

# Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

# REVISIÓN DE LOS CONCEPTOS DE SEGURIDAD ANTE DESLIZAMIENTO EN PLANO DE FALLA DE MUROS ANCLADOS

Tesis para optar al título de: Ingeniero Civil en Obras Civiles.

Prof. Guía: Sr. Luis Collarte Concha Ingeniero Civil, M.Sc. en Ing. Civil

Profesor Co-patrocinante: Dr. Martín Ziegler. Ingeniero Civil.

GUSTAVO RICARDO STEFFENS SCHLÖR VALDIVIA – CHILE 2006



Geotechnik im Bauwesen Geotechnical Engineering Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler



Bearbeitungszeit: 2 Monate

Diplomarbeit für Herrn Gustavo Steffens

Thema:

#### Baugrubenverbauten --Standsicherheitsnachweis gegen das Versagen in der tiefen Gleitfuge

Im Januar 2005 ist die neue DIN 1054 erschienen, mit der ein neues Teilsicherheitskonzept für die Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau eingeführt wird, das im Einklang mit den zukünftigen Regelungen des Eurocode EC 7 steht. Damit wird das Sicherheitskonzept der alten DIN 1054 aus dem Jahre 1976, das noch auf globalen Sicherheiten beruht, abgelöst.

Durch diese grundlegende Neuordnung der Nachweisverfahren ist auch eine Überarbeitung weiterer Regelwerke wie z.B. der Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB) oder der Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" (EAU) notwendig geworden. Während die EAU mit der 10. Auflage bereits in überarbeiteter Fassung vorliegt, steht die Veröffentlichung der überarbeiteten EAB (4. Auflage) noch aus.

Für den Großteil der Sicherheitsnachweise haben sich durch Einführung des Teilsicherheitskonzepts lediglich formale Änderungen in der Nachweisführung ergeben, die Berechnungsansätze und das Sicherheitsniveau haben sich jedoch nicht geändert. Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge wurde dagegen im Verlaufe des Entwicklungsprozesses der neuen Normung mehrfach überarbeitet. So finden sich u.a. in den EAB (3. Auflage, 1994), den EAU (9. Auflage, 1996), in E DIN 1054:2000-12 und DIN 1054:2005-01 sowie in den EAU (10. Auflage, 2005) jeweils voneinander abweichende Regelungen nicht nur hinsichtlich der Nachweisführung sondern insbesondere auch in Bezug auf den Berechnungsansatz.

Weist man ein und denselben Baugrubenverbau nach den unterschiedlichen Regelungen nach, so können sich deutlich voneinander abweichende Werte für die erforderliche Ankerlänge ergeben – je nach den zugrundeliegenden Randbedingungen bzgl. des anstehenden





Baugrunds, der Höhenlage und Neigung der Rückverankerung usw. Dieser Diskrepanz zwischen den einzelnen Nachweisverfahren kommt umso mehr Bedeutung zu, als sie sich direkt auf zwei gegensätzliche Anforderungen der Baupraxis auswirkt, nämlich Standsicherheit und Wirtschaftlichkeit. Um eine Bewertung der einzelnen Nachweisverfahren zu ermöglichen, sind daher die verschiedenen Verfahren gegenüberzustellen und vergleichende Berechnungen durchzuführen.

Im einzelnen werden dem Kandidaten die folgenden Aufgaben gestellt:

- 1. Der Bruchmechanismus, der dem Versagen eines Baugrubenverbaus in der tiefen Gleitfuge zugrunde liegt, ist darzustellen und zu erläutern.
- Die verschiedenen Konzepte zur Nachweisf
  ührung f
  ür die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge sowie zur Festlegung der erforderlichen Ankerl
  änge f
  ür einen Baugrubenverbau sind zusammenzutragen. Die jeweiligen Berechnungsans
  ätze sind zu erl
  äutern.
- 3. Die verschiedenen Berechnungsansätze sind im Hinblick auf die zugrundeliegenden Annahmen und ihre statische Korrektheit zu überprüfen und zu bewerten.
- 4. In Abstimmung mit dem Betreuer sind f
  ür verschiedene Randbedingungen vergleichende Berechnung nach den verschiedenen Nachweisverfahren durchzuf
  ühren. Die jeweiligen Randbedingungen sind aufbauend auf den erarbeiteten theoretischen Grundlagen sinnvoll festzulegen.
- 5. Die Ergebnisse der vergleichenden Berechnung sind gegenüberzustellen und zu interpretieren.

(Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler)

# Tesis para Don Gustavo Steffens

Tema:

#### Construcción en excavaciones -

### Revisión de los conceptos de seguridad ante deslizamiento en plano de falla de muros anclados

En enero del 2005 aparecieron los nuevos conceptos de seguridad parcial de la DIN 1054. Con estos se aplican cambios relacionados al área de la Geotecnia, los cuales están acordes con las futuras regulaciones del código Europeo EC7. Con esto quedan en desuso los antiguos conceptos globales de seguridad de la DIN 1054 del año 1976. Con la integración de los nuevos procedimientos contemplados por estos conceptos, los círculos relacionados con la construcción, así como por ejemplo la EAB –Empfehlungen des Arbeitkreises "Baugruben"- o la EAU –Empfehlungen des Arbeitsausschusses

"Ufereinfassungen"- se vieron en la necesidad de adecuar sus recomendaciones a la nueva normativa vigente. Mientras la 10° edición publicada por la EAU considera los cambios establecidos, la publicación equivalente de la EAB -4° edición- se mantiene en espera.

A pesar de los cambios introducidos en los nuevos conceptos de seguridad que afectan el general de los procedimientos de la revisión de la estabilidad, los principios de los cálculos y el nivel de seguridad obtenidos de estos no presentan variaciones. En el caso de la revisión de la estabilidad en la fuga profunda, esta se vio modificada en variadas ocasiones en el proceso de desarrollo de la nueva normativa. Así se encuentran en la EAB -3° edición, 1994-, la EAU -9° edición, 1996-, en E DIN 1054:2000-12 y DIN 1054:2005-01, como en la EAU -10° edición, 2005- regulaciones independientes entre si, no solo en relación al procedimiento considerado por cada cual, si no especialmente en relación a los principios de los cálculos. Se revisa un caso en especial de construcción de excavación y el mismo por las diferentes regulaciones propuestas, y se pueden obtener resultados divergentes del largo requerido de anclaje –acorde a las condiciones de borde, las cuales comprenden por ejemplo tipo de suelo, profundidad e inclinación del anclaje, etc.-. Si se consideran dos requisitos básicos e importantes en el área practica de la construcción, los cuales corresponden a la seguridad y a la economía, esta discrepancia entre los procedimientos toma importancia. Para obtener una valoración de cada método en forma independiente, los diferentes procedimientos serán confrontados y comparados entre sí.

En forma individual se presentan los puntos a desarrollar por el candidato:

- 1. Presentar y mencionar el mecanismo que origina la falla en la fuga profunda.
- Los diferentes conceptos relacionados con la revisión de la estabilidad en la fuga profunda como con la obtención del largo requerido de anclaje para excavaciones deberán ser desarrollados. Los respectivos principios de cálculos serán mencionados.
- En relación a sus fundamentos y estática, los diferentes principios de cálculos deberán ser revisados y valorados.
- 4. En acuerdo con el profesor guía, según los diferentes procedimientos deberán realizarse cálculos comparativos bajo distintas condiciones de borde. Las respectivas condiciones de borde deberán ser consideradas sobre una base teórica.
- 5. Los resultados de los cálculos comparativos deberán ser confrontados e interpretados.

# Tabla de contenidos

1.	INTRODUCCION	1
2.	MECANISMO DE FALLA EN EL PLANO DE DESLIZAMIENTO	3
	2.1. Generalidades	3
	2.2. Mecanismo de falla	3
3.	FUERZAS ACTUANTES	5
	3.1. Fuerza del anclaje	5
	3.2. Fuerza por peso del cuerpo a deslizar	6
	3.3. Sobrecargas	7
	3.4. Ángulo de fricción interna y cohesión	7
	3.5. Empujes de tierra	9
	3.5.1. Bases de la teoría	9
	3.5.2. Influencia del movimiento del muro sobre la distribución del empuje	9
	3.5.2.1. Empuje activo	9
	3.5.2.2. Empuje de tierra en reposo	15
	3.5.2.3. Empuje pasivo	15
4.	CONCEPTO DE SEGURIDAD EN EL PLANO DE FALLA	18
	4.1. Procedimiento según "Geotechnik im Bauwesen"	19
	4.2. Procedimiento según EAU, 9° Edición	21
	4.3. Procedimiento según EAU, 10° Edición	23
	4.4. Procedimiento según DIN 1054: 12-2000	26
5.	REVISIÓN Y VALORACIÓN DE LAS DIFERENTES METODOLOGÍAS	28
6.	CÁLCULO Y RESULTADOS	31
	6.1. Introducción en los Cálculos	31
	6.2. Condiciones de Borde	32
	6.3. Obtención de $\gamma$ , $\gamma$ `, $\phi$ y C	35
	6.4. Resultados	36
	6.5. Comparación e interpretación de los resultados	39
7.	BIBLIOGRAFÍA	45

