	0.5081	0.4462	0.1537	0.0784	0.0783	0.1371	0.0619	0.0357	0.0179	
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1267	0.4622	0.4045	0.1381	0.0701	0.0701	0.1257	0.0578	0.0374	0.0150	
														ΣI₄=	1.2426
														A I_{total}=	1.8639

r₀= 4 z₀= 3.3
 Δx= 1.5 z_y= 4.3
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)	
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.2561	1.4785	1.4656	0.6447	0.5191	-0.0615	0.2479	0.0129	-0.0127	0.1409	
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.2472	1.2998	1.2639	0.5469	0.3693	0.2498	0.2398	0.0359	-0.0301	0.1623	
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.2318	1.1372	1.0849	0.4260	0.2480	0.2138	0.2256	0.0523	-0.0317	0.0962	
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.2132	0.9957	0.9341	0.3361	0.1833	0.1698	0.2085	0.0616	-0.0216	0.0607	
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.1943	0.8761	0.8107	0.2738	0.1447	0.1381	0.1907	0.0654	-0.0076	0.0422	
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.1764	0.7762	0.7106	0.2297	0.1193	0.1156	0.1737	0.0656	0.0055	0.0317	
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1604	0.6932	0.6294	0.1973	0.1014	0.0991	0.1583	0.0638	0.0157	0.0249	
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1463	0.6240	0.5630	0.1726	0.0881	0.0866	0.1447	0.0610	0.0228	0.0202	
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1339	0.5660	0.5081	0.1533	0.0779	0.0769	0.1327	0.0579	0.0276	0.0167	
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.1232	0.5169	0.4622	0.1378	0.0698	0.0691	0.1223	0.0546	0.0305	0.0141	
														ΣI₅=	0.6099
														A I_{total}=	0.9149

r₀= 4 z₀= 3.3
 Δx= 1.5 z_y= 5.3
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)	
1	0.75	0.7525	-1.1071	-1.2793	0.2277	1.4886	1.4785	0.5771	0.1722	-0.1248	0.2219	0.0101	-0.0099	0.0131	
2	2.25	0.5864	-0.5880	-0.8380	0.2213	1.3284	1.2998	0.4969	0.2500	0.0357	0.2160	0.0286	-0.0249	0.0682	
3	3.75	0.4398	-0.3805	-0.5880	0.2100	1.1799	1.1372	0.4001	0.2075	0.1167	0.2055	0.0427	-0.0290	0.0633	
4	5.25	0.3420	-0.2783	-0.4444	0.1959	1.0475	0.9957	0.3228	0.1661	0.1240	0.1922	0.0518	-0.0236	0.0473	
5	6.75	0.2768	-0.2187	-0.3547	0.1809	0.9326	0.8761	0.2665	0.1360	0.1139	0.1780	0.0565	-0.0133	0.0355	
6	8.25	0.2314	-0.1799	-0.2942	0.1663	0.8344	0.7762	0.2253	0.1144	0.1015	0.1640	0.0581	-0.0023	0.0276	
7	9.75	0.1983	-0.1526	-0.2510	0.1526	0.7509	0.6932	0.1945	0.0984	0.0903	0.1509	0.0577	0.0073	0.0222	
8	11.25	0.1733	-0.1326	-0.2187	0.1403	0.6801	0.6240	0.1707	0.0861	0.0808	0.1389	0.0561	0.0148	0.0183	
9	12.75	0.1537	-0.1171	-0.1936	0.1293	0.6199	0.5660	0.1519	0.0765	0.0728	0.1282	0.0539	0.0202	0.0154	
10	14.25	0.1381	-0.1049	-0.1737	0.1196	0.5683	0.5169	0.1368	0.0688	0.0661	0.1187	0.0514	0.0240	0.0131	
														ΣI₆=	0.3239
														A I_{total}=	0.4858

r₀= 4 z₁= 3.3
 Δx= 1.5 z₂= 6.3
 λ= 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α ₀ ' (°)	ψ ₁ ' (°)	ψ ₂ ' (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.5741	-1.2793	-1.3597	0.2048	1.4967	1.4886	0.4897	0.0804	-0.0704	0.2006	0.0081	-0.0080	0.0024	
2	2.25	0.4900	-0.8380	-0.9995	0.2001	1.3516	1.3284	0.4359	0.1615	-0.0424	0.1962	0.0232	-0.0208	0.0250	
3	3.75	0.3946	-0.5880	-0.7509	0.1917	1.2153	1.1799	0.3655	0.1629	0.0373	0.1882	0.0354	-0.0260	0.0358	
4	5.25	0.3194	-0.4444	-0.5880	0.1808	1.0914	1.0475	0.3037	0.1436	0.0734	0.1779	0.0439	-0.0236	0.0332	
5	6.75	0.2644	-0.3547	-0.4784	0.1688	0.9817	0.9326	0.2554	0.1236	0.0830	0.1664	0.0491	-0.0165	0.0278	
6	8.25	0.2240	-0.2942	-0.4012	0.1567	0.8859	0.8344	0.2185	0.1070	0.0820	0.1548	0.0515	-0.0077	0.0230	
7	9.75	0.1936	-0.2510	-0.3446	0.1451	0.8030	0.7509	0.1900	0.0936	0.0774	0.1436	0.0521	0.0009	0.0192	
8	11.25	0.1701	-0.2187	-0.3016	0.1344	0.7316	0.6801	0.1677	0.0830	0.0719	0.1332	0.0514	0.0081	0.0162	
9	12.75	0.1515	-0.1936	-0.2679	0.1247	0.6699	0.6199	0.1498	0.0743	0.0665	0.1237	0.0501	0.0139	0.0138	
10	14.25	0.1365	-0.1737	-0.2408	0.1159	0.6166	0.5683	0.1352	0.0672	0.0614	0.1151	0.0483	0.0182	0.0120	
														ΣI ₇₄ =	0.2082
														A I_{total} =	0.3123

Carga unitaria aplicada en dovela d₅

r₀= 4 z₁= 4.3
 Δx= 1.5 z₂= 0.4
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α ₀ ' (°)	ψ ₁ ' (°)	ψ ₂ ' (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.4665	1.4020	1.3537	0.3978	1.4276	1.3941	0.4194	0.0483	-0.0447	0.3680	0.0335	-0.0318	0.0010	
2	2.25	0.4180	1.0981	0.9862	0.3665	1.1624	1.0790	0.3837	0.1119	-0.0549	0.3430	0.0834	-0.0518	0.0156	
3	3.75	0.3541	0.8650	0.7365	0.3211	0.9460	0.8419	0.3328	0.1285	-0.0039	0.3051	0.1041	-0.0224	0.0317	
4	5.25	0.2968	0.6975	0.5747	0.2766	0.7806	0.6747	0.2841	0.1228	0.0360	0.2663	0.1059	0.0122	0.0366	
5	6.75	0.2511	0.5777	0.4666	0.2385	0.6564	0.5566	0.2434	0.1111	0.0557	0.2319	0.0998	0.0349	0.0343	
6	8.25	0.2158	0.4900	0.3909	0.2076	0.5624	0.4709	0.2108	0.0990	0.0629	0.2032	0.0915	0.0468	0.0297	
7	9.75	0.1882	0.4239	0.3355	0.1827	0.4900	0.4067	0.1849	0.0884	0.0640	0.1797	0.0832	0.0519	0.0250	
8	11.25	0.1664	0.3728	0.2935	0.1626	0.4330	0.3573	0.1641	0.0793	0.0623	0.1605	0.0757	0.0532	0.0210	
9	12.75	0.1489	0.3323	0.2606	0.1461	0.3872	0.3182	0.1473	0.0717	0.0594	0.1446	0.0690	0.0525	0.0176	
10	14.25	0.1346	0.2995	0.2342	0.1325	0.3499	0.2866	0.1333	0.0653	0.0562	0.1314	0.0633	0.0509	0.0149	
														ΣI ₁₅ =	0.2274
														A I_{total} =	0.3412

r₀= 4 z₁= 4.3
 Δx= 1.5 z₂= 1.3
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α ₀ ' (°)	ψ ₁ ' (°)	ψ ₂ ' (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	0.5741	1.3597	1.2793	0.3402	1.4485	1.4248	0.4897	0.0804	-0.0704	0.3213	0.0237	-0.0228	0.0025	
2	2.25	0.4900	0.9995	0.8380	0.3200	1.2174	1.1553	0.4359	0.1615	-0.0424	0.3042	0.0621	-0.0446	0.0273	
3	3.75	0.3946	0.7509	0.5880	0.2885	1.0196	0.9368	0.3655	0.1629	0.0373	0.2768	0.0828	-0.0311	0.0418	
4	5.25	0.3194	0.5880	0.4444	0.2549	0.8601	0.7709	0.3037	0.1436	0.0734	0.2468	0.0892	-0.0054	0.0413	
5	6.75	0.2644	0.4784	0.3547	0.2242	0.7349	0.6470	0.2554	0.1236	0.0830	0.2187	0.0878	0.0165	0.0361	
6	8.25	0.2240	0.4012	0.2942	0.1980	0.6367	0.5537	0.2185	0.1070	0.0820	0.1941	0.0830	0.0308	0.0303	
7	9.75	0.1936	0.3446	0.2510	0.1760	0.5591	0.4819	0.1900	0.0936	0.0774	0.1733	0.0771	0.0389	0.0251	
8	11.25	0.1701	0.3016	0.2187	0.1578	0.4969	0.4256	0.1677	0.0830	0.0719	0.1559	0.0712	0.0430	0.0209	
9	12.75	0.1515	0.2679	0.1936	0.1426	0.4462	0.3805	0.1498	0.0743	0.0665	0.1412	0.0657	0.0445	0.0175	
10	14.25	0.1365	0.2408	0.1737	0.1299	0.4045	0.3437	0.1352	0.0672	0.0614	0.1288	0.0608	0.0445	0.0148	
														ΣI ₁₅ =	0.2576
														A I_{total} =	0.3863