I

8.	ANEXO A -RECOMENDACIONES DE LA EAB, EAU, DIN Y G.I.B. PARA LAS	
	PRUEBAS EN EL PLANO DE FALLA	46
9.	ANEXO B –OBTENCIÓN MATEMATICA DE LOS EMPUJES	50
10	ANEXO C –ESTRUCTURA DE LOS PROGRAMAS	57
11	ANEXO D – REVISION GRÁFICA DE LOS RESULTADOS	71

# Tabla resumen de recuadros

Cuadro 2.1: Plano de falla curvado hacia arriba	4
Cuadro 2.2: Aproximación según Kranz del plano de falla curvado a un plano	
rectilíneo con empuje activo normal	4
Cuadro 2.3: Aproximación según Kranz del plano de falla curvado a un plano	
rectilíneo con empuje activo mayorado	4
Cuadro 3.1: Delimitación del cuerpo a deslizar	6
Cuadro 3.2: Fuerzas involucradas en suelos cohesivos	8
Cuadro 3.3: Cambio en el estado de tensiones entre el estado elástico y el	
plástico	10
Cuadro 3.4: Fuerzas a considerar en el empuje activo	13
Cuadro 3.5: Fuerzas a considerar en el empuje pasivo	15
Cuadro 4.1: Esquema grafico según el procedimiento de G.i.B	20
Cuadro 4.2: Recomendación E10 – EAU, 9° edición- ante la falla por	
deslizamiento	21
Cuadro 4.3: Recomendación E 10 – EAU, 10° edición- ante la falla por	
deslizamiento	24
Cuadro 4.4: Recomendación según la DIN 1054 para la falla por deslizamiento	26
Cuadro 6.1: Representación grafica de los datos de entrada	32
Cuadro 6.2: Comparación de los estados [a], [b], [c] y [d]	43
Cuadro 6.3: Comparación de los estados [b], [e], [f], [g], [h], [i] y [j]	44
Cuadro B1: Fuerzas actuantes en el planteamiento del empuje activo	50
Cuadro B2: Fuerzas actuantes en el planteamiento del empuje pasivo	53
Cuadro D1: Representación de las fuerzas involucradas en el calculo	71
Cuadro D2: Representación de la presión de los empujes según distribución	77
Cuadro D3: Representación fuerzas actuantes en el muro	95

# Tabla resumen de tabulaciones

Tabla 6.1: Valores medios de las propiedades normalizadas de suelos	
según DIN 1055	35
Tabla 6.2: Sobrecargas en la superficie	36
Tabla 6.3: Resultados de la longitud necesaria de los anclajes	37
Tabla D1: Resultados según el procedimiento por G.i.B	72
Tabla D2: Resultados según el procedimiento planteado por EAU, 9. edición	73
Tabla D3: Resultados según el procedimiento planteado por EAU, 10. edición	73
Tabla D4: Resultados según el procedimiento planteado por la DIN 1054	74
Tabla D5: Datos del suelo utilizados en los cálculos	74

# Simbología

- G Peso del cuerpo a fallar
- Pk Sobrecarga
- Ak Fuerza de anclaje
- ΔT Fuerza adicional según el procedimiento de la EAU
- Ek Empuje de tierra
- Kk Fuerza de cohesión
- Q Fuerza resultante en el plano de falla
- H Altura del muro anclado
- t Profundidad de la sección empotrada en el suelo del muro anclado
- L Largo de anclaje
- h<sub>u</sub> Profundidad de la capa freática
- h<sub>k</sub> Profundidad del anclaje a la cual este se conecta con el muro
- b<sub>p</sub> Ancho de la sobrecarga
- ck Cohesión del suelo
- γ Densidad del suelo
- ε Pendiente del anclaje
- φ<sub>k</sub> Angulo de fricción interna
- δ<sub>a</sub> Angulo a considerar para el empuje activo
- $\delta_p$  Angulo a considerar para el empuje pasivo
- β Inclinación del plano de falla
- Ψ Angulo en que actúa la fuerza resultante del suelo en plano de deslizamiento
- G.i.B. Geotechnik im Bauwesen
- EAU Recomendación del "Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen"
- EAB Recomendación del "Empfehlungen des Arbeitsausschusses Baugruben"
- DIN Instituto alemán de normalización "Deutsches Institut für Normung"-
- e<sub>k</sub> Coordenada del empuje de tierra
- α Inclinación del muro anclado
- β Inclinación de la superficie del terreno
- γ<sub>G</sub> Valor del concepto de seguridad parcial para sobrecargas permanentes
- $\gamma_Q$  Valor del concepto de seguridad parcial para sobrecargas esporádicas
- γ<sub>Ep</sub> Valor del concepto de seguridad parcial para el empuje pasivo
- σ Tensión del suelo
- Z<sub>k</sub> Altura en que actúa el empuje de tierra
- m1 Representación del procedimiento según G.i.B.
- m2 Representación del procedimiento según EAU, 9. Edición

- m3 Representación del procedimiento según EAU, 10. Edición; sobrecarga permanente
- m3` Representación del procedimiento según EAU, 10. Edición; sobrecargas permanente y esporádica
- m4 Representación del procedimiento según la DIN 1054
- [a]-[j] Representación de los estados del suelo

### Resumen

En el mes de enero del 2005 entró en vigencia la nueva normativa del instituto de normalización alemana -con sus siglas en alemán DIN-, la cual relega la antigua normativa de esta institución que procedía desde el ano 1976. Con esto quedan en desuso los antiguos conceptos globales de seguridad y se introducen los nuevos conceptos parciales de seguridad en el área de la Geotecnia. Estos cambios en la nueva DIN involucran a su vez una reestudio y posterior cambio en otros sectores.

En construcciones que involucran excavaciones y a su vez la contención del suelo para la ejecución de la obra, es necesario verificar una serie de conceptos para asegurar la estabilidad y seguridad de la obra. Uno de estos conceptos contempla la falla por deslizamiento de muros que actúan como contención. Este concepto puede ser revisado por diferentes métodos, cada uno de estos con un procedimiento diferente. Estos distintos métodos sirven en primera línea para la obtención del largo requerido de anclaje para estos muros. En el estudio de un mismo caso, en que se revisan los diferentes método, se obtienen resultados que difieren en forma importante entre si.

En este trabajo se desarrolla la falla por deslizamiento de tierra, en el cual se plantea y explica en detalle el mecanismo de como se origina y trabaja el sistema. El deslizamiento del cuerpo de tierra, genera un movimiento del muro que esta anclado al bloque de suelo, provocando un giro en torno al pie de este, inclinándolo hacia la excavación. El mecanismo que produce este deslizamiento lo origina principalmente un cambio de estado del suelo. Por una reducción de las tensiones horizontales, este pasa de un estado elástico puro a un estado plástico. Si el suelo alcanza este estado plástico, el anclaje con su largo calculado, debe sostener este bloque de suelo.

Para la obtención del largo requerido de anclaje se consideraron cuatro de los diferentes métodos más utilizados hoy en día en Alemania. Cada uno de estos métodos se expuso y se ejecuto bajo diez estados diferentes, tanto de suelo como constructivos. Posteriormente se reviso la veracidad de la estática y de los resultados, presentándolos gráfica y numéricamente, donde se confrontaron y discutieron.

Los resultados muestran una relación lógica entre los métodos. Estos mantienen una tendencia en sus variaciones, lo cual demuestra la veracidad del desarrollo seguido. De los resultados se aprecia también la respuesta del suelo ante diferentes tipos de solicitaciones y el comportamiento y eficiencia de los distintos métodos analizados.

# Summary

In January 2005, the new regulation of the institute of German normalization was published - with its initials in German DIN-, which replaced the former regulation of this institution, which was proceeding from the year 1976. With this, the former global concepts of safety were not needed anymore and the new partial concepts of safety came in use in the area of the Geotechnical. These changes in new DIN mean as well a restudy and change in other sectors.

In constructions that involve excavations and in turn the containment of the soil for the execution of the work, it is necessary to verify a series of concepts to assure the stability and safety of the work. One of these concepts contemplates the fault for slide of walls that act as containment. This concept can be checked through different methods, each of these with a different procedure. These different methods are used for the calculation of the needed length of anchorage for these walls. Is the same case studied but with different checking methods, the results differ as well.

In this work the main is the fault for slide of walls, which will be explained and presented. The slide of the mass of land, generates a movement of the wall which is anchored to the block of soil, provoking a draft around the foot of this wall and inclinches towards the excavation. The mechanism that produces this slide originates principally in a change of state of the soil. Because of a reduction of the horizontal tensions, the soil turns from a pure elastic state to a plastic state. If the soil reaches this plastic state, the calculated length of the anchorage must hold this block of soil. For the choice of the length of the anchor needed, they were four different methods used, which are mostly used today in Germany. Each of these methods were exposed and I calculated them under ten different conditions.

Later I check the veracity of these statistics and results and I presented them graphically and numerically, to discuss them.

# 1 Introducción

En la historia del hombre, este siempre se ha puesto exigencias más altas, buscado ir más allá, solucionando los problemas de su hoy y pensando en los de mañana. Intenta atravesar ríos más anchos, construir edificios más altos, tratar de no tener que subir y bajar cuestas para atravesar algún paso, en general llegar tan fácil y rápido como es posible a su destino. Para satisfacer estas demandas, los distintos sectores de la Ingeniería Civil han debido cumplir una gran tarea, con el fin de encontrar una solución global para todos estos problemas y que a su vez deje satisfecho a las distintas partes.

En la actualidad es frecuente utilizar calles, carreteras o en general construcciones que están trazadas bajo el nivel de la superficie. Hasta alcanzar el estado final de la obra, se utilizan construcciones especiales encargadas de entregar una condición segura y eficaz de trabajo en la Obra. Al hablar de construcciones especiales se hace referencia a muros de contención anclados. Para asegurar una exitosa utilización de estos, es necesaria la revisión de los diferentes conceptos de seguridad existentes.

Estos conceptos de seguridad se consideraban hasta hace poco como conceptos globales de seguridad. En enero del 2005 aparece la nueva normativa DIN 1054 (Deutsches Intitut für Normung), con lo cual quedan obsoletos los conceptos de seguridad de la antigua DIN 1054, los cuales provenía del ano 1976. Los cambios efectuados introdujeron finalmente los nuevos conceptos parciales para la revisión de la seguridad y estabilidad en la rama de la Geotecnia.

Uno de los conceptos de seguridad que debe ser considerado en la construcción de muros de contención, corresponde al que determina el respectivo largo de anclaje y a su vez la estabilidad ante la falla por deslizamiento del cuerpo de tierra albergado por el muro. Esta falla esta directamente relacionada con el elemento de anclaje, el cual es el que le proporciona la seguridad a este. EL anclaje protege al muro de movimientos desfavorables, amarrándolo a este con suelo firme. Para la revisión de este concepto de seguridad se consideran las recomendaciones planteadas por la DIN (Deutschen Institut für Normung), EAU (Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen") y EAB (Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben") principalmente.

La DIN corresponde al instituto de normalización alemana, el cual corresponde al ente gubernamental encargado de establecer la normativa exigida que rige los estándares de seguridad en los distintos sectores en Alemania. En el caso de la construcción, esta tiene una tendencia a favorecer la seguridad en relación a la perspectiva económica. La EAU y la EAB corresponden a sociedades especializadas en el ámbito de la construcción alemana, que con ayuda de investigación realizada en conjunto con universidades Alemanas, han profundizado en el tema de obras portuarias y obras con excavaciones profundas respectivamente, publicando así recomendaciones serias, exactas y eficaces en relación a este tema. Otra metodología utilizada en este trabajo corresponde a la propuesta por GiB (Geotechnik im Bauwesen), la cual fue desarrollada por el instituto de geotecnia de la universidad RWTH-Aachen, instituto en el cual fue desarrollado este trabajo.

Los procedimientos de los distintos métodos (EAU, EAB y DIN) proporcionados para la revisión de este concepto de seguridad ante la falla por deslizamiento de tierra que afecta a muros de contención anclados, son distintos entre si. Estas diferencias involucran no solo procedimientos, sino también ciertas consideraciones para los cálculos. La diferencia de los resultados se encuentra principalmente en los distintos largos de anclaje obtenidos. Ya que cada metro de anclaje constituye costos para la empresa, es necesario que exista la información precisa, para que la persona a cargo de los cálculos pueda, con esta información, optar a la mejor elección del método a utilizar en un cierto caso determinado.

Según las características del suelo, los resultados obtenidos por los diferentes métodos divergen entre si. Bajo este concepto deberán determinarse los diferentes largos de anclaje que entregue cada método y elegir aquel que provea una condición segura en la obra y a su vez que sea económicamente favorable. Con esto se busca primero encontrar si existe una relación entre los distintos métodos analizados, y segundo, determinar el comportamiento de estos ante condiciones o estados diferentes de trabajo.

Para alcanzar los objetivos de este trabajo se efectuaran los cálculos para cada método bajo 10 condiciones distintas, variando en cada una las características del suelo y la geometría del sistema. Una vez obtenidos los resultados de los cálculos, estos serán discutidos e interpretados para cumplir con los objetivos y a su vez para tener una visión más clara y sencilla de estos.

#### 2 Mecanismo de falla en el plano de deslizamiento

#### 2.1 Generalidades

Excavaciones utilizadas en obras corresponden a etapas delicadas en la construcción, las cuales siempre se encuentran en un estado inestable. Las fuerzas que son transmitidas por el suelo hacia el muro de contención, pueden alcanzar valores considerables. La magnitud de estas fuerzas está directamente relacionada con el tamaño de la obra. Bajo las nuevas normativas del código europeo EC 7 sobre conceptos de seguridad, el concepto parcial de seguridad para la estabilidad ante deslizamiento en el plano de falla debe ser revisado.

El mecanismo que provoca esta falla, lo origina en primera instancia el cuerpo de tierra que se encuentra amarrado por el anclaje del muro.

### 2.2 Mecanismo de falla

La revisión de la estabilidad en el plano de deslizamiento entrega como resultado el largo requerido de anclaje del muro de contención. Existen principalmente dos causas en la etapa de la construcción de muros que originan esta falla. Si el anclaje no es pretensado o solo hasta un valor igual al del empuje activo normal, se produce el deslizamiento de la parte activa detrás del muro. Ahora bien, si este anclaje es demasiado corto, se produce un deslizamiento sobre una superficie curvada hacia arriba que corre desde el pie del muro hasta la hipotética pared de anclaje, considerando pared de anclaje como una superficie con origen en el centro de gravedad del anclaje y un final en la superficie del suelo.

Si el anclaje es pretensado con una fuerza mayor a la fuerza del empuje activo normal considerado tras el muro, se produce un mecanismo originado por el cuerpo de tierra comprimido por el anclaje, el cual ejerce una presión mas elevada contra el muro de contención y se designa como empuje activo mayorado.

Referencia en el Cuadro 2-3.



Kranz, E.: Verankerung von Spundwänden

Cuadro 2.1: Plano de falla curvado hacia arriba

Ambos casos anteriormente mencionados son simplificados según Kranz, en la cual la superficie curva se considera como una superficie plana.



Kranz, E.: Verankerung von Spundwänden

Cuadro 2.2-2.3: Aproximación según Kranz del plano de falla curvado a un plano rectilíneo con empuje activo mayorado

El deslizamiento del cuerpo de tierra provoca un giro del muro hacia la excavación. El giro se localiza en un punto del tramo empotrado en el suelo. Se parte del supuesto que el ancla cede en conjunto con el cuerpo de tierra y por ende el muro se inclina hacia la excavación. Referente al giro del muro, según el estado propio de cada construcción y las consideraciones que establecen la EAB y la EAU para cada caso, se consideran diferentes puntos de giro.

Proveniente del cuerpo de tierra, actúan diferentes fuerzas contra el muro, las cuales presionan a este hacia a la excavación. Una de las fuerzas más influyentes concerniente al giro del muro, corresponde a la componente horizontal del empuje activo de tierra, la cual es un efecto del peso del suelo. Las distintas fuerzas que toman parte en el mecanismo y originan esta falla se clasifican en dos grupos. En el primero están las fuerzas que originan la falla, las cuales actúan contra el muro, presionándolo hacia la excavación. Dentro del segundo grupo se consideran las fuerzas que actúan en el sentido contrario, es decir, aquellas que actúan aportando seguridad al sistema.

# **3** Fuerzas Actuantes

Mención de las fuerzas que originan la falla en el plano de deslizamiento:

- Fuerza de anclaje
- Peso del cuerpo de tierra a deslizar
- Posibles sobrecargas en la superficie
- Angulo de fricción interna y cohesión –referido a suelos cohesivos-
- Fuerza resultante de la fuerza normal y de fricción en la fuga
- Empuje de tierra –activo y pasivo-

Las fuerzas arriba mencionadas corresponden a las fuerzas que originan el deslizamiento en el plano de falla, de las cuales son todas conocidas con excepción de la fuerza resultante Q. Estas fuerzas son consideradas y evaluadas en la revisión del concepto de seguridad.

Las fuerzas que son transmitidas por el suelo, tienen un efecto que ya esta establecido y se considera como correcto en la utilización de estas en los cálculos. Como se menciona arriba, una de estas fuerzas no proviene de cálculos directos. Esta corresponde a la fuerza resultante Q, la cual es una respuesta del suelo y varía de acuerdo a las demás solicitaciones. Esta fuerza esta en función de las otras fuerzas. Su acción se obtiene del análisis grafico del conjunto muro-tierra como cuerpo libre, del cual puede finalmente interpretarse numéricamente.

#### 3.1 Fuerza de anclaje

En el caso de muros de contención anclados, esta fuerza se considera en los cálculos en la revisión de los diferentes métodos que analizan la falla en el plano de deslizamiento. El anclaje, el cual transmite esta fuerza, trabaja como soporte del muro de contención.

La magnitud de la fuerza que debe ser transmitida por el ancla es un parámetro que ingresa el ingeniero calculista. Esta debe ser incluida en los diagramas de fuerzas de cada método.

La fuerza con la que trabaja el anclaje tiene una estrecha relación con el empuje de tierra. El pretensado de este induce una redistribución y concentración del empuje activo, cambiando la disposición de los esfuerzos que actúan contra el muro de contención. Ya que cambios en la magnitud y la forma de la distribución de los empujes puede producir diferencias importantes en los resultados, es de valor la consideración siguiente para la revisión de los diferentes métodos:

 se logra un pretensado del anclaje de al menos 80% respecto de la fuerza calculada del empuje, se considera actúa un empuje activo normal contra el muro. Si el pretensado alcanza un 100% o más de la fuerza del empuje de tierra que presiona contra el muro, se considera un empuje activo mayorado.