r₀= 4 z₀= 4.3
 Δx= 1.5 z_y= 2.3
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.7525	1.2793	1.1071	0.2925	1.4656	1.4485	0.5771	0.1722	-0.1248	0.2803	0.0171	-0.0167	0.0131
2	2.25	0.5864	0.8380	0.5880	0.2793	1.2639	1.2174	0.4969	0.2500	0.0357	0.2687	0.0465	-0.0367	0.0690
3	3.75	0.4398	0.5880	0.3805	0.2576	1.0849	1.0196	0.4001	0.2075	0.1167	0.2493	0.0653	-0.0332	0.0657
4	5.25	0.3420	0.4444	0.2783	0.2329	0.9341	0.8601	0.3228	0.1661	0.1240	0.2267	0.0739	-0.0164	0.0509
5	6.75	0.2768	0.3547	0.2187	0.2088	0.8107	0.7349	0.2665	0.1360	0.1139	0.2043	0.0758	0.0019	0.0394
6	8.25	0.2314	0.2942	0.1799	0.1871	0.7106	0.6367	0.2253	0.1144	0.1015	0.1839	0.0739	0.0164	0.0312
7	9.75	0.1983	0.2510	0.1526	0.1683	0.6294	0.5591	0.1945	0.0984	0.0903	0.1659	0.0703	0.0262	0.0252
8	11.25	0.1733	0.2187	0.1326	0.1522	0.5630	0.4969	0.1707	0.0861	0.0808	0.1504	0.0661	0.0323	0.0207
9	12.75	0.1537	0.1936	0.1171	0.1384	0.5081	0.4462	0.1519	0.0765	0.0728	0.1371	0.0619	0.0357	0.0172
10	14.25	0.1381	0.1737	0.1049	0.1267	0.4622	0.4045	0.1368	0.0688	0.0661	0.1257	0.0578	0.0374	0.0145
														ΣI₅₅= 0.3470
														A I_{total}= 0.5205

r₀= 4 z₀= 4.3
 Δx= 1.5 z_y= 3.3
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.2561	1.4785	1.4656	0.6447	0.5191	-0.0615	0.2479	0.0129	-0.0127	0.1409
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.2472	1.2998	1.2639	0.5469	0.3693	0.2498	0.2398	0.0359	-0.0301	0.1623
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.2318	1.1372	1.0849	0.4260	0.2480	0.2138	0.2256	0.0523	-0.0317	0.0962
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.2132	0.9957	0.9341	0.3361	0.1833	0.1698	0.2085	0.0616	-0.0216	0.0607
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.1943	0.8761	0.8107	0.2738	0.1447	0.1381	0.1907	0.0654	-0.0076	0.0422
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.1764	0.7762	0.7106	0.2297	0.1193	0.1156	0.1737	0.0656	0.0055	0.0317
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1604	0.6932	0.6294	0.1973	0.1014	0.0991	0.1583	0.0638	0.0157	0.0249
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1463	0.6240	0.5630	0.1726	0.0881	0.0866	0.1447	0.0610	0.0228	0.0202
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1339	0.5660	0.5081	0.1533	0.0779	0.0769	0.1327	0.0579	0.0276	0.0167
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.1232	0.5169	0.4622	0.1378	0.0698	0.0691	0.1223	0.0546	0.0305	0.0141
														ΣI₅₅= 0.6099
														A I_{total}= 0.9149

r₀= 4 z₀= 4.3
 Δx= 1.5 z_y= 4.3
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.2277	1.4886	1.4785	0.6627	1.1760	0.9231	0.2219	0.0101	-0.0099	0.6642
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.2213	1.3284	1.2998	0.5666	0.4373	0.4235	0.2160	0.0286	-0.0249	0.2333
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.2100	1.1799	1.1372	0.4359	0.2651	0.2620	0.2055	0.0427	-0.0290	0.1110
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.1959	1.0475	0.9957	0.3410	0.1899	0.1888	0.1922	0.0518	-0.0236	0.0642
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.1809	0.9326	0.8761	0.2764	0.1479	0.1473	0.1780	0.0565	-0.0133	0.0426
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1663	0.8344	0.7762	0.2312	0.1211	0.1208	0.1640	0.0581	-0.0023	0.0311
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1526	0.7509	0.6932	0.1982	0.1025	0.1023	0.1509	0.0577	0.0073	0.0241
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1403	0.6801	0.6240	0.1732	0.0888	0.0887	0.1389	0.0561	0.0148	0.0194
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1293	0.6199	0.5660	0.1537	0.0784	0.0783	0.1282	0.0539	0.0202	0.0160
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1196	0.5683	0.5169	0.1381	0.0701	0.0701	0.1187	0.0514	0.0240	0.0135
														ΣI₅₅= 1.2195
														A I_{total}= 1.8292

r₀= 4 z_i= 4.3
 Δx= 1.5 z_j= 5.3
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.2048	1.4967	1.4886	0.6447	0.5191	-0.0615	0.2006	0.0081	-0.0080	0.1409
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.2001	1.3516	1.3284	0.5469	0.3693	0.2498	0.1962	0.0232	-0.0208	0.1619
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.1917	1.2153	1.1799	0.4260	0.2480	0.2138	0.1882	0.0354	-0.0260	0.0948
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.1808	1.0914	1.0475	0.3361	0.1833	0.1698	0.1779	0.0439	-0.0236	0.0584
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.1688	0.9817	0.9326	0.2738	0.1447	0.1381	0.1664	0.0491	-0.0165	0.0396
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.1567	0.8859	0.8344	0.2297	0.1193	0.1156	0.1548	0.0515	-0.0077	0.0290
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1451	0.8030	0.7509	0.1973	0.1014	0.0991	0.1436	0.0521	0.0009	0.0225
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1344	0.7316	0.6801	0.1726	0.0881	0.0866	0.1332	0.0514	0.0081	0.0182
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1247	0.6699	0.6199	0.1533	0.0779	0.0769	0.1237	0.0501	0.0139	0.0151
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.1159	0.6166	0.5683	0.1378	0.0698	0.0691	0.1151	0.0483	0.0182	0.0128

ΣI_{es}= **0.5931**
A I_{total}= **0.8897**

r₀= 4 z_i= 4.3
 Δx= 1.5 z_j= 6.3
 λ= 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.7525	-1.1071	-1.2793	0.1860	1.5033	1.4967	0.5771	0.1722	-0.1248	0.1829	0.0067	-0.0066	0.0131
2	2.25	0.5864	-0.5880	-0.8380	0.1825	1.3708	1.3516	0.4969	0.2500	0.0357	0.1795	0.0192	-0.0175	0.0679
3	3.75	0.4398	-0.3805	-0.5880	0.1760	1.2450	1.2153	0.4001	0.2075	0.1167	0.1733	0.0297	-0.0231	0.0625
4	5.25	0.3420	-0.2783	-0.4444	0.1675	1.1290	1.0914	0.3228	0.1661	0.1240	0.1652	0.0376	-0.0227	0.0459
5	6.75	0.2768	-0.2187	-0.3547	0.1578	1.0244	0.9817	0.2665	0.1360	0.1139	0.1559	0.0428	-0.0180	0.0336
6	8.25	0.2314	-0.1799	-0.2942	0.1478	0.9316	0.8859	0.2253	0.1144	0.1015	0.1462	0.0458	-0.0112	0.0256
7	9.75	0.1983	-0.1526	-0.2510	0.1380	0.8501	0.8030	0.1945	0.0984	0.0903	0.1367	0.0470	-0.0039	0.0203
8	11.25	0.1733	-0.1326	-0.2187	0.1287	0.7787	0.7316	0.1707	0.0861	0.0808	0.1276	0.0471	0.0028	0.0166
9	12.75	0.1537	-0.1171	-0.1936	0.1200	0.7163	0.6699	0.1519	0.0765	0.0728	0.1192	0.0464	0.0085	0.0140
10	14.25	0.1381	-0.1049	-0.1737	0.1121	0.6618	0.6166	0.1368	0.0688	0.0661	0.1114	0.0452	0.0130	0.0119

ΣI_{es}= **0.3115**
A I_{total}= **0.4672**

Carga unitaria aplicada en dovela d₆

r₀= 4 z_i= 5.3
 Δx= 1.5 z_j= 0.4
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.3835	1.4328	1.4020	0.3348	1.4504	1.4276	0.3567	0.0308	-0.0294	0.3167	0.0229	-0.0221	0.0004
2	2.25	0.3552	1.1760	1.0981	0.3155	1.2227	1.1624	0.3338	0.0779	-0.0503	0.3003	0.0602	-0.0438	0.0068
3	3.75	0.3134	0.9638	0.8650	0.2851	1.0268	0.9460	0.2986	0.0988	-0.0252	0.2739	0.0808	-0.0316	0.0169
4	5.25	0.2716	0.7995	0.6975	0.2526	0.8682	0.7806	0.2619	0.1019	0.0075	0.2447	0.0876	-0.0068	0.0231
5	6.75	0.2353	0.6747	0.5777	0.2226	0.7430	0.6564	0.2289	0.0971	0.0303	0.2172	0.0865	0.0147	0.0244
6	8.25	0.2055	0.5796	0.4900	0.1969	0.6445	0.5624	0.2012	0.0896	0.0430	0.1931	0.0821	0.0292	0.0230
7	9.75	0.1813	0.5058	0.4239	0.1753	0.5664	0.4900	0.1783	0.0819	0.0489	0.1726	0.0764	0.0376	0.0205
8	11.25	0.1616	0.4475	0.3728	0.1573	0.5037	0.4330	0.1595	0.0747	0.0509	0.1553	0.0707	0.0419	0.0179
9	12.75	0.1454	0.4006	0.3323	0.1422	0.4526	0.3872	0.1439	0.0683	0.0507	0.1408	0.0654	0.0436	0.0155
10	14.25	0.1320	0.3622	0.2995	0.1296	0.4104	0.3499	0.1308	0.0627	0.0495	0.1285	0.0605	0.0438	0.0134

ΣI_{ic}= **0.1620**
A I_{total}= **0.2429**

r₀= 4 z₀= 5.3
 Δx= 1.5 z_y= 1.3
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.4568	1.4056	1.3597	0.2925	1.4656	1.4485	0.4125	0.0459	-0.0427	0.2803	0.0171	-0.0167	0.0007
2	2.25	0.4110	1.1071	0.9995	0.2793	1.2639	1.2174	0.3782	0.1077	-0.0549	0.2687	0.0465	-0.0367	0.0108
3	3.75	0.3498	0.8761	0.7509	0.2576	1.0849	1.0196	0.3293	0.1251	-0.0070	0.2493	0.0653	-0.0332	0.0224
4	5.25	0.2942	0.7086	0.5880	0.2329	0.9341	0.8601	0.2819	0.1206	0.0326	0.2267	0.0739	-0.0164	0.0268
5	6.75	0.2496	0.5880	0.4784	0.2088	0.8107	0.7349	0.2420	0.1097	0.0529	0.2043	0.0758	0.0019	0.0264
6	8.25	0.2148	0.4993	0.4012	0.1871	0.7106	0.6367	0.2099	0.0981	0.0608	0.1839	0.0739	0.0164	0.0239
7	9.75	0.1875	0.4324	0.3446	0.1683	0.6294	0.5591	0.1843	0.0878	0.0625	0.1659	0.0703	0.0262	0.0209
8	11.25	0.1660	0.3805	0.3016	0.1522	0.5630	0.4969	0.1637	0.0789	0.0612	0.1504	0.0661	0.0323	0.0180
9	12.75	0.1486	0.3393	0.2679	0.1384	0.5081	0.4462	0.1469	0.0714	0.0586	0.1371	0.0619	0.0357	0.0155
10	14.25	0.1343	0.3059	0.2408	0.1267	0.4622	0.4045	0.1331	0.0650	0.0555	0.1257	0.0578	0.0374	0.0134
														ΣI_{ic}= 0.1787
														A I_{total}= 0.2681

r₀= 4 z₀= 5.3
 Δx= 1.5 z_y= 2.3
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5741	1.3597	1.2793	0.2561	1.4785	1.4656	0.4897	0.0804	-0.0704	0.2479	0.0129	-0.0127	0.0024
2	2.25	0.4900	0.9995	0.8380	0.2472	1.2998	1.2639	0.4359	0.1615	-0.0424	0.2398	0.0359	-0.0301	0.0255
3	3.75	0.3946	0.7509	0.5880	0.2318	1.1372	1.0849	0.3655	0.1629	0.0373	0.2256	0.0523	-0.0317	0.0372
4	5.25	0.3194	0.5880	0.4444	0.2132	0.9957	0.9341	0.3037	0.1436	0.0734	0.2085	0.0616	-0.0216	0.0354
5	6.75	0.2644	0.4784	0.3547	0.1943	0.8761	0.8107	0.2554	0.1236	0.0830	0.1907	0.0654	-0.0076	0.0305
6	8.25	0.2240	0.4012	0.2942	0.1764	0.7762	0.7106	0.2185	0.1070	0.0820	0.1737	0.0656	0.0055	0.0256
7	9.75	0.1936	0.3446	0.2510	0.1604	0.6932	0.6294	0.1900	0.0936	0.0774	0.1583	0.0638	0.0157	0.0215
8	11.25	0.1701	0.3016	0.2187	0.1463	0.6240	0.5630	0.1677	0.0830	0.0719	0.1447	0.0610	0.0228	0.0182
9	12.75	0.1515	0.2679	0.1936	0.1339	0.5660	0.5081	0.1498	0.0743	0.0665	0.1327	0.0579	0.0276	0.0155
10	14.25	0.1365	0.2408	0.1737	0.1232	0.5169	0.4622	0.1352	0.0672	0.0614	0.1223	0.0546	0.0305	0.0133
														ΣI_{ic}= 0.2250
														A I_{total}= 0.3375

r₀= 4 z₀= 5.3
 Δx= 1.5 z_y= 3.3
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.7525	1.2793	1.1071	0.2277	1.4886	1.4785	0.5771	0.1722	-0.1248	0.2219	0.0101	-0.0099	0.0131
2	2.25	0.5864	0.8380	0.5880	0.2213	1.3284	1.2998	0.4969	0.2500	0.0357	0.2160	0.0286	-0.0249	0.0682
3	3.75	0.4398	0.5880	0.3805	0.2100	1.1799	1.1372	0.4001	0.2075	0.1167	0.2055	0.0427	-0.0290	0.0633
4	5.25	0.3420	0.4444	0.2783	0.1959	1.0475	0.9957	0.3228	0.1661	0.1240	0.1922	0.0518	-0.0236	0.0473
5	6.75	0.2768	0.3547	0.2187	0.1809	0.9326	0.8761	0.2665	0.1360	0.1139	0.1780	0.0565	-0.0133	0.0355
6	8.25	0.2314	0.2942	0.1799	0.1663	0.8344	0.7762	0.2253	0.1144	0.1015	0.1640	0.0581	-0.0023	0.0276
7	9.75	0.1983	0.2510	0.1526	0.1526	0.7509	0.6932	0.1945	0.0984	0.0903	0.1509	0.0577	0.0073	0.0222
8	11.25	0.1733	0.2187	0.1326	0.1403	0.6801	0.6240	0.1707	0.0861	0.0808	0.1389	0.0561	0.0148	0.0183
9	12.75	0.1537	0.1936	0.1171	0.1293	0.6199	0.5660	0.1519	0.0765	0.0728	0.1282	0.0539	0.0202	0.0154
10	14.25	0.1381	0.1737	0.1049	0.1196	0.5683	0.5169	0.1368	0.0688	0.0661	0.1187	0.0514	0.0240	0.0131
														ΣI_{ic}= 0.3239
														A I_{total}= 0.4858

r₀= 4 z₁= 5.3
 Δx= 1.5 z₂= 4.3
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.2048	1.4967	1.4886	0.6447	0.5191	-0.0615	0.2006	0.0081	-0.0080	0.1409	
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.2001	1.3516	1.3284	0.5469	0.3693	0.2498	0.1962	0.0232	-0.0208	0.1619	
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.1917	1.2153	1.1799	0.4260	0.2480	0.2138	0.1882	0.0354	-0.0260	0.0948	
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.1808	1.0914	1.0475	0.3361	0.1833	0.1698	0.1779	0.0439	-0.0236	0.0584	
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.1688	0.9817	0.9326	0.2738	0.1447	0.1381	0.1664	0.0491	-0.0165	0.0396	
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.1567	0.8859	0.8344	0.2297	0.1193	0.1156	0.1548	0.0515	-0.0077	0.0290	
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1451	0.8030	0.7509	0.1973	0.1014	0.0991	0.1436	0.0521	0.0009	0.0225	
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1344	0.7316	0.6801	0.1726	0.0881	0.0866	0.1332	0.0514	0.0081	0.0182	
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1247	0.6699	0.6199	0.1533	0.0779	0.0769	0.1237	0.0501	0.0139	0.0151	
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.1159	0.6166	0.5683	0.1378	0.0698	0.0691	0.1151	0.0483	0.0182	0.0128	
														ΣI _{sc} =	0.5931
														A I_{total} =	0.8897

r₀= 4 z₁= 5.3
 Δx= 1.5 z₂= 5.3
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.1860	1.5033	1.4967	0.6627	1.1760	0.9231	0.1829	0.0067	-0.0066	0.6642	
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.1825	1.3708	1.3516	0.5666	0.4373	0.4235	0.1795	0.0192	-0.0175	0.2330	
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.1760	1.2450	1.2153	0.4359	0.2651	0.2620	0.1733	0.0297	-0.0231	0.1102	
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.1675	1.1290	1.0914	0.3410	0.1899	0.1888	0.1652	0.0376	-0.0227	0.0628	
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.1578	1.0244	0.9817	0.2764	0.1479	0.1473	0.1559	0.0428	-0.0180	0.0408	
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1478	0.9316	0.8859	0.2312	0.1211	0.1208	0.1462	0.0458	-0.0112	0.0291	
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1380	0.8501	0.8030	0.1982	0.1025	0.1023	0.1367	0.0470	-0.0039	0.0222	
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1287	0.7787	0.7316	0.1732	0.0888	0.0887	0.1276	0.0471	0.0028	0.0177	
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1200	0.7163	0.6699	0.1537	0.0784	0.0783	0.1192	0.0464	0.0085	0.0146	
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1121	0.6618	0.6166	0.1381	0.0701	0.0701	0.1114	0.0452	0.0130	0.0123	
														ΣI _{sc} =	1.2071
														A I_{total} =	1.8107

r₀= 4 z₁= 5.3
 Δx= 1.5 z₂= 6.3
 λ= 1

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.1704	1.5089	1.5033	0.6447	0.5191	-0.0615	0.1679	0.0056	-0.0055	0.1409	
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.1677	1.3869	1.3708	0.5469	0.3693	0.2498	0.1653	0.0161	-0.0150	0.1618	
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.1626	1.2703	1.2450	0.4260	0.2480	0.2138	0.1605	0.0253	-0.0205	0.0943	
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.1558	1.1614	1.1290	0.3361	0.1833	0.1698	0.1539	0.0324	-0.0214	0.0575	
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.1479	1.0619	1.0244	0.2738	0.1447	0.1381	0.1463	0.0375	-0.0185	0.0383	
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.1396	0.9724	0.9316	0.2297	0.1193	0.1156	0.1382	0.0407	-0.0133	0.0276	
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1312	0.8925	0.8501	0.1973	0.1014	0.0991	0.1301	0.0425	-0.0073	0.0211	
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1231	0.8218	0.7787	0.1726	0.0881	0.0866	0.1222	0.0431	-0.0013	0.0168	
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1155	0.7592	0.7163	0.1533	0.0779	0.0769	0.1147	0.0429	0.0041	0.0139	
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.1084	0.7040	0.6618	0.1378	0.0698	0.0691	0.1078	0.0422	0.0086	0.0117	
														ΣI _{sc} =	0.5839
														A I_{total} =	0.8758

Carga unitaria aplicada en dovela d₇

r₀= 4 z_i= 6.3
 Δx= 1.5 z₇= 0.4
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.3244	1.4541	1.4328	0.2884	1.4670	1.4504	0.3079	0.0214	-0.0207	0.2767	0.0166	-0.0162	0.0002
2	2.25	0.3067	1.2327	1.1760	0.2758	1.2679	1.2227	0.2928	0.0567	-0.0421	0.2656	0.0452	-0.0360	0.0032
3	3.75	0.2786	1.0408	0.9638	0.2548	1.0906	1.0268	0.2681	0.0770	-0.0323	0.2467	0.0638	-0.0331	0.0093
4	5.25	0.2480	0.8838	0.7995	0.2308	0.9408	0.8682	0.2406	0.0843	-0.0095	0.2247	0.0726	-0.0171	0.0146
5	6.75	0.2195	0.7588	0.6747	0.2073	0.8176	0.7430	0.2143	0.0840	0.0115	0.2029	0.0747	0.0008	0.0171
6	8.25	0.1947	0.6598	0.5796	0.1860	0.7175	0.6445	0.1910	0.0802	0.0261	0.1828	0.0731	0.0151	0.0174
7	9.75	0.1737	0.5809	0.5058	0.1675	0.6361	0.5664	0.1711	0.0751	0.0349	0.1652	0.0697	0.0251	0.0165
8	11.25	0.1562	0.5172	0.4475	0.1516	0.5693	0.5037	0.1543	0.0697	0.0397	0.1498	0.0656	0.0313	0.0150
9	12.75	0.1414	0.4652	0.4006	0.1380	0.5141	0.4526	0.1400	0.0646	0.0418	0.1367	0.0615	0.0349	0.0134
10	14.25	0.1290	0.4221	0.3622	0.1263	0.4678	0.4104	0.1279	0.0599	0.0424	0.1253	0.0575	0.0367	0.0119