#### 3.2 Fuerza por peso del cuerpo a deslizar

El peso del cuerpo de tierra que se considera en los cálculos corresponde a la porción de suelo limitada en la izquierda por el muro de contención, en la parte superior por la superficie del suelo, a la derecha por una superficie con origen en el punto central del anclaje y final en la superficie del suelo, y en la parte inferior por el plano de deslizamiento en la cual se produce la falla, la cual corre en forma diagonal ascendente desde el pie del muro de contención hasta el punto central del anclaje.

Este cuerpo se esquematiza en el cuadro 3.1, el cual corresponde a un corte transversal del muro de contención y de la sección del suelo involucrada en la falla. En la figura, el límite del cuerpo se designa con ABCD.

Este cuerpo se considera de forma igual para todos los métodos analizados.



Weißenbach, A.: Baugruben Teil II

Cuadro 3.1: Delimitación del cuerpo a deslizar

#### 3.3 Sobrecargas

En una obra, los muros de contención en excavaciones reciben diferentes tipos de solicitaciones, las cuales son normalmente esporádicas, pero que ponen en peligro la seguridad de la obra. Las solicitaciones a las cuales se hace referencia en este punto, comprende a todas aquellas que provienen de la superficie de la obra. Aquellas solicitaciones son definidas como sobrecargas y para estas consideramos por ejemplo el tráfico, materiales de construcción, maquinaria de construcción, las cuales son las sobrecargas con mayor relevancia y que con más frecuencia se encuentran en una obra.

La información inexacta que se tiene de las sobrecargas para cada caso en particular, deriva a la consideración para los cálculos de una sobrecarga hipotética distribuida en la superficie igual a  $p = 10 [kN/m^2]$ . La sobrecarga puede ser considerada a su vez como una sobrecarga mayorada sobre una superficie de acción reducida, lo cual depende únicamente de las disposiciones que haga al caso cada método. En este caso la sobrecarga se considera igual a  $p = 150 [kN/m^2]$ .

#### 3.4 Angulo de fricción interna y cohesión

Estas dos propiedades corresponden a características específicas de suelos cohesivos. En el caso que exista este tipo de suelos, es necesario considerar estas propiedades en el desarrollo de los cálculos.

La cohesión es la responsable que en el caso de suelos finos, las partículas tiendan a estar unidas entre sí. En el estudio que se realiza en este trabajo, al aislar la sección del suelo involucrada en la falla y se observa como cuerpo libre, la cohesión se esquematiza con una fuerza que actúa en toda la superficie del plano de falla en sentido contrario al movimiento en que se desplazaría el mecanismo de falla, es decir, actúa reforzando la seguridad del sistema.

En el caso del ángulo de fricción interna, este se considera, junto con la cohesión del suelo, en la obtención de los empujes de tierra. Estas propiedades del suelo son una interpretación numérica de la forma en que se comporta este ante las distintas solicitaciones a las que se podría ver afectado, esto se refiere tanto a solicitaciones internas como externas.

Así como estas propiedades modifican los valores de los empujes de tierra, en el caso de que exista cohesión, el empuje activo se ve minorado en su magnitud. En el caso del

empuje pasivo, el comportamiento de este es contrario, en la magnitud de este se produce un incremento.

En el cuadro 3.2 se muestra el desarrollo grafico (Weißenbach, A.: Baugruben Teil II, 1985) de las fuerzas involucradas en el análisis del empuje activo en el caso de suelos cohesivos.



Weißenbach, A.: Baugruben Teil II

Cuadro 3.2: Fuerzas involucradas en suelos cohesivos

La fuerza K (fuerza cohesiva) se obtiene de la ecuación

$$K = c * l_K = \frac{c * h}{\sin \theta}$$
(3.01)

#### 3.5 Empujes de tierra

#### 3.5.1 Bases de la teoria

Los primeros cálculos de los empujes de tierra provienen de la teoría de los empujes de tierra elaborada por Coulomb (1776). En la forma ampliada conocida actualmente de Müller-Breslau, esta también es aplicable a diferentes configuraciones geométricas.

La resolución del empuje de tierra sobre muros de contención es un problema estáticamente inexacto. La magnitud del empuje de tierra depende en gran medida, de cómo y cuanto se puede mover el muro en el proceso de excavación (Spundwand-Handbuch Teil 1, 1986). La inexactitud mencionada anteriormente puede resolverse cuando la deformación, o bien el movimiento del muro y del suelo, son conocidos o pueden ser adoptados como conocidos.

Esto es una condición imprescindible en el origen del deslizamiento de tierra y también para la completa formación de las fuerzas cortantes en el plano de falla.

Por regla general, el empuje activo  $E_a$  es menor que la presión de tierra en reposo  $E_0$ , esto ya que en la practica no es posible mantener los muros de una excavación libre de movimientos y deformaciones. En el caso que se produzcan movimientos pequeños de la pared (Weißenbach, Baugruben Teil II, 1985), en el plano en el cual se produce la falla, las fuerzas cortantes no alcanzan a desarrollarse completamente y el empuje real que actúa es mayor al empuje obtenido según la teoría por deslizamientos.

# 3.5.2 Influencia del movimiento del muro sobre la distribución del empuje

#### 3.5.2.1 Empuje activo

#### Muro no apoyado

La distribución del empuje a considerar en los cálculos en el caso de excavaciones es un parámetro a determinar antes de comenzar con ellos. En el caso de muros de contención no anclados se considera una distribución del empuje en forma triangular. En caso contrario, en el que los muros estén anclados al suelo, la distribución del empuje toma un valor constante en la altura libre del muro. En la mitad superior del muro esta distribución es mayor que en la mitad inferior de este. El análisis muestra lo siguiente:

El suelo al ser observado como un cuerpo de tierra esta compuesto por una infinidad de partículas que descansan unas al lado de otras. Bajo condiciones normales, cuando el suelo no ha sido perturbado, estas partículas se encuentran bajo presión en sus tres ejes principales. Por sobre y bajo estas, se ven afectadas por la acción del peso mismo del suelo y de los lados, existe la permanente acción de la presión de tierra en reposo. El estado de las tensiones del suelo que lo mantienen en su forma sigue los principios de las leyes de elasticidad de los suelos. Cuando se produce un cambio del estado elástico al estado plástico del suelo, etapa en el cual se origina el deslizamiento en el plano de falla, el análisis orienta la teoría de Coulomb como un caso especial de la teoría plástica de los suelos. El análisis de estos principios mencionados arriba, concluye con un movimiento del muro. En el caso de que el muro se mueva, por el deslizamiento que se genera en el plano de falla entre las partículas del suelo, aparece una fuerza cortante en el suelo que se opone al movimiento.



Weißenbach, A.: Baugruben Teil II

# Cuadro 3.3: Cambio en el estado de tensiones entre el estado elástico y el plástico

Cuando se analiza la relación entre el estado de tensiones y el estado de deformaciones, se puede interpretar un movimiento en el equilibrio de fuerzas. La tensión principal  $\sigma_{I}$  se mantiene constante mientras que la tensión horizontal  $\sigma_{III}$  se ve reducida en su valor.

$$\sigma_{I} = \gamma * h \qquad \text{y} \qquad \sigma_{III} = K_0 * \gamma * h \qquad (3.02-.03)$$

El cambio que experimenta el equilibrio de fuerzas, corresponde básicamente al cambio hacia un estado de fluencia del suelo, que es explicado por los principios de plasticidad de estos. La tensión principal  $\sigma_l$  del suelo, la cual en este caso corresponde solo a la producida por el peso propio de este, se mantiene constante en el tiempo. Mientras la partícula de suelo se encuentre en el estado elástico, la responsable de esta constancia es la constante de dilatación del suelo. En el caso de la tensión horizontal del suelo, el comportamiento es diferente, esta experimenta una reducción en el valor del coeficiente de presión de tierra de K<sub>0</sub> a K<sub>a</sub>.

La tensión horizontal del suelo queda finalmente regida por:

$$\sigma_{III} = K_a * \gamma * h \tag{3.04}$$

Esta es la argumentación del mecanismo de falla de una partícula aislada de suelo. Ahora bien, si el criterio en el cual se basa la argumentación antes señalada, se utiliza ampliando de una partícula a una superficie, se obtiene la explicación de cómo se origina el deslizamiento del cuerpo de tierra sobre el plano de falla.

Con la respectiva disminución de la tensión  $\sigma_{III}$  de una partícula de suelo, existe una tendencia que tanto para el estado elástico como para el estado plástico esta orientada a la expansión. La unión de la superficie de deslizamiento dentro de cada partícula con la respectiva expansión del cuerpo de tierra, resulta en una superficie continua de deslizamiento en el suelo.

Cuando se analiza el caso de deslizamiento de suelo en torno al pie del muro, se obtiene para ese punto un valor de expansión del suelo igual a cero. Cuanto mayor sea la expansión de las diferentes capas del suelo, tanto mayor también será el movimiento lateral del muro. Esto, mas la rigidez y continuidad misma del muro, concluyen con un desplazamiento lateral máximo de este en su parte superior.

#### Muro anclado

La distribución del empuje activo producido por el peso propio del suelo depende del soporte del muro. En el análisis del empuje activo para el caso de muros anclados bajo solicitaciones normales de construcción, en los cálculos se considera una distribución preestablecida del empuje de tierra.