ΣI_{ij}= **0.1185**
 A I_{total}= **0.1777**

r₀= 4 z_i= 6.3
 Δx= 1.5 z₇= 1.3
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.3767	1.4353	1.4056	0.2561	1.4785	1.4656	0.3512	0.0296	-0.0283	0.2479	0.0129	-0.0127	0.0003
2	2.25	0.3498	1.1825	1.1071	0.2472	1.2998	1.2639	0.3293	0.0753	-0.0496	0.2398	0.0359	-0.0301	0.0047
3	3.75	0.3097	0.9724	0.8761	0.2318	1.1372	1.0849	0.2953	0.0963	-0.0264	0.2256	0.0523	-0.0317	0.0121
4	5.25	0.2692	0.8086	0.7086	0.2132	0.9957	0.9341	0.2597	0.1000	0.0053	0.2085	0.0616	-0.0216	0.0170
5	6.75	0.2337	0.6837	0.5880	0.1943	0.8761	0.8107	0.2275	0.0957	0.0282	0.1907	0.0654	-0.0076	0.0187
6	8.25	0.2044	0.5880	0.4993	0.1764	0.7762	0.7106	0.2002	0.0887	0.0412	0.1737	0.0656	0.0055	0.0183
7	9.75	0.1805	0.5136	0.4324	0.1604	0.6932	0.6294	0.1776	0.0812	0.0474	0.1583	0.0638	0.0157	0.0169
8	11.25	0.1610	0.4547	0.3805	0.1463	0.6240	0.5630	0.1590	0.0742	0.0498	0.1447	0.0610	0.0228	0.0152
9	12.75	0.1450	0.4073	0.3393	0.1339	0.5660	0.5081	0.1435	0.0680	0.0498	0.1327	0.0579	0.0276	0.0135
10	14.25	0.1317	0.3683	0.3059	0.1232	0.5169	0.4622	0.1305	0.0625	0.0488	0.1223	0.0546	0.0305	0.0119

ΣI_{ij}= **0.1286**
 A I_{total}= **0.1930**

r₀= 4 z_i= 6.3
 Δx= 1.5 z₇= 2.3
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.4568	1.4056	1.3597	0.2277	1.4886	1.4785	0.4125	0.0459	-0.0427	0.2219	0.0101	-0.0099	0.0007
2	2.25	0.4110	1.1071	0.9995	0.2213	1.3284	1.2998	0.3782	0.1077	-0.0549	0.2160	0.0286	-0.0249	0.0099
3	3.75	0.3498	0.8761	0.7509	0.2100	1.1799	1.1372	0.3293	0.1251	-0.0070	0.2055	0.0427	-0.0290	0.0199
4	5.25	0.2942	0.7086	0.5880	0.1959	1.0475	0.9957	0.2819	0.1206	0.0326	0.1922	0.0518	-0.0236	0.0232
5	6.75	0.2496	0.5880	0.4784	0.1809	0.9326	0.8761	0.2420	0.1097	0.0529	0.1780	0.0565	-0.0133	0.0225
6	8.25	0.2148	0.4993	0.4012	0.1663	0.8344	0.7762	0.2099	0.0981	0.0608	0.1640	0.0581	-0.0023	0.0203
7	9.75	0.1875	0.4324	0.3446	0.1526	0.7509	0.6932	0.1843	0.0878	0.0625	0.1509	0.0577	0.0073	0.0179
8	11.25	0.1660	0.3805	0.3016	0.1403	0.6801	0.6240	0.1637	0.0789	0.0612	0.1389	0.0561	0.0148	0.0156
9	12.75	0.1486	0.3393	0.2679	0.1293	0.6199	0.5660	0.1469	0.0714	0.0586	0.1282	0.0539	0.0202	0.0137
10	14.25	0.1343	0.3059	0.2408	0.1196	0.5683	0.5169	0.1331	0.0650	0.0555	0.1187	0.0514	0.0240	0.0119

ΣI_{ij}= **0.1556**
 A I_{total}= **0.2334**

r₀= 4 z₀= 6.3
 Δx= 1.5 z_y= 3.3
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.5741	1.3597	1.2793	0.2048	1.4967	1.4886	0.4897	0.0804	-0.0704	0.2006	0.0081	-0.0080	0.0024
2	2.25	0.4900	0.9995	0.8380	0.2001	1.3516	1.3284	0.4359	0.1615	-0.0424	0.1962	0.0232	-0.0208	0.0250
3	3.75	0.3946	0.7509	0.5880	0.1917	1.2153	1.1799	0.3655	0.1629	0.0373	0.1882	0.0354	-0.0260	0.0358
4	5.25	0.3194	0.5880	0.4444	0.1808	1.0914	1.0475	0.3037	0.1436	0.0734	0.1779	0.0439	-0.0236	0.0332
5	6.75	0.2644	0.4784	0.3547	0.1688	0.9817	0.9326	0.2554	0.1236	0.0830	0.1664	0.0491	-0.0165	0.0278
6	8.25	0.2240	0.4012	0.2942	0.1567	0.8859	0.8344	0.2185	0.1070	0.0820	0.1548	0.0515	-0.0077	0.0230
7	9.75	0.1936	0.3446	0.2510	0.1451	0.8030	0.7509	0.1900	0.0936	0.0774	0.1436	0.0521	0.0009	0.0192
8	11.25	0.1701	0.3016	0.2187	0.1344	0.7316	0.6801	0.1677	0.0830	0.0719	0.1332	0.0514	0.0081	0.0162
9	12.75	0.1515	0.2679	0.1936	0.1247	0.6699	0.6199	0.1498	0.0743	0.0665	0.1237	0.0501	0.0139	0.0138
10	14.25	0.1365	0.2408	0.1737	0.1159	0.6166	0.5683	0.1352	0.0672	0.0614	0.1151	0.0483	0.0182	0.0120

ΣI_{ij}= **0.2082**
 A I_{total}= **0.3123**

r₀= 4 z₀= 6.3
 Δx= 1.5 z_y= 4.3
 λ= 1

Renglon 5

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	0.7525	1.2793	1.1071	0.1860	1.5033	1.4967	0.5771	0.1722	-0.1248	0.1829	0.0067	-0.0066	0.0131
2	2.25	0.5864	0.8380	0.8380	0.1825	1.3708	1.3516	0.4969	0.2500	0.0357	0.1795	0.0192	-0.0175	0.0679
3	3.75	0.4398	0.5880	0.3805	0.1760	1.2450	1.2153	0.4001	0.2075	0.1167	0.1733	0.0297	-0.0231	0.0625
4	5.25	0.3420	0.4444	0.2783	0.1675	1.1290	1.0914	0.3228	0.1661	0.1240	0.1652	0.0376	-0.0227	0.0459
5	6.75	0.2768	0.3547	0.2187	0.1578	1.0244	0.9817	0.2665	0.1360	0.1139	0.1559	0.0428	-0.0180	0.0336
6	8.25	0.2314	0.2942	0.1799	0.1478	0.9316	0.8859	0.2253	0.1144	0.1015	0.1462	0.0458	-0.0112	0.0256
7	9.75	0.1983	0.2510	0.1526	0.1380	0.8501	0.8030	0.1945	0.0984	0.0903	0.1367	0.0470	-0.0039	0.0203
8	11.25	0.1733	0.2187	0.1326	0.1287	0.7787	0.7316	0.1707	0.0861	0.0808	0.1276	0.0471	0.0028	0.0166
9	12.75	0.1537	0.1936	0.1171	0.1200	0.7163	0.6699	0.1519	0.0765	0.0728	0.1192	0.0464	0.0085	0.0140
10	14.25	0.1381	0.1737	0.1049	0.1121	0.6618	0.6166	0.1368	0.0688	0.0661	0.1114	0.0452	0.0130	0.0119

ΣI_{ij}= **0.3115**
 A I_{total}= **0.4672**

r₀= 4 z₀= 6.3
 Δx= 1.5 z_y= 5.3
 λ= 1

Renglon 6

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.1704	1.5089	1.5033	0.6447	0.5191	-0.0615	0.1679	0.0056	-0.0055	0.1409
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.1677	1.3869	1.3708	0.5469	0.3693	0.2498	0.1653	0.0161	-0.0150	0.1618
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.1626	1.2703	1.2450	0.4260	0.2480	0.2138	0.1605	0.0253	-0.0205	0.0943
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.1558	1.1614	1.1290	0.3361	0.1833	0.1698	0.1539	0.0324	-0.0214	0.0575
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.1479	1.0619	1.0244	0.2738	0.1447	0.1381	0.1463	0.0375	-0.0185	0.0383
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.1396	0.9724	0.9316	0.2297	0.1193	0.1156	0.1382	0.0407	-0.0133	0.0276
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1312	0.8925	0.8501	0.1973	0.1014	0.0991	0.1301	0.0425	-0.0073	0.0211
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1231	0.8218	0.7787	0.1726	0.0881	0.0866	0.1222	0.0431	-0.0013	0.0168
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1155	0.7592	0.7163	0.1533	0.0779	0.0769	0.1147	0.0429	0.0041	0.0139
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.1084	0.7040	0.6618	0.1378	0.0698	0.0691	0.1078	0.0422	0.0086	0.0117

ΣI_{ij}= **0.5839**
 A I_{total}= **0.8758**

$r_0 = 4$ $z_1 = 6.3$
 $\Delta x = 1.5$ $z_2 = 6.3$
 $\lambda = 1$

Renglon 7

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)	
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.1571	1.5136	1.5089	0.6627	1.1760	0.9231	0.1552	0.0047	-0.0047	0.6642	
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.1550	1.4007	1.3869	0.5666	0.4373	0.4235	0.1532	0.0138	-0.0129	0.2330	
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.1510	1.2920	1.2703	0.4359	0.2651	0.2620	0.1493	0.0217	-0.0182	0.1099	
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.1455	1.1896	1.1614	0.3410	0.1899	0.1888	0.1440	0.0282	-0.0198	0.0622	
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.1390	1.0950	1.0619	0.2764	0.1479	0.1473	0.1377	0.0331	-0.0183	0.0399	
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1320	1.0088	0.9724	0.2312	0.1211	0.1208	0.1309	0.0364	-0.0145	0.0281	
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1249	0.9310	0.8925	0.1982	0.1025	0.1023	0.1239	0.0384	-0.0096	0.0211	
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1179	0.8612	0.8218	0.1732	0.0888	0.0887	0.1170	0.0394	-0.0044	0.0166	
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1111	0.7989	0.7592	0.1537	0.0784	0.0783	0.1104	0.0397	0.0005	0.0136	
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1048	0.7434	0.7040	0.1381	0.0701	0.0701	0.1042	0.0394	0.0048	0.0114	
														$\Sigma I_{ij} =$	1.2001
														A I total =	1.8002