Tras una serie de ensayos empíricos realizados a muros con anclajes, se obtuvieron diferentes distribuciones de empujes de tierra, las cuales se aproximan bastante a la interacción real entre suelo y muro.

Para el análisis del empuje activo de tierra en el caso de muros con anclajes existen ciertas consideraciones a respetar. La distribución de este se dispone en dos tramos similares en la sección libre del muro –considerando sección libre como la altura H del muro, sin tomar en cuenta la profundidad empotrada en el suelo-, en los cuales estas son constantes pero diferentes entre si. La magnitud y distribución del empuje depende en gran medida del pretensado al cual sea sometido el anclaje al ser instalado. La acción del empuje se concentra en la sección en la que se encuentra el elemento de sujeción. El resto del muro percibe una descarga de esfuerzos debido a la redistribución de estos. La acumulación de empuje que se produce en este lugar es mayor para anclajes rígidos que en el caso de los que tienden a ceder. En el caso de muros con un solo nivel de anclajes, estos presentan una mejor respuesta de trabajo cuando son rígidos y están dispuestos en el cuarto superior de la altura del muro. Con este ordenamiento se obtiene una acumulación de las cargas en la sección superior del muro. (Spundwand-Handbuch Teil 1, 1986).

Según las recomendaciones de la EAB para la magnitud de la distribución del empuje en muros anclados (EB 42), se tiene lo siguiente:

 Por lo general, para obtener un esquema de distribución de empuje de tierra, tomando en cuenta la consideración de que en el suelo involucrado en la falla actúa un empuje activo normal, el anclaje debe estar pretensado con al menos un 80% de las fuerzas calculadas que actúan en las diferentes etapas de construcción. Para considerar la acción de un empuje activo mayorado, el pretensado debe ser del 100% de los esfuerzos máximos calculados para las diferentes etapas de construcción. La recomendación sobre la distribución del empuje arriba mencionada, se considera siempre cuando:

- La influencia de los esfuerzos que se propagan a las superficies aledañas no deterioran construcciones colindantes.
- Cuando no existe una sobre exigencia de la excavación en cuestión.

En el caso que no se cumplan los puntos anteriormente mencionados, el pretensado debe efectuarse considerando las fuerzas que existan en la etapa de construcción posterior a la etapa del armado de los elementos de anclaje, con un posterior pretensado en las respectivas etapas que las sucedan.

#### Desarrollo del empuje activo

El desarrollo del empuje activo proviene originalmente de la teoría Coulombniana de empuje de tierra por deslizamiento de superficies. Trabajado luego por Müller-Breslau, se tiene una solución que permite el cálculo del empuje activo en casos con inclinación tanto del muro como de la superficie del suelo.

Esquemáticamente se representan las fuerzas consideradas en el desarrollo del empuje activo.



Weißenbach, A.: Baugruben Teil II

Cuadro 3.4: Fuerzas a considerar en el empuje activo

En estas líneas se muestra la forma general del cálculo del empuje de tierra, la cual se desarrolla en forma mas detallada en el anexo B.

La forma básica del desarrollo del empuje proviene de

$$E_{ag} = \frac{1}{2} * \gamma * K_a * h^2$$
(3.05)

Para un muro de contención vertical con una superficie de suelo horizontal, los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  son igual a cero.

En el caso de este trabajo se cumple

$$\begin{aligned} \alpha &= 0\\ \beta &= 0 \end{aligned} \tag{3.06}$$

y del anexo B (B.08) resulta

$$K_{ag} = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta_a) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi)}{\cos(\delta_a)}}\right]^2}$$
(3.07)

Para una mejor interpretación de la forma en que actúa el empuje, este puede ser expresado en una componente horizontal y otra vertical. En este caso resulta en la forma

$$E_{agh} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{ah} * h^{2}$$

$$E_{agv} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{av} * h^{2}$$
(3.08 a-b)

Se deriva el empuje horizontal mostrado en (3.8 a) y se obtiene el valor del empuje por unidad de longitud,

$$e_{agh} = \gamma * K_{ah} * h \tag{3.09 a-b}$$

Ahora bien, si se considera la influencia de la cohesión en la obtención del empuje activo, este queda como

$$E_{agk} = \frac{1}{2} * \left( \gamma * K_{agk} * h - c_k * K_{ack} \right) * h$$
(3.10)

el cual se considera como empuje activo resultante [8].

#### 3.5.2.2 Presión de tierra en reposo

El empuje activo resulta de un movimiento del cuerpo de tierra relativo al suelo. Los esfuerzos cortantes se activan con el movimiento del suelo, lo que significa, con la fluencia de este en el plano de deslizamiento cuando aun se encuentra en el estado elástico o justo en el cambio del estado elástico al plástico. Si el cuerpo no alcanza este cambio de estado, el cuerpo mantiene las propiedades elásticas propias de el. En el caso de que el cuerpo de tierra se desplace pero no alcance la fluencia, actúa un empuje mayor al calculado según la teoría por deslizamiento de superficies. Ahora bien, se impiden los desplazamientos del suelo, el peso propio del suelo origina el empuje de tierra en reposo

$$E_{0gh} = \frac{1}{2} * \gamma * K_0 * h^2$$
(3.11)

donde la magnitud de este empuje se encuentra regido por las propiedades elásticas del suelo.

#### 3.5.2.3 Empuje pasivo

La base del desarrollo del empuje pasivo proviene al igual que el empuje activo de la teoría Coulombniana. La acción de esta, al contrario del empuje activo, tiene un sentido que se opone al deslizamiento del cuerpo de tierra. Esta fuerza actúa en el lado contrario del muro, es decir, es una respuesta del suelo que es presionado con el deslizamiento del suelo-muro. Acá no se busca encontrar la superficie de deslizamiento para la cual el valor del empuje sea máximo, sino la posible superficie de deslizamiento

para el cual el empuje pasivo sea mínimo. Esto se explica con que hay que encontrar los valores limites con los que se produzca o bien controle aun este movimiento.

En otras palabras, se busca encontrar los valores limites para los cuales se produce la falla por deslizamiento. Esto rige y corresponde al caso en particular analizado en este trabajo.

#### Desarrollo del empuje pasivo

Arriba mencionado, el desarrollo del empuje pasivo proviene básicamente del mismo principio que el empuje activo.

Una simplificación de la acción del empuje pasivo se muestra en el cuadro 3.5.



Weißenbach, A.: Baugruben Teil II

Cuadro 3.5: Fuerzas a considerar en el empuje pasivo

De la forma simple del empuje pasivo se tiene

$$E_{pg} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{pg} * h^2$$
(3.12)

para la cual según el estado que se esta analizando en este trabajo, se considera una inclinación del muro y una pendiente del suelo igual a cero. Del anexo B (B.20), se tiene:

$$K_{pg} = K_{pg} * i_{pg} * g_{pg} * t_{pg}$$
(3.13)

Si (3.12) se presenta en la forma descompuesta en una componente horizontal y otra vertical, aparece  $E_{pgh}$  y  $E_{pgv}$  como

$$E_{pgh} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{ph} * h^{2}$$

$$E_{pgv} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{pv} * h^{2}$$
(3.14 a-b)

A partir de esto, al derivar el empuje horizontal se obtiene la coordenada horizontal del esfuerzo en el suelo por unidad de longitud

$$e_{pgh} = K_{ph} * \gamma * h \tag{3.15}$$

El caso del empuje pasivo de tierra también se ve modificado por la propiedad cohesiva de los suelos. La acción de la cohesión afecta a la fuerza mayorando el empuje pasivo [8].

Con esto, la resultante del empuje pasivo resulta

$$E_{pghc} = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * K_{pgh} + c_k * h * K_{pch}$$
(3.16)

# 4 Concepto de seguridad en el plano de falla

Para probar la estabilidad en este tipo de construcciones existen variadas metodologías que pueden ser revisadas, de las cuales al menos una debe ser escogida y revisada satisfactoriamente. Al momento de los cálculos, al tener que escoger entre cual de estos métodos elegir, está la incertidumbre de cual es el mas indicado para ese caso en particular, ya que cada uno de estos métodos entrega resultados diferentes bajo condiciones similares. La elección del método se encuentra final- y únicamente en las manos del ingeniero calculista que realice los respectivos cálculos. Con motivo de la discrepancia entre los diferentes resultados, debe ser escogido aquel método, que para las características específicas del caso a analizar, cumpla con los conceptos de seguridad y a su vez sea el más conveniente en términos económicos.

Para una mejor comprensión de la revisión del concepto de seguridad por los distintos métodos, se plantea una explicación del Instituto Alemán de Normalización (DIN) ante la revisión de este concepto.

La norma vigente ante el concepto de seguridad (DIN 1054:2005-01) comprendida en el presente trabajo, considera:

 Para muros de contención anclados debe revisarse y verificarse bajo el estado de carga GZ 1B, que los anclaje sean escogidos con el largo suficiente. Esto ocurre, cuando tras un giro del muro en torno a un punto profundo de este, el respectivo cuerpo de tierra que se comprende amarra el anclaje no debe poder deslizarse. Detalles del procedimiento para la revisión del concepto de seguridad ante la falla por deslizamiento en el plano de falla, deben verse en las recomendaciones planteadas por la EAU y la EAB.