Influencias tercera etapa

Carga unitaria aplicada en dovela d₁

$r_0 = 4$ $z_1 = 0.6$
 $\Delta x = 1.5$ $z_2 = 0.6$
 $\lambda = 1.2$

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)	
1	0.75	1.2120	0.6747	-0.6747	0.9550	1.1760	0.6747	0.6627	1.3495	0.9756	0.6350	0.5013	-0.1328	0.8474	
2	2.25	0.7266	0.2606	-0.2606	0.6651	0.6747	0.2606	0.5666	0.5212	0.4979	0.5388	0.4141	0.2388	0.4437	
3	3.75	0.4900	0.1587	-0.1587	0.4700	0.1587	0.4475	0.4359	0.3173	0.3120	0.4219	0.2889	0.2341	0.2363	
4	5.25	0.3640	0.1138	-0.1138	0.3556	0.3303	0.1138	0.3410	0.2276	0.2256	0.3341	0.2165	0.1940	0.1393	
5	6.75	0.2881	0.0887	-0.0887	0.2838	0.2606	0.0887	0.2764	0.1773	0.1764	0.2727	0.1719	0.1608	0.0900	
6	8.25	0.2378	0.0726	-0.0726	0.2355	0.2148	0.0726	0.2312	0.1452	0.1447	0.2290	0.1422	0.1359	0.0624	
7	9.75	0.2023	0.0615	-0.0615	0.2008	0.1826	0.0615	0.1982	0.1229	0.1226	0.1969	0.1211	0.1172	0.0456	
8	11.25	0.1759	0.0533	-0.0533	0.1750	0.1587	0.0533	0.1732	0.1066	0.1064	0.1723	0.1054	0.1028	0.0347	
9	12.75	0.1556	0.0470	-0.0470	0.1549	0.1402	0.0470	0.1537	0.0940	0.0939	0.1531	0.0932	0.0915	0.0273	
10	14.25	0.1394	0.0421	-0.0421	0.1390	0.1257	0.0421	0.1381	0.0842	0.0841	0.1376	0.0836	0.0823	0.0220	
														$\Sigma I_{ij} =$	1.9488
														A I total =	2.9232

$r_0 = 4$ $z_1 = 0.6$
 $\Delta x = 1.5$ $z_2 = 1.7$
 $\lambda = 1.2$

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)	
1	0.75	0.9835	-0.5880	-1.1553	0.6908	1.3177	1.1553	0.6402	0.5673	-0.0922	0.5509	0.1624	-0.1269	0.1545	
2	2.25	0.6739	-0.2187	-0.6470	0.5561	0.9109	0.6470	0.5430	0.4284	0.2692	0.4789	0.2639	0.0033	0.2420	
3	3.75	0.4730	-0.1326	-0.4256	0.4267	0.6583	0.4256	0.4241	0.2931	0.2450	0.3902	0.2326	0.1079	0.1724	
4	5.25	0.3569	-0.0950	-0.3132	0.3357	0.5047	0.3132	0.3351	0.2182	0.1987	0.3175	0.1915	0.1302	0.1155	
5	6.75	0.2845	-0.0739	-0.2467	0.2734	0.4058	0.2467	0.2733	0.1728	0.1632	0.2635	0.1591	0.1259	0.0797	
6	8.25	0.2358	-0.0605	-0.2032	0.2294	0.3380	0.2032	0.2294	0.1427	0.1373	0.2235	0.1348	0.1152	0.0573	
7	9.75	0.2011	-0.0512	-0.1726	0.1971	0.2891	0.1726	0.1971	0.1214	0.1181	0.1933	0.1165	0.1040	0.0429	
8	11.25	0.1751	-0.0444	-0.1500	0.1724	0.2523	0.1500	0.1725	0.1056	0.1034	0.1699	0.1023	0.0940	0.0331	
9	12.75	0.1550	-0.0392	-0.1326	0.1532	0.2236	0.1326	0.1532	0.0934	0.0918	0.1514	0.0911	0.0853	0.0263	
10	14.25	0.1390	-0.0351	-0.1187	0.1377	0.2008	0.1187	0.1377	0.0837	0.0826	0.1364	0.0820	0.0778	0.0213	
														$\Sigma I_{ij} =$	0.9451
														A I total =	1.4176

r₀= 4 z₁= 0.6
 Δx= 1.5 z₂= 2.7
 λ= 1.2

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.7311	-1.1071	-1.2998	0.5338	1.3808	1.2998	0.5685	0.1927	-0.1421	0.4649	0.0810	-0.0724	0.0156
2	2.25	0.5763	-0.5880	-0.8761	0.4642	1.0475	0.8761	0.4910	0.2881	0.0303	0.4178	0.1715	-0.0590	0.0971
3	3.75	0.4355	-0.3805	-0.6240	0.3808	0.8050	0.6240	0.3969	0.2435	0.1294	0.3546	0.1810	0.0254	0.1056
4	5.25	0.3400	-0.2783	-0.4750	0.3120	0.6389	0.4750	0.3211	0.1967	0.1426	0.2973	0.1639	0.0720	0.0855
5	6.75	0.2757	-0.2187	-0.3805	0.2602	0.5239	0.3805	0.2655	0.1618	0.1331	0.2516	0.1434	0.0883	0.0652
6	8.25	0.2307	-0.1799	-0.3163	0.2214	0.4416	0.3163	0.2247	0.1364	0.1196	0.2161	0.1253	0.0908	0.0498
7	9.75	0.1979	-0.1526	-0.2702	0.1919	0.3805	0.2702	0.1941	0.1175	0.1069	0.1884	0.1104	0.0876	0.0386
8	11.25	0.1730	-0.1326	-0.2355	0.1690	0.3337	0.2355	0.1704	0.1030	0.0959	0.1666	0.0982	0.0825	0.0306
9	12.75	0.1536	-0.1171	-0.2087	0.1507	0.2968	0.2087	0.1518	0.0916	0.0866	0.1490	0.0882	0.0770	0.0247
10	14.25	0.1380	-0.1049	-0.1873	0.1359	0.2671	0.1873	0.1367	0.0824	0.0788	0.1346	0.0799	0.0717	0.0203

ΣI_{s1}= **0.5329**
 A I_{total}= **0.7993**

r₀= 4 z₁= 0.6
 Δx= 1.5 z₂= 3.7
 λ= 1.2

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.5601	-1.2793	-1.3708	0.4297	1.4189	1.3708	0.4813	0.0915	-0.0805	0.3925	0.0481	-0.0451	0.0031
2	2.25	0.4812	-0.8380	-1.0244	0.3909	1.1403	1.0244	0.4298	0.1865	-0.0533	0.3626	0.1159	-0.0647	0.0362
3	3.75	0.3900	-0.5880	-0.7787	0.3372	0.9176	0.7787	0.3619	0.1907	0.0384	0.3187	0.1389	-0.0173	0.0581
4	5.25	0.3170	-0.4444	-0.6139	0.2866	0.7509	0.6139	0.3016	0.1695	0.0827	0.2752	0.1370	0.0279	0.0580
5	6.75	0.2630	-0.3547	-0.5014	0.2449	0.6279	0.5014	0.2541	0.1467	0.0958	0.2377	0.1265	0.0539	0.0499
6	8.25	0.2232	-0.2942	-0.4216	0.2118	0.5360	0.4216	0.2177	0.1274	0.0958	0.2071	0.1144	0.0657	0.0410
7	9.75	0.1931	-0.2510	-0.3627	0.1855	0.4657	0.3627	0.1895	0.1117	0.0911	0.1824	0.1030	0.0695	0.0334
8	11.25	0.1697	-0.2187	-0.3177	0.1646	0.4108	0.3177	0.1673	0.0991	0.0850	0.1624	0.0930	0.0693	0.0273
9	12.75	0.1513	-0.1936	-0.2824	0.1476	0.3669	0.2824	0.1495	0.0888	0.0788	0.1460	0.0845	0.0672	0.0225
10	14.25	0.1363	-0.1737	-0.2540	0.1336	0.3312	0.2540	0.1350	0.0804	0.0730	0.1324	0.0772	0.0643	0.0188

ΣI_{s1}= **0.3483**
 A I_{total}= **0.5224**

Carga unitaria aplicada en dovela d₂

r₀= 4 z₁= 1.7
 Δx= 1.5 z₂= 0.6
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.9835	1.1325	0.6747	0.6908	1.3091	1.1760	0.6402	0.4577	-0.1035	0.5509	0.1331	-0.1051	0.1156
2	2.25	0.6739	0.6181	0.2606	0.5561	0.8939	0.6747	0.5430	0.3575	0.2233	0.4789	0.2191	0.0005	0.2008
3	3.75	0.4730	0.4033	0.1587	0.4267	0.6414	0.4475	0.4241	0.2446	0.2050	0.3902	0.1938	0.0893	0.1438
4	5.25	0.3569	0.2958	0.1138	0.3357	0.4900	0.3303	0.3351	0.1820	0.1660	0.3175	0.1597	0.1084	0.0963
5	6.75	0.2845	0.2327	0.0887	0.2734	0.3932	0.2606	0.2733	0.1441	0.1362	0.2635	0.1326	0.1050	0.0665
6	8.25	0.2358	0.1916	0.0726	0.2294	0.3272	0.2148	0.2294	0.1190	0.1146	0.2235	0.1124	0.0961	0.0478
7	9.75	0.2011	0.1627	0.0615	0.1971	0.2797	0.1826	0.1971	0.1012	0.0985	0.1933	0.0971	0.0868	0.0358
8	11.25	0.1751	0.1413	0.0533	0.1724	0.2439	0.1587	0.1725	0.0880	0.0862	0.1699	0.0853	0.0784	0.0276
9	12.75	0.1550	0.1248	0.0470	0.1532	0.1402	0.1402	0.1532	0.0778	0.0766	0.1514	0.0759	0.0711	0.0219
10	14.25	0.1390	0.1118	0.0421	0.1377	0.1940	0.1257	0.1377	0.0697	0.0689	0.1364	0.0684	0.0649	0.0178

ΣI_{s2}= **0.7739**
 A I_{total}= **1.1609**

r₀= 4 z_i= 1.7
 Δx= 1.5 z_j= 1.7
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.5214	1.3808	1.3177	0.6627	1.1760	0.9231	0.4569	0.0631	-0.0570	0.6655
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.4561	1.0475	0.9109	0.5666	0.4373	0.4235	0.4119	0.1366	-0.0515	0.2496
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.3763	0.8050	0.6583	0.4359	0.2651	0.2620	0.3509	0.1467	0.0157	0.1369
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.3095	0.6389	0.5047	0.3410	0.1899	0.1888	0.2951	0.1342	0.0555	0.0884
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.2587	0.5239	0.4058	0.2764	0.1479	0.1473	0.2502	0.1181	0.0705	0.0615
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.2205	0.4416	0.3380	0.2312	0.1211	0.1208	0.2152	0.1036	0.0735	0.0449
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1913	0.3805	0.2891	0.1982	0.1025	0.1023	0.1879	0.0914	0.0716	0.0340
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1686	0.3337	0.2523	0.1732	0.0888	0.0887	0.1662	0.0814	0.0678	0.0265
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1504	0.2968	0.2236	0.1537	0.0784	0.0783	0.1487	0.0732	0.0634	0.0212
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1357	0.2671	0.2008	0.1381	0.0701	0.0701	0.1344	0.0664	0.0592	0.0173
														ΣI_{ij}= 1.3459
														A I_{total}= 2.0188

r₀= 4 z_i= 1.7
 Δx= 1.5 z_j= 2.7
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.4213	1.4189	1.3808	0.6447	0.5191	-0.0615	0.3861	0.0381	-0.0359	0.1413
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.3846	1.1403	1.0475	0.5469	0.3693	0.2498	0.3575	0.0928	-0.0536	0.1684
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.3331	0.9176	0.8050	0.4260	0.2480	0.2138	0.3153	0.1126	-0.0170	0.1083
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.2841	0.7509	0.6389	0.3361	0.1833	0.1698	0.2729	0.1120	0.0201	0.0739
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.2433	0.6279	0.5239	0.2738	0.1447	0.1381	0.2362	0.1040	0.0422	0.0535
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.2107	0.5360	0.4416	0.2297	0.1193	0.1156	0.2061	0.0944	0.0527	0.0402
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1848	0.4657	0.3805	0.1973	0.1014	0.0991	0.1817	0.0852	0.0564	0.0312
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1641	0.4108	0.3337	0.1726	0.0881	0.0866	0.1619	0.0771	0.0566	0.0247
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1472	0.3669	0.2968	0.1533	0.0779	0.0769	0.1456	0.0701	0.0551	0.0200
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.1333	0.3312	0.2671	0.1378	0.0698	0.0691	0.1321	0.0641	0.0529	0.0165
														ΣI_{ij}= 0.6780
														A I_{total}= 1.0170

r₀= 4 z_i= 1.7
 Δx= 1.5 z_j= 3.7
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (--)	ψ ₁ (--)	ψ ₂ (--)	α' ₀ (--)	ψ' ₁ (--)	ψ' ₂ (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	I _{ji} (--)
1	0.75	0.7525	-1.1071	-1.2793	0.3516	1.4444	1.4189	0.5771	0.1722	-0.1248	0.3308	0.0254	-0.0245	0.0132
2	2.25	0.5864	-0.5880	-0.8380	0.3294	1.2065	1.1403	0.4969	0.2500	0.0357	0.3122	0.0661	-0.0463	0.0707
3	3.75	0.4398	-0.3805	-0.5880	0.2953	1.0046	0.9176	0.4001	0.2075	0.1167	0.2828	0.0870	-0.0299	0.0696
4	5.25	0.3420	-0.2783	-0.4444	0.2596	0.8436	0.7509	0.3228	0.1661	0.1240	0.2510	0.0927	-0.0022	0.0556
5	6.75	0.2768	-0.2187	-0.3547	0.2274	0.7183	0.6279	0.2665	0.1360	0.1139	0.2216	0.0904	0.0201	0.0435
6	8.25	0.2314	-0.1799	-0.2942	0.2001	0.6208	0.5360	0.2253	0.1144	0.1015	0.1962	0.0849	0.0341	0.0344
7	9.75	0.1983	-0.1526	-0.2510	0.1776	0.5442	0.4657	0.1945	0.0984	0.0903	0.1748	0.0785	0.0417	0.0275
8	11.25	0.1733	-0.1326	-0.2187	0.1589	0.4830	0.4108	0.1707	0.0861	0.0808	0.1569	0.0722	0.0452	0.0224
9	12.75	0.1537	-0.1171	-0.1936	0.1434	0.4334	0.3669	0.1519	0.0765	0.0728	0.1420	0.0665	0.0463	0.0185
10	14.25	0.1381	-0.1049	-0.1737	0.1305	0.3925	0.3312	0.1368	0.0688	0.0661	0.1294	0.0614	0.0459	0.0154
														ΣI_{ij}= 0.3709
														A I_{total}= 0.5563

Carga unitaria aplicada en dovela d₃

r₀= 4 z₀= 2.7
 Δx= 1.5 z₀= 0.6
 λ= 1

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.7311	1.2900	1.1325	0.5338	1.3759	1.3091	0.5685	0.1575	-0.1180	0.4649	0.0668	-0.0600	0.0122
2	2.25	0.5763	0.8574	0.6181	0.4642	1.0362	0.8939	0.4910	0.2393	0.0225	0.4178	0.1423	-0.0499	0.0798
3	3.75	0.4355	0.6062	0.4033	0.3808	0.7920	0.6414	0.3969	0.2030	0.1073	0.3546	0.1507	0.0206	0.0878
4	5.25	0.3400	0.4598	0.2958	0.3120	0.6265	0.4900	0.3211	0.1640	0.1188	0.2973	0.1366	0.0597	0.0712
5	6.75	0.2757	0.3677	0.2327	0.2602	0.5127	0.3932	0.2655	0.1349	0.1110	0.2516	0.1195	0.0736	0.0544
6	8.25	0.2307	0.3053	0.1916	0.2214	0.4316	0.3272	0.2247	0.1137	0.0998	0.2161	0.1044	0.0757	0.0415
7	9.75	0.1979	0.2606	0.1627	0.1919	0.3716	0.2797	0.1941	0.0979	0.0892	0.1884	0.0920	0.0730	0.0322
8	11.25	0.1730	0.2271	0.1413	0.1690	0.3257	0.2439	0.1704	0.0858	0.0800	0.1666	0.0818	0.0688	0.0255
9	12.75	0.1536	0.2012	0.1248	0.1507	0.2897	0.2162	0.1518	0.0763	0.0722	0.1490	0.0735	0.0642	0.0206
10	14.25	0.1380	0.1805	0.1118	0.1359	0.2606	0.1940	0.1367	0.0687	0.0657	0.1346	0.0666	0.0598	0.0169
ΣI_{is}=														0.4420
A I_{total}=														0.6631

r₀= 4 z₀= 2.7
 Δx= 1.5 z₀= 1.7
 λ= 1

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.4213	1.4189	1.3808	0.6447	0.5191	-0.0615	0.3861	0.0381	-0.0359	0.1413
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.3846	1.1403	1.0475	0.5469	0.3693	0.2498	0.3575	0.0928	-0.0536	0.1684
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.3331	0.9176	0.8050	0.4260	0.2480	0.2138	0.3153	0.1126	-0.0170	0.1083
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.2841	0.7509	0.6389	0.3361	0.1833	0.1698	0.2729	0.1120	0.0201	0.0739
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.2433	0.6279	0.5239	0.2738	0.1447	0.1381	0.2362	0.1040	0.0422	0.0535
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.2107	0.5360	0.4416	0.2297	0.1193	0.1156	0.2061	0.0944	0.0527	0.0402
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1848	0.4657	0.3805	0.1973	0.1014	0.0991	0.1817	0.0852	0.0564	0.0312
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1641	0.4108	0.3337	0.1726	0.0881	0.0866	0.1619	0.0771	0.0566	0.0247
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1472	0.3669	0.2968	0.1533	0.0779	0.0769	0.1456	0.0701	0.0551	0.0200
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.1333	0.3312	0.2671	0.1378	0.0698	0.0691	0.1321	0.0641	0.0529	0.0165
ΣI_{is}=														0.6780
A I_{total}=														1.0170

r₀= 4 z₀= 2.7
 Δx= 1.5 z₀= 2.7
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.3516	1.4444	1.4189	0.6627	1.1760	0.9231	0.3308	0.0254	-0.0245	0.6643
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.3294	1.2065	1.1403	0.5666	0.4373	0.4235	0.3122	0.0661	-0.0463	0.2359
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.2953	1.0046	0.9176	0.4359	0.2651	0.2620	0.2828	0.0870	-0.0299	0.1174
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.2596	0.8436	0.7509	0.3410	0.1899	0.1888	0.2510	0.0927	-0.0022	0.0725
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.2274	0.7183	0.6279	0.2764	0.1479	0.1473	0.2216	0.0904	0.0201	0.0507
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.2001	0.6208	0.5360	0.2312	0.1211	0.1208	0.1962	0.0849	0.0341	0.0378
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1776	0.5442	0.4657	0.1982	0.1025	0.1023	0.1748	0.0785	0.0417	0.0294
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1589	0.4830	0.4108	0.1732	0.0888	0.0887	0.1569	0.0722	0.0452	0.0235
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1434	0.4334	0.3669	0.1537	0.0784	0.0783	0.1420	0.0665	0.0463	0.0191
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1305	0.3925	0.3312	0.1381	0.0701	0.0701	0.1294	0.0614	0.0459	0.0159
ΣI_{is}=														1.2665
A I_{total}=														1.8998

$r_0 = 4$ $z_1 = 2.7$
 $\Delta x = 1.5$ $z_2 = 3.7$
 $\lambda = 1$

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α_0 (°)	ψ_1 (°)	ψ_2 (°)	α'_0 (°)	ψ'_1 (°)	ψ'_2 (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	1.0122	-0.5880	-1.1071	0.3009	1.4625	1.4444	0.6447	0.5191	-0.0615	0.2877	0.0182	-0.0177	0.1409
2	2.25	0.6822	-0.2187	-0.5880	0.2867	1.2556	1.2065	0.5469	0.3693	0.2498	0.2752	0.0491	-0.0382	0.1631
3	3.75	0.4758	-0.1326	-0.3805	0.2634	1.0730	1.0046	0.4260	0.2480	0.2138	0.2544	0.0684	-0.0332	0.0982
4	5.25	0.3581	-0.0950	-0.2783	0.2371	0.9204	0.8436	0.3361	0.1833	0.1698	0.2305	0.0767	-0.0147	0.0635
5	6.75	0.2851	-0.0739	-0.2187	0.2118	0.7964	0.7183	0.2738	0.1447	0.1381	0.2071	0.0781	0.0044	0.0451
6	8.25	0.2362	-0.0605	-0.1799	0.1893	0.6965	0.6208	0.2297	0.1193	0.1156	0.1859	0.0757	0.0190	0.0342
7	9.75	0.2013	-0.0512	-0.1526	0.1698	0.6159	0.5442	0.1973	0.1014	0.0991	0.1674	0.0717	0.0286	0.0269
8	11.25	0.1753	-0.0444	-0.1326	0.1533	0.5502	0.4830	0.1726	0.0881	0.0866	0.1515	0.0672	0.0344	0.0217
9	12.75	0.1551	-0.0392	-0.1171	0.1393	0.4960	0.4334	0.1533	0.0779	0.0769	0.1379	0.0626	0.0375	0.0179
10	14.25	0.1391	-0.0351	-0.1049	0.1273	0.4509	0.3925	0.1378	0.0698	0.0691	0.1263	0.0584	0.0388	0.0150
														$\Sigma I_{4s} = 0.6266$
														$A I_{total} = 0.9400$