Según el procedimiento recomendado por el método de la EAB (EB 44), por regla general debe verificarse la estabilidad de muros de contención anclados ante la falla por deslizamiento en el plano de falla. Este procedimiento sirve en primera línea para la obtención del largo requerido de anclaje. Se parte de la suposición que el anclaje se mueve junto con el cuerpo de tierra, lo cual conlleva a un giro del muro hacia la excavación. En el análisis, en primer lugar debe escogerse un largo de anclaje y posteriormente efectuar la verificación de la estabilidad en la que se encuentra el sistema.

Existen variadas recomendaciones provenientes de los diversos círculos vinculados con la construcción, círculos que están estrechamente vinculados y especializados con el tema, las cuales si, entregan resultados diferentes entre si. Las recomendaciones utilizadas en este trabajo están dentro de las más utilizadas en la actualidad.

Cuando se consideran las diferentes recomendaciones de la EAB y de la EAU, existen tres métodos diferentes con los cuales se puede revisar el concepto de seguridad ante la falla por deslizamiento en el plano de falla. Los tres adoptaron la simplificación del procedimiento planteada por Kranz. En la realidad, la falla por deslizamiento se origina a través de una superficie curvada, la cual tras la simplificación se aproxima a una superficie plana. Todos los procedimientos se basan en los mismos principios, los cuales son revisados considerando la acción de un empuje activo mayorado.

### 4.1 Procedimiento segun "Geotechnik im Bauwesen" (GiB)

Recomendación realizada por el instituto de Geotecnia de la Universidad RWTH-Aachen ante la falla por deslizamiento en el plano de falla. Este método analiza el deslizamiento de un cuerpo de tierra sobre la fuga profunda contenido por un muro de contención anclado, el cual sirve en primera línea para la obtención del largo necesario de anclaje del muro (DIN 1054: 12-2000) para impedir esta falla. El desarrollo de este método considera las recomendaciones de la EAU, de la EAB y de la normativa DIN 1054, las cuales realizan un análisis propio y distinto entre si ante esta falla. Ahora bien, según el procedimiento propuesto por el departamento de Geotecnia, se incorporan consideraciones particulares y propias de este método.

Se considera la recomendación planteada por Kranz respecto a la superficie de deslizamiento. En el análisis se considera el cuerpo de tierra a fallar, el anclaje y muro de contención como un cuerpo libre entero. Esto concluye con que la fuerza de anclaje y el empuje activo generado por el suelo, no se consideran en el análisis grafico del diagrama de fuerzas. En vez de estas fuerzas, aparece una fuerza B<sub>k</sub> frente al pie del muro que entrega el equilibrio al mecanismo.

El procedimiento considera un estado de carga GZ 1B, lo que significa que las fuerzas que actúan en el mecanismo de falla deberán ser evaluadas con sus valores característicos. La base del método considera una fuerza  $B_k$  que actúa en la cara pasiva del pie del muro, la cual debe ser comparada con el empuje pasivo que actúa en el mismo lugar.

Es la reacción del suelo B<sub>hd</sub> menor o igual que el empuje pasivo E<sub>phd</sub>,

$$B_{hd} \le E_{phd} \tag{4.01}$$

y los requisitos del procedimiento quedan cubiertos satisfactoriamente.

El valor  $B_{hd}$  se obtiene del valor  $B_{hk}$ , luego que a este se le apliquen los parámetros de reducción del nuevo concepto de seguridad parcial.

B<sub>hk</sub> se considera como una fuerza resultante que actúa en el suelo, la cual se obtiene de una suma de momentos en el muro, aplicada en el punto en el que este está anclado al suelo. Consideraciones esquemáticas del método,



Geotechnik im Bauwesen, RWTH-Aachen

Cuadro 4.1: Esquema grafico según el procedimiento de G.i.B

Al efectuar la comparación entre la fuerza resultante  $B_k$  en la base del muro y el empuje pasivo de tierra  $E_{pk}$ , observamos que estos se ven modificados por los parámetros de los nuevos conceptos parciales de seguridad. En el caso del empuje pasivo, este se ve reducido de su valor característico quedando como:

$$E_{phd} = \frac{E_{phk}}{\gamma_{Ep}}$$
(4.02)

En el caso de la fuerza que se compara con el empuje pasivo de tierra, la cual es una fuerza resultante que refleja la influencia de todas las demás fuerzas involucradas en el sistema en el punto donde actúa el empuje, presenta un mayoramiento tras ser aplicados los parámetros de seguridad parcial. Esta resultante se divide en dos

componentes. Una de ellas corresponde a la componente afectada por solicitaciones permanentes y la otra corresponde a la componente afectada por solicitaciones esporádicas.

$$B_{Ghk} * \gamma_G + B_{Qhk} * \gamma_Q \le \frac{E_{phk}}{\gamma_{Ep}}$$
(4.03)

### 4.2 Procedimiento según EAU, 9° edición

Para la verificación de la estabilidad de muros de contención anclados, es posible seguir el procedimiento recomendado en por 9° edición de la EAU.

Se considera la simplificación planteada por Kranz, aplicándose al igual que en el método planteado en 4.1 un corte en la cara pasiva del muro. Eso significa que, el muro se considera como parte del cuerpo de tierra involucrado en la falla. Según este procedimiento la fuerza del anclaje no se considera en el diagrama de fuerzas, al igual que el empuje activo generado por el cuerpo de tierra.

En el cuadro esquemático 4.2 se muestran las fuerzas consideradas por este método.



EAU, 9° edición

#### Cuadro 4.2: Recomendación E10 – EAU, 9. Edición- ante falla por deslizamiento

En este procedimiento, al igual que en los otros planteados en este trabajo, el cuerpo de tierra, al deslizar, provoca una reacción del suelo considerada como un empuje mayorado de tierra.

Todas las fuerzas son conocidas en magnitud y dirección. Estas se dividen en actuantes y de oposición. Una de ellas, la fuerza resultante del suelo que actúa en la fuga, tiene un valor variable. Este depende de las solicitaciones a las cuales se encuentra sometido el sistema.

Este procedimiento considera un estado de carga GZ 1C para los cálculos.

Estas fuerzas se clasifican en dos grupos. En el primero, aquellas conocidas y calculadas directamente y en el segundo, la fuerza resultante  $Q_1$  y la fuerza suplementaria  $\Delta T$ , las cuales actúan en la fuga profunda.

De las fuerzas a calcular:

- G<sub>1</sub> Peso total del cuerpo involucrado en la falla.
- E<sub>1</sub> Empuje activo que actúa sobre el muro considerado con sobrecarga en la superficie.
- E<sub>p</sub> Empuje pasivo como respuesta del movimiento del muro.

De las fuerzas que aparecen como reacción del sistema:

- Q<sub>1</sub> Fuerza resultante del suelo en función de φ que actúa en la fuga profunda. La magnitud resulta del diagrama de fuerzas.
- ΔT Fuerza de respuesta que refleja el estado de cargas en el plano de deslizamiento y muestra el grado de seguridad del sistema.

Este procedimiento se basa en el desarrollo de una solución grafica del problema. El método puede ser utilizado bajo diferentes condiciones, tanto de suelo como de elementos externos. Eso significa por ejemplo condiciones como situaciones con existencia de napa freática o también fuerzas adicionales externas que deban ser consideradas en el diagrama de fuerzas en circunstancias específicas.

En el caso de las fuerzas que se consideran como conocidas, de estas se conoce el sentido en el que actúan y la respectiva magnitud. Para la fuerza resultante  $Q_1$  que actúa en el plano de falla, se conoce el ángulo  $\phi$  que determina su dirección pero no su

magnitud. La orientación de la fuerza se determina a partir de la normal del plano de deslizamiento, la cual se inclina con el ángulo  $\varphi$  en dirección al muro.

La fuerza determinante designada con  $\Delta T$ , tiene una magnitud que en la etapa anterior al desarrollo grafico también es desconocida.

En el caso de esta fuerza al igual que para la fuerza Q<sub>1</sub>, se conoce la dirección y sentido en la que actúan, pero las magnitudes deben extraerse del planteamiento grafico de las fuerzas.

Con otras palabras, para cerrar el diagrama de fuerzas, se introduce una fuerza suplementaria  $\Delta T$  en el sistema para mantener el equilibrio.

El sentido de esta está establecido, se mueve paralela a la fuga profunda. Si el valor que resulta es  $\Delta T \ge 0$ , se tiene un sistema con la seguridad suficiente ante el mecanismo de falla en estudio. Ahora bien, es  $\Delta T < 0$  y la condición no se cumple, no existe la seguridad suficiente ante la falla por deslizamiento en la fuga profunda. En ese caso un nuevo largo de anclaje debe ser escogido.

# 4.3 Procedimiento segun EAU, 10° edicion

Según las recomendaciones del comité de trabajo "Ufereinfassungen"(EAU, 10° edición), se tiene:

En el caso de este segundo procedimiento planteado por la EAU, presenta consideraciones similares respecto a la geometría del sistema en relación a los otros métodos planteados. Esto significa, el peso del cuerpo de tierra que se considera va a deslizar es el mismo que en los demás procedimientos presentados en este trabajo. Una diferencia entre este procedimiento y el planteado por la 9° edición, es que según este, debe realizarse un corte de la sección en la cara activa del muro. Esto significa, el muro queda libre en el análisis de las fuerzas, es decir, no es considerado en el diagrama de fuerzas.

Este procedimiento tiene como objetivo asegurar la estabilidad del sistema y encontrar el largo requerido de anclaje necesario para cada caso en particular.

La geometría del sistema se apoya de la simplificación planteada por Kranz, la cual se muestra en el cuadro 2.3.


Cuadro 4.3: Recomendación E 10 – EAU, 10. Edición- ante falla por deslizamiento

Las fuerzas comprometidas en este procedimiento son consideradas en forma similar a la recomendación E10 (9° edición) de la EAU, con la particular diferencia que según este procedimiento es necesario considerar la fuerza de anclaje y el empuje activo generado por el cuerpo a deslizar, en el diagrama de fuerzas. La acción de estas fuerzas aparece con el corte en la cara activa del muro. El empuje activo que presiona contra el muro entra en el diagrama de fuerzas y es designado con  $E_{a2k}$ . Las fuerzas consideradas por este procedimiento ingresan con sus valores característicos en los cálculos.

La EAU (E10, 10° edición) especifica, que para el análisis de la fuerza característica de anclaje, la acción de las solicitaciones permanentes A<sub>Gk</sub> y la acción de las solicitaciones esporádicas A<sub>Qk</sub>, deben ser separadas. El análisis debe efectuarse tanto para solicitaciones permanentes como para solicitaciones permanentes y esporádicas. Para ello, las solicitaciones esporádicas deben contemplar el caso más desfavorable.

La fuerza de anclaje debe cumplir ciertos requisitos para que quede cubierta la condición de estabilidad del sistema.

$$A_{Gk} * \gamma_G \le \frac{Am\ddot{o}glk}{\gamma_{Ep}}$$
(4.04)

donde A<sub>möglk</sub> se compara en este caso ante cargas permanentes. Luego

$$A_{Gk} * \gamma_G + A_{Qk} * \gamma_Q \le \frac{Am\ddot{o}glk}{\gamma_{Ep}}$$
(4.05)

de donde  $A_{moglk}$  es comparado con las respectivas partes de cargas permanentes y de cargas esporádicas. Los parámetros que aparecen en la ecuación 4.04 y 4.05 corresponden a los parámetros de seguridad parcial designados por la DIN 1054.

- γ<sub>G</sub> parámetro de seguridad parcial para solicitaciones permanentes
- γ<sub>Q</sub> parámetro de seguridad parcial para solicitaciones esporádicas
- γ<sub>Ep</sub> parámetro de seguridad parcial para empuje pasivo

El método considera un mecanismo originado por la fuerza que transmite el anclaje al suelo. Esta amarra comprimiendo un cuerpo de tierra con proporciones significativas que al fallar, presiona contra el muro forzándolo al giro en torno a un punto profundo de este.

El cuerpo de tierra que actúa en la falla se muestra en el cuadro 3.1. La frontera esta conformada por el muro, la fuga profunda, la superficie de la pared del anclaje y la superficie del suelo. A<sub>möglk</sub> corresponde a la fuerza característica del anclaje, la cual se obtiene bajo el máximo aprovechamiento admisible de las fuerzas cortantes del suelo.

### 4.4 Procedimiento segun DIN 1054: 12-2000

Este procedimiento fue establecido por la normativa DIN y plantea el análisis del largo requerido de anclaje para muros de contención anclados. Su utilización en este trabajo comprende la verificación de la eficiencia del procedimiento.

Este método se basa en una cierta seguridad necesaria ante un deslizamiento del cuerpo de tierra en la fuga profunda. En el cuadro 4.4 se muestra las fuerzas actuantes consideradas por el procedimiento ante esta falla.



DIN 1054, 12-2000

Cuadro 4.4: Recomendación según DIN 1054 ante falla por deslizamiento

Las fuerzas consideradas en el cuadro 4.4 corresponden a:

- G<sub>1k</sub> Peso del muro de contencion
- G<sub>2k</sub> Peso del cuerpo de tierra a deslizar
- B<sub>hk</sub> Concentración de fuerza horizontal en la cara pasiva
- B<sub>vk</sub> Concentración de fuerza vertical en la cara pasiva
- S<sub>k</sub> Fuerza vertical de punta del muro
- C<sub>k</sub> Fuerza transversal en el pie del muro
- E<sub>a1k</sub> Empuje de tierra en la superficie de la pared del anclaje
- P<sub>k</sub> Sobrecarga en la superficie

Las fuerzas son consideradas con sus valores característicos.

La reacción característica  $R_k$  corresponde al máximo valor justo antes de que se produzca la falla por deslizamiento.

Este valor se obtiene de la fuerza de fricción interna y de la fuerza cohesiva del suelo.

$$R_k = N_k * \tan \varphi_k' + c_k' * L \tag{4.06}$$

donde los términos corresponden a:

- N<sub>k</sub> Resultante normal a la fuga
- Φ<sup>'</sup><sub>k</sub> Angulo de fricción interna del suelo
- C'<sub>k</sub> Cohesión efectiva en la fuga
- L Largo de la fuga

La carga que se compara con la reacción es designada con  $T_k$  y se separa en solicitaciones permanentes y solicitaciones esporádicas. La comparación se efectua con los valores característicos y queda como:

$$T_{Gk} * \gamma_G + T_{Qk} * \gamma_Q \le \frac{R_k}{\gamma_{Gl}}$$
(4.07)

donde

- T<sub>Gk</sub> Solicitación permanente paralela a la fuga
- γ<sub>G</sub> Parámetro de seguridad parcial para solicitaciones permanentes
- T<sub>Qk</sub> Solicitación esporádica paralela a la fuga
- γ<sub>Q</sub> Parámetro de seguridad parcial para solicitaciones esporádicas
- R<sub>k</sub> Reacción de los esfuerzos cortantes en la fuga
- γ<sub>GI</sub> Parámetro de seguridad parcial ante reacción por deslizamiento

Son las cargas menor o igual a la reacción como se muestra en (4.07) y los requisitos del procedimiento ante la falla por deslizamiento en la fuga profunda quedan cubiertos, el largo de anclaje satisface las exigencias presentes.

## 5 Revisión y valoración de las diferentes metodologías

Como ya se ha mencionado anteriormente, en relación a los fundamentos de los cuatro métodos que analizan la falla por deslizamiento en la fuga profunda, estos provienen de bases similares. A pesar de las similitudes que presentan los diferentes métodos, en la practica existe una carencia en la interrelación de los resultados obtenidos por los diferentes procedimientos. Esto significa, que si un cierto caso es revisado bajo condiciones similares por los cuatro diferentes métodos propuestos, se obtienen resultados que difieren entre sí.

Los primeros dos métodos propuestos en 4.1 y 4.2 respectivamente, presentan condiciones interesantes para efectuar una comparación entre ambos. La similitud que existe entre ambos métodos comprende la consideración de una fuerza suplementaria en el análisis del problema, la cual debe satisfacer las condiciones propuestas por los procedimientos para garantizar así la seguridad del sistema. Ambos métodos revisan la seguridad ante la falla considerando el muro de contención con el cuerpo a deslizar como un solo elemento, lo que deriva en la no inclusión del empuje pasivo de tierra ni de la fuerza de anclaje en los cálculos. A pesar de las variadas similitudes descritas en las líneas superiores entre ambos métodos, existe una diferencia importante que hace interesante la confrontación entre ambos.

El análisis del método propuesto en 4.2 se desarrolla bajo el estado de cargas GZ 1C, lo que implica el análisis se realiza bajo el concepto de seguridad global del sistema. En el caso del método propuesto en 4.1, este se desarrolla bajo el estado de cargas GZ 1B. Esto significa que los valores de los parámetros del estado de carga son confrontados con el valor del parámetro de la fuerza que se contrapone.

Se espera una relación en los resultados de los análisis, eso debido a las similitudes de los principios de cada método.

El método propuesto en 4.3 plantea una forma diferente de análisis del problema. Si bien parte de la misma base que los otros procedimientos, este considera un corte de la sección en la cara activa del muro de contención. Este corte deja fuera del esquema de cuerpo libre al muro de contención, lo que deriva en la consideración de las fuerzas que actúan en la cara activa del muro, las cuales corresponden a las fuerzas de anclaje y del empuje activo generado por el cuerpo a deslizar.

Con esto, ya que la acción de las fuerzas que actúan sobre el muro de contención queda establecida, permite realizar una suma de momentos para verificar parcialmente el comportamiento de este.

El procedimiento planteado por la EAB (100), considera el análisis ante la falla en forma similar a la recomendación planteada por la EAU (10° edición). Esta también propone un corte en la cara activa del muro de contención, debiendo cumplirse el requisito de

$$A_{vord} \le A_{m\ddot{o}gld} \tag{5.01}$$

donde

$$A_{m\ddot{o}gld} = \frac{A_{m\ddot{o}glk}}{\gamma_{Ep}}$$
(5.02)

con  $\gamma_{Ep}$  como parámetro de seguridad parcial para el estado de carga GZ 1B.

Se cumple satisfactoriamente el requisito arriba planteado y la seguridad del sistema queda cubierta. Una comparación de los requisitos planteados por la EAB (100) y por la EAU (10° edición), se observa que las igualdades 4.04 y 5.02 son similares.

La fuerza de anclaje  $A_{moglk}$  es una solicitación en su valor característico al igual que todas las fuerzas actuantes denominadas con una <sub>k</sub> como subíndice. En el caso de las fuerzas que presenten el subíndice <sub>d</sub>, como es el caso de la fuerza de anclaje  $A_{vorhd}$ , corresponden al grupo de las fuerzas características que han sido mayoradas mediante los parámetros de seguridad parcial.