Carga unitaria aplicada en dovela d₁

$r_0 = 4$ $z_1 = 3.7$
 $\Delta x = 1.5$ $z_2 = 0.6$
 $\lambda = 1$

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α_0 (°)	ψ_1 (°)	ψ_2 (°)	α'_0 (°)	ψ'_1 (°)	ψ'_2 (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.5601	1.3654	1.2900	0.4297	1.4158	1.3759	0.4813	0.0754	-0.0666	0.3925	0.0399	-0.0374	0.0025
2	2.25	0.4812	1.0122	0.8574	0.3909	1.1325	1.0362	0.4298	0.1548	-0.0454	0.3626	0.0963	-0.0541	0.0297
3	3.75	0.3900	0.7650	0.6062	0.3372	0.9076	0.7920	0.3619	0.1588	0.0313	0.3187	0.1156	-0.0148	0.0482
4	5.25	0.3170	0.6011	0.4598	0.2866	0.7407	0.6265	0.3016	0.1412	0.0687	0.2752	0.1141	0.0230	0.0483
5	6.75	0.2630	0.4900	0.3677	0.2449	0.6181	0.5127	0.2541	0.1223	0.0798	0.2377	0.1054	0.0448	0.0416
6	8.25	0.2232	0.4115	0.3053	0.2118	0.5269	0.4316	0.2177	0.1062	0.0799	0.2071	0.0953	0.0547	0.0342
7	9.75	0.1931	0.3537	0.2606	0.1855	0.4575	0.3716	0.1895	0.0931	0.0760	0.1824	0.0858	0.0579	0.0278
8	11.25	0.1697	0.3097	0.2271	0.1646	0.4033	0.3257	0.1673	0.0826	0.0709	0.1624	0.0775	0.0578	0.0227
9	12.75	0.1513	0.2752	0.2012	0.1476	0.3601	0.2897	0.1495	0.0740	0.0657	0.1460	0.0704	0.0560	0.0188
10	14.25	0.1363	0.2475	0.1805	0.1336	0.3249	0.2606	0.1350	0.0670	0.0609	0.1324	0.0643	0.0536	0.0157
														$\Sigma I_{1s} = 0.2894$
														$A I_{total} = 0.4942$

$r_0 = 4$ $z_1 = 3.7$
 $\Delta x = 1.5$ $z_2 = 1.7$
 $\lambda = 1$

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α_0 (°)	ψ_1 (°)	ψ_2 (°)	α'_0 (°)	ψ'_1 (°)	ψ'_2 (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	Iji (°)
1	0.75	0.7525	1.2793	1.1071	0.3516	1.4444	1.4189	0.5771	0.1722	-0.1248	0.3308	0.0254	-0.0245	0.0132
2	2.25	0.5864	0.8380	0.5880	0.3294	1.2065	1.1403	0.4969	0.2500	0.0357	0.3122	0.0661	-0.0463	0.0707
3	3.75	0.4398	0.5880	0.3805	0.2953	1.0046	0.9176	0.4001	0.2075	0.1167	0.2828	0.0870	-0.0299	0.0696
4	5.25	0.3420	0.4444	0.2783	0.2596	0.8436	0.7509	0.3228	0.1661	0.1240	0.2510	0.0927	-0.0022	0.0556
5	6.75	0.2768	0.3547	0.2187	0.2274	0.7183	0.6279	0.2665	0.1360	0.1139	0.2216	0.0904	0.0201	0.0435
6	8.25	0.2314	0.2942	0.1799	0.2001	0.6208	0.5360	0.2253	0.1144	0.1015	0.1962	0.0849	0.0341	0.0344
7	9.75	0.1983	0.2510	0.1526	0.1776	0.5442	0.4657	0.1945	0.0984	0.0903	0.1748	0.0785	0.0417	0.0275
8	11.25	0.1733	0.2187	0.1326	0.1589	0.4830	0.4108	0.1707	0.0861	0.0808	0.1569	0.0722	0.0452	0.0224
9	12.75	0.1537	0.1936	0.1171	0.1434	0.4334	0.3669	0.1519	0.0765	0.0728	0.1420	0.0665	0.0463	0.0185
10	14.25	0.1381	0.1737	0.1049	0.1305	0.3925	0.3312	0.1368	0.0688	0.0661	0.1294	0.0614	0.0459	0.0154
														$\Sigma I_{2s} = 0.3709$
														$A I_{total} = 0.5563$

r₀= 4 z₀= 3.7
 Δx= 1.5 z_y= 2.7
 λ= 1

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	1.0122	1.1071	0.5880	0.3009	1.4625	1.4444	0.6447	0.5191	-0.0615	0.2877	0.0182	-0.0177	0.1409	
2	2.25	0.6822	0.5880	0.2187	0.2867	1.2556	1.2065	0.5469	0.3693	0.2498	0.2752	0.0491	-0.0382	0.1631	
3	3.75	0.4758	0.3805	0.1326	0.2634	1.0730	1.0046	0.4260	0.2480	0.2138	0.2544	0.0684	-0.0332	0.0982	
4	5.25	0.3581	0.2783	0.0950	0.2371	0.9204	0.8436	0.3361	0.1833	0.1698	0.2305	0.0767	-0.0147	0.0635	
5	6.75	0.2851	0.2187	0.0739	0.2118	0.7964	0.7183	0.2738	0.1447	0.1381	0.2071	0.0781	0.0044	0.0451	
6	8.25	0.2362	0.1799	0.0605	0.1893	0.6965	0.6208	0.2297	0.1193	0.1156	0.1859	0.0757	0.0190	0.0342	
7	9.75	0.2013	0.1526	0.0512	0.1698	0.6159	0.5442	0.1973	0.1014	0.0991	0.1674	0.0717	0.0286	0.0269	
8	11.25	0.1753	0.1326	0.0444	0.1533	0.5502	0.4830	0.1726	0.0881	0.0866	0.1515	0.0672	0.0344	0.0217	
9	12.75	0.1551	0.1171	0.0392	0.1393	0.4960	0.4334	0.1533	0.0779	0.0769	0.1379	0.0626	0.0375	0.0179	
10	14.25	0.1391	0.1049	0.0351	0.1273	0.4509	0.3925	0.1378	0.0698	0.0691	0.1263	0.0584	0.0388	0.0150	
														ΣI₄=	0.6266
														A I_{total}=	0.9400

r₀= 4 z₀= 3.7
 Δx= 1.5 z_y= 3.7
 λ= 1

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	1.2120	0.5880	-0.5880	0.2627	1.4761	1.4625	0.6627	1.1760	0.9231	0.2538	0.0136	-0.0133	0.6642	
2	2.25	0.7266	0.2187	-0.2187	0.2530	1.2933	1.2556	0.5666	0.4373	0.4235	0.2451	0.0378	-0.0313	0.2337	
3	3.75	0.4900	0.1326	-0.1326	0.2366	1.1276	1.0730	0.4359	0.2651	0.2620	0.2301	0.0546	-0.0322	0.1122	
4	5.25	0.3640	0.0950	-0.0950	0.2170	0.9843	0.9204	0.3410	0.1899	0.1888	0.2119	0.0639	-0.0209	0.0660	
5	6.75	0.2881	0.0739	-0.0739	0.1971	0.8637	0.7964	0.2764	0.1479	0.1473	0.1933	0.0673	-0.0060	0.0446	
6	8.25	0.2378	0.0605	-0.0605	0.1785	0.7637	0.6965	0.2312	0.1211	0.1208	0.1757	0.0672	0.0074	0.0330	
7	9.75	0.2023	0.0512	-0.0512	0.1620	0.6810	0.6159	0.1982	0.1025	0.1023	0.1599	0.0651	0.0176	0.0257	
8	11.25	0.1759	0.0444	-0.0444	0.1474	0.6122	0.5502	0.1732	0.0888	0.0887	0.1459	0.0621	0.0246	0.0207	
9	12.75	0.1556	0.0392	-0.0392	0.1348	0.5547	0.4960	0.1537	0.0784	0.0783	0.1336	0.0587	0.0291	0.0171	
10	14.25	0.1394	0.0351	-0.0351	0.1239	0.5062	0.4509	0.1381	0.0701	0.0701	0.1230	0.0553	0.0318	0.0144	
														ΣI₄=	1.2315
														A I_{total}=	1.8472

Influencias cuarta etapa

Carga unitaria aplicada en dovela d₁

r₀= 4 z₀= 0.25
 Δx= 1.5 z_y= 0.25
 λ= 0.5

Renglon 1

Dovela (x)	x (m)	α ₀ (°)	ψ ₁ (°)	ψ ₂ (°)	α' ₀ (°)	ψ' ₁ (°)	ψ' ₂ (°)	1er arg (°)	2do arg (°)	3er arg (°)	4to arg (°)	5to arg (°)	6to arg (°)	I _{ji} (°)	
1	0.75	1.2120	0.3218	-0.3218	1.1474	0.7854	0.3218	0.6627	0.6435	0.6000	0.6591	0.4636	0.2000	0.6023	
2	2.25	0.7266	0.1107	-0.1107	0.7147	0.3218	0.1107	0.5666	0.2213	0.2195	0.5615	0.2111	0.1902	0.2269	
3	3.75	0.4900	0.0666	-0.0666	0.4863	0.1974	0.0666	0.4359	0.1331	0.1327	0.4333	0.1308	0.1259	0.1085	
4	5.25	0.3640	0.0476	-0.0476	0.3625	0.1419	0.0476	0.3410	0.0952	0.0950	0.3397	0.0943	0.0925	0.0613	
5	6.75	0.2881	0.0370	-0.0370	0.2873	0.1107	0.0370	0.2764	0.0740	0.0740	0.2758	0.0736	0.0728	0.0388	
6	8.25	0.2378	0.0303	-0.0303	0.2374	0.0907	0.0303	0.2312	0.0606	0.0606	0.2309	0.0604	0.0599	0.0266	
7	9.75	0.2023	0.0256	-0.0256	0.2021	0.0768	0.0256	0.1982	0.0513	0.0512	0.1980	0.0511	0.0508	0.0193	
8	11.25	0.1759	0.0222	-0.0222	0.1758	0.0666	0.0222	0.1732	0.0444	0.0444	0.1731	0.0443	0.0442	0.0147	
9	12.75	0.1556	0.0196	-0.0196	0.1555	0.0588	0.0196	0.1537	0.0392	0.0392	0.1536	0.0392	0.0390	0.0115	
10	14.25	0.1394	0.0175	-0.0175	0.1394	0.0526	0.0175	0.1381	0.0351	0.0351	0.1380	0.0350	0.0349	0.0092	
														ΣI₁₁=	1.1191
														A I_{total}=	1.6786