El procedimiento propuesto en 4.4, el cual corresponde al propuesto por la DIN 1054, enfoca el análisis ante la falla revisando la seguridad ante deslizamiento en la fuga profunda. Este método considera al igual que en los métodos 4.1 y 4.2, al muro de contención y al cuerpo de tierra a deslizar como un solo elemento. A su vez las fuerzas se consideran con sus valores característicos.

La EAB (3° edición) considera el análisis ante la falla por deslizamiento en la fuga profunda con el sistema global de seguridad. El requisito que plantea debe cumplirse para asegurar la estabilidad del sistema, está en que la máxima fuerza posible de anclaje sea por lo menos 1,5 veces la fuerza existente de anclaje. La relación se muestra a continuación en (5.03).

$$A_{vorhk} \le \frac{A_{m\ddot{o}glk}}{\eta_p}$$
(5.03)

 $con \eta_p = 1,50$ 

Como se aprecia, el valor  $\eta_p$  corresponde al parámetro antiguamente utilizado bajo el concepto de seguridad global.

En la EAB (100) ya se encuentran los parametros de seguridad del nuevo concepto parcial. De las igualdades (4.08) y (4.09) se tiene:

$$A_{vorhk} * \gamma_g \le \frac{A_{m \ddot{o} g l k}}{\gamma_{Ep}}$$
(5.04)

de donde

$$A_{vorhk} \le \frac{A_{m\ddot{o}glk}}{\gamma_{Ep} * \gamma_G}$$
(5.05)

con  $\gamma_G$  = 1,56, como parámetro actualmente vigente bajo el concepto de seguridad parcial. Criterio utilizado por la DIN 1054: 01-2005 y por la EAU (10° edición).

## 6 Calculos y Resultados

### 6.1 Introducción a los calculos

Para el apoyo de muros de contención existen diferentes elementos a disposición para proporcionar una mayor y mejor estabilidad del sistema. En el ámbito teórico concerniente a muros de contención anclados, es frecuente observar la utilización de una placa de anclaje como elemento de sujeción. En el análisis realizado en este trabajo, el elemento de anclaje se considera como un ancla introducida por punzonamiento en el suelo. Con esto, la superficie donde actúa la hipotética placa de anclaje, se continúa considerando, ahora actuando en el centro del elemento de sujeción. Como consecuencia de la utilización de un anclaje como elemento de sujeción de un muro de contención, el cuerpo de tierra amarrado por el anclaje falla deslizándose y presionando contra el muro de contención. Este cuerpo de tierra desliza por una fuga profunda la cual une el pie del muro con el que se considera punto de aplicación del anclaje, el cual corresponde al centro de este.

Relacionando casos generales con este trabajo, en la práctica existen variadas condiciones o estados del suelo en los que debe ser revisada la estabilidad del sistema de contención ante la falla en la fuga profunda. Algunos de estos estados es importante sean revisados ya que podrían presentar condiciones extremadamente desfavorables, reduciendo o hasta eliminando la seguridad mínima que este tipo de construcciones deben brindar. Ejemplos de estados o condiciones desfavorables en suelos encontramos por ejemplo en suelos con presencia de napa de agua subterránea, cuando en el suelo existen estratos con propiedades diferentes o en el caso que existan variados niveles de anclajes. En fin, existen un sinfín de combinaciones posibles que extreman la seguridad de este tipo de construcciones, de las cuales se extraerán las que se consideren se presentan con mayor frecuencia en la realidad y que sean a su vez de interés para ser analizadas.

A continuación se plantean las condiciones de borde del problema, las cuales serán analizadas en forma individual por los distintos procedimientos planteados en 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4.

### 6.2 Condiciones de borde

Para extraer conclusiones integras, las propiedades del suelo y las características de la construcción fueron discutidas en forma anticipada. En el presente trabajo se limita el problema considerando un solo nivel de anclajes en el sistema. El suelo considerado tiene las características de un suelo natural no compactado y el muro corresponde a un muro de contención vertical.

Las condiciones de borde fueron acordadas en conjunto con el profesor guía y presentadas en las líneas inferiores.

Para el análisis valen las siguientes condiciones:

- H = 6 m
- ε = 15°
- h<sub>k</sub> = 1 m
- t =  $t_{erf}$
- Anclaje pretensado

La disposición grafica de los datos de entrada en el sistema a analizar se muestran en el cuadro 6.1.



Fuente propia

#### Cuadro 6.1: Representación grafica de los datos de entrada

Estos datos corresponden a la base de la configuración de la geometría del problema. Para los casos en que el análisis contemple condiciones diferentes, aquellos datos que varíen serán planteados en el punto en el que cada estado se detalla en forma individual.

Alguno de los puntos c), d), g), h), i), y j) puede ser eventualmente eliminado luego del análisis de los puntos a) y b), lo cual depende de los resultados obtenidos de estos.

- análisis de un estrato de suelo de tipo no cohesivo.
   Las propiedades del suelo corresponden al valor medio de los parámetros que entrega la DIN 1055, Hoja No 2 de la nueva edición. Los valores se muestran en la tabla 6.1.
- b) análisis de un estrato de suelo cohesivo. Las propiedades se obtuvieron de la misma fuente que para los valores de suelo no cohesivo, los cuales se muestran en la tabla 6.1.

Las propiedades del suelo que se consideraran para el análisis de los estados indicados a continuación dependen del análisis de los puntos a) y b), de entre los cuales se optará por el caso que presente la condición más desfavorable luego de obtenidos sus resultados.

c) Subsuelo estratificado.

En este punto se evaluaran los datos del suelo del caso más desfavorable entre a) y b) directamente sobre la fuga de deslizamiento. Esto comprende una profundidad considerada desde donde esta situado el anclaje hasta por lo menos el pie del muro. El estrato superior se considerara con las propiedades del otro suelo desde una profundidad cero, es decir la superficie del suelo, hasta una profundidad donde yace el anclaje.

d) Con presencia de napa freática.

Corresponde al único estado que considera presencia de agua. Se considera el agua se encuentra a una profundidad de 2 [m]. En el lado de la excavación el nivel del agua se encuentra en el sello de la excavación. Se considera de esta forma ya que así representa un estado más desfavorable.

En el análisis de los estados [e], [f], [g], [h], [i] y [j] se considera una profundidad t de empotramiento del muro que proviene del calculo estático realizado bajo el estado de carga GZ 1B. Se escoge y mantiene como constante esta profundidad para analizar únicamente los anclajes y el comportamiento de los diferentes métodos con respecto a estos, reduciendo así variables que modifiquen los resultados.

- e) Analisis donde:
  - ε = 0°
  - t = constante
- f) Analisis donde:
  - ε = 30°
  - t = constante

Un anclaje normalmente se introduce en el suelo con una inclinación bajo la horizontal de entre 10° y 15° grados. En e) y f) se busca realizar una comparación entre ambos estados por los diferentes métodos, revisándolos bajo inclinaciones extremas de 0° y 30°.

- g) Analisis donde:
  - Anclaje pretensado
  - t = constante
- h) Analisis donde.
  - Anclaje no pretensado
  - t = constante

En los estados g) y h) se busca una comparación de estos bajo los cambios realizados a la tensión inicial del anclaje. Los datos de entrada se mantienen iguales para ambos casos. Una única diferencia introducida acá, corresponde a que en g) el análisis se realiza para un anclaje pretensado y en el caso de h), comprende un anclaje normal no pretensado.

- i) Analisis donde:
  - Anclaje pretensado
  - h<sub>k</sub> = 0,5 m
  - $\varepsilon = 0^{\circ}$

- j) Analisis donde:
  - Anclaje pretensado
  - h<sub>k</sub> = 1,8 m
  - $\epsilon = 0^{\circ}$

Si el anclaje se encuentra entre las profundidades de 0,1\*H y 0,3\*H, la distribución superior considerada del empuje activo de tierra se mayora en un 20%. Esto refleja puntos críticos a estas profundidades, lo cual determinó la altura en la que se evalúan los diferentes procedimientos en los puntos [i] y [j].

### 6.3 Obtención de $\gamma$ , $\phi$ , C y t

Para la obtención de los valores de las propiedades del suelo utilizados en los cálculos, se tomaron valores medios de parámetros presentados por la normativa DIN de los dos principales grupos dentro de los que se pueden clasificar los suelos. Estos dos grupos corresponden a los suelos de tipo cohesivo y no cohesivo. En la tabla 6.1 se muestran los valores medios de los parámetros entregados por la DIN.

Parámetros según DIN 1055 Oficio No 2 (Nueva edición, 1976)

Denotacion	γ (KN/m³)	γ`(KN/m³)	c`(KN/m²)	φ`°
Suelo no cohesivo	18,5	10	0	32,5
Suelo cohesivo	20	10	10	18
			D	IN 1054, 12-2000

Tabla 6.1: Valores medios de las propiedades normalizadas de suelos según DIN 1055

Referente a la profundidad de empotramiento del muro de contención considerada en los cálculos, para los estados [a] - [d] se obtuvo del cálculo estático considerando las condiciones que planteaba cada método para el respectivo caso. En el caso de los estados [e] - [j], la profundidad de empotramiento del muro de contención también se obtuvo del calculo estático, pero esta vez restringiendo las condiciones al estado