$r_0=$ 4 $z_1=$ 0.25
 $\Delta x=$ 1.5 $z_2=$ 0.5
 $\lambda=$ 0.5

Renglon 2

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	1.1944	0.0000	-0.5880	1.0832	0.9273	0.5880	0.6619	0.5880	0.4615	0.6536	0.3393	0.0185	0.4433
2	2.25	0.7236	0.0000	-0.2187	0.7006	0.4182	0.2187	0.5653	0.2187	0.2118	0.5554	0.1996	0.1594	0.2114
3	3.75	0.4890	0.0000	-0.1326	0.4819	0.2606	0.1326	0.4352	0.1326	0.1310	0.4303	0.1281	0.1180	0.1053
4	5.25	0.3636	0.0000	-0.0950	0.3606	0.1882	0.0950	0.3406	0.0950	0.0944	0.3382	0.0933	0.0894	0.0603
5	6.75	0.2879	0.0000	-0.0739	0.2864	0.1471	0.0739	0.2763	0.0739	0.0737	0.2750	0.0731	0.0713	0.0384
6	8.25	0.2377	0.0000	-0.0605	0.2369	0.1206	0.0605	0.2311	0.0605	0.0604	0.2304	0.0601	0.0591	0.0265
7	9.75	0.2023	0.0000	-0.0512	0.2017	0.1022	0.0512	0.1982	0.0512	0.0511	0.1977	0.0510	0.0503	0.0193
8	11.25	0.1759	0.0000	-0.0444	0.1756	0.0887	0.0444	0.1732	0.0444	0.0444	0.1729	0.0442	0.0438	0.0146
9	12.75	0.1556	0.0000	-0.0392	0.1553	0.0783	0.0392	0.1537	0.0392	0.0392	0.1535	0.0391	0.0388	0.0115
10	14.25	0.1394	0.0000	-0.0351	0.1392	0.0701	0.0351	0.1381	0.0351	0.0350	0.1379	0.0350	0.0348	0.0092
													$\Sigma I_{i1} =$	0.9397
													$A I_{total} =$	1.4096

Carga unitaria aplicada en dovela d₂

$r_0=$ 4 $z_1=$ 0.5
 $\Delta x=$ 1.5 $z_2=$ 0.25
 $\lambda=$ 0.5

Renglon 3

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	1.1944	0.5880	0.0000	1.0832	0.9273	0.5880	0.6619	0.5880	0.4615	0.6536	0.3393	0.0185	0.4433
2	2.25	0.7236	0.2187	0.0000	0.7006	0.4182	0.2187	0.5653	0.2187	0.2118	0.5554	0.1996	0.1594	0.2114
3	3.75	0.4890	0.1326	0.0000	0.4819	0.2606	0.1326	0.4352	0.1326	0.1310	0.4303	0.1281	0.1180	0.1053
4	5.25	0.3636	0.0950	0.0000	0.3606	0.1882	0.0950	0.3406	0.0950	0.0944	0.3382	0.0933	0.0894	0.0603
5	6.75	0.2879	0.0739	0.0000	0.2864	0.1471	0.0739	0.2763	0.0739	0.0737	0.2750	0.0731	0.0713	0.0384
6	8.25	0.2377	0.0605	0.0000	0.2369	0.1206	0.0605	0.2311	0.0605	0.0604	0.2304	0.0601	0.0591	0.0265
7	9.75	0.2023	0.0512	0.0000	0.2017	0.1022	0.0512	0.1982	0.0512	0.0511	0.1977	0.0510	0.0503	0.0193
8	11.25	0.1759	0.0444	0.0000	0.1756	0.0887	0.0444	0.1732	0.0444	0.0444	0.1729	0.0442	0.0438	0.0146
9	12.75	0.1556	0.0392	0.0000	0.1553	0.0783	0.0392	0.1537	0.0392	0.0392	0.1535	0.0391	0.0388	0.0115
10	14.25	0.1394	0.0351	0.0000	0.1392	0.0701	0.0351	0.1381	0.0351	0.0350	0.1379	0.0350	0.0348	0.0092
													$\Sigma I_{i2} =$	0.9397
													$A I_{total} =$	1.4096

$r_0=$ 4 $z_1=$ 0.5
 $\Delta x=$ 1.5 $z_2=$ 0.5
 $\lambda=$ 0.5

Renglon 4

Dovela (x)	x (m)	α_0 (--)	ψ_1 (--)	ψ_2 (--)	α'_0 (--)	ψ'_1 (--)	ψ'_2 (--)	1er arg (--)	2do arg (--)	3er arg (--)	4to arg (--)	5to arg (--)	6to arg (--)	Iji (--)
1	0.75	1.2120	0.3218	-0.3218	1.0122	1.0304	0.7854	0.6627	0.6435	0.6000	0.6447	0.2450	-0.0588	0.4508
2	2.25	0.7266	0.1107	-0.1107	0.6822	0.5071	0.3218	0.5666	0.2213	0.2195	0.5469	0.1853	0.1245	0.2002
3	3.75	0.4900	0.0666	-0.0666	0.4758	0.3218	0.1974	0.4359	0.1331	0.1327	0.4260	0.1244	0.1077	0.1025
4	5.25	0.3640	0.0476	-0.0476	0.3581	0.2337	0.1419	0.3410	0.0952	0.0950	0.3361	0.0918	0.0853	0.0594
5	6.75	0.2881	0.0370	-0.0370	0.2851	0.1831	0.1107	0.2764	0.0740	0.0740	0.2738	0.0725	0.0693	0.0381
6	8.25	0.2378	0.0303	-0.0303	0.2362	0.1504	0.0907	0.2312	0.0606	0.0606	0.2297	0.0597	0.0580	0.0263
7	9.75	0.2023	0.0256	-0.0256	0.2013	0.1275	0.0768	0.1982	0.0513	0.0512	0.1973	0.0507	0.0497	0.0192
8	11.25	0.1759	0.0222	-0.0222	0.1753	0.1107	0.0666	0.1732	0.0444	0.0444	0.1726	0.0441	0.0434	0.0146
9	12.75	0.1556	0.0196	-0.0196	0.1551	0.0977	0.0588	0.1537	0.0392	0.0392	0.1533	0.0390	0.0385	0.0114
10	14.25	0.1394	0.0175	-0.0175	0.1391	0.0875	0.0526	0.1381	0.0351	0.0351	0.1378	0.0349	0.0346	0.0092
													$\Sigma I_{i3} =$	0.9316
													$A I_{total} =$	1.3974

BIBLIOGRAFÍA

- 1) *Abimael Cruz A.*; “**Introducción al Flujo de Agua en Suelos**”, Helios Comunicación, México DF, 2008.
- 2) *Agustín Deméneghi Colina*; “**Apuntes de Mecánica del Medio Continuo**”, División de Ingeniería Civil y Geomática, FI UNAM, México, 2015.
- 3) *American Association of State Highway and Transportation Officials*; “**Design Specification AASTHO LRFD BRIDGE**”, USA, 2012.
- 4) *Anoohs Shamsabadi, Shi-Yu Xu & Ertugrul Taciroglu*; “**Development of Improved Guidelines for Analysis and Design of earth Retaining Structures**”, Structural & Geotechnical Engineering Laboratory; University of California, USA, 2013.
- 5) *Antonio González Fernández*; “**Método de Imágenes**”; Departamento de Física Aplicada, Universidad de Sevilla, España, 2008.
<http://catedra.ing.unlp.edu.ar/electrotecnia/camposyo/Electrostatica3.pdf>.
- 6) *Bengt B. Broms*; “**Design and Construction of Anchored and Strutted Sheet Pile Walls in Soft Clay**”; International Conference of Case Histories in Geotechnical Engineering Missouri University of Science and Technology, USA, 1988.
- 7) *Bridge Design Aids 6-4, LRFD*; “**Prestressing Steel - Design Properties**”; USA, 2012.
- 8) *Computers and Structures, Inc.*; “**Manual Sap2000**”, V19.0;
<https://www.csiamerica.com/products/sap2000>.
- 9) *Delegación Tlalpan*; “**Atlas de Peligros Naturales o Riesgos de la Delegación Tlalpan, Distrito Federal**”; Instituto de Geografía, UNAM, México D.F., 2011.
- 10) *Enrique Tamez González*; “**Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica**”, TGC geotecnia, México, 2001.
- 11) *Germán López Rincón*; “**Apuntes de Cimentaciones I y II**”, División de Ingeniería Civil y Geomática, FI UNAM, México, 2016.
- 12) *H.G. Poulos & E.H. Davis*; “**Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**”, Reprinted by Center for Geotechnical Research, University of Sidney 1991.

- 13) *J. Mc Cormac & R. Brown*; “**Diseño de Concreto Reforzado**”; Alfa Omega Grupo Editor, 8va edición, México, 2011.
- 14) *John Atkinson*; “**An Introduction to the Mechanics of Soil and Foundations**”, McGraw-Hill Book Company. Singapore, UK London 1993.
- 15) *Joseph E. Bowles; P.E.; S.E.*; “**Foundation Analysis and Design,**” 5th Edition, McGraw-Hill Companies Inc. Singapore, 1997.
- 16) *Karl Terzaghi*; “**Theoretical Soil Mechanics**”, John Wiley & Sons, Inc; USA, 1943.
- 17) *Leonardo Zeevaert W.*; “**Interacción Suelo-Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas, Sujetas a Cargas Estáticas y Sísmicas**”, Limusa S.A., México D.F., 1980.
- 18) *Leonardo Zeevaert W.*; “**Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions**”, Van Nostrand Reinhold Company Inc, 2nd Ed. NY USA, 1983.
- 19) *Leonardo Zeevaert W.*; “**Sismo Geodinámica de la Superficie del Suelo y Cimentaciones de Edificios de la Ciudad de México**”, EII SA de CV, México DF, 1988.
- 20) *Leonardo Zeevaert W.*; “**Compendio Elemental de Mecánica de Suelos**”, División de Ingeniería Civil y Geomática, FI UNAM, México, 1998.
- 21) *Leonardo Zeevaert W.*; “**Las Anclas en Suelos Granulares Cementados con Arcilla**”, Revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos; México D.F., 1994.
- 22) *Littlejohn, G. S.* “**Soil Anchors,**” Conference on Ground Engineering, the Institution of Civil Engineers, London, England, 1970.
- 23) *Luis B. Rodríguez y Bardomiano Soria*; “**Falla del Sifón Morena**”; Grupo IPISA. Revista SMIG, México D.F.
- 24) *Norma ASTM designación A416/A416M-06*, “**Especificación Normalizada para Torón de Acero, de Siete Alambres sin Recubrimiento para Concreto Presforzado**”; USA, 2006.
- 25) *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*; “**Normas Técnicas Complementarias**” México D.F., 2004.
- 26) *Rigoberto Rivera Constantino*; “**Fundamentos de Mecánica del Medio Continuo**”, División de Ingeniería Civil y Geomática, FI UNAM, México, 2011.
- 27) *Rocscience Inc*; “**Manual Slide 6.0**”, 1998-2010; <https://www.rocscience.com/>.

- 28) *Servicio Geológico Mexicano*; “**Carta Geológico-Minera, Ciudad de México E14-2**”, México, 2002; <https://www.gob.mx/sgm>
- 29) *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*; “**Manual de Construcción Geotécnica Tomo I**”, México D.F., 2002.
- 30) *Stenuick*; “**Especificaciones Técnicas de Maquinaria**”; www.stenuick.com/en/services/recherche.
- 31) *US Army Corps of Engineers*; “**Design of Sheet Pile of Walls**” Washington, D.C. USA, 1994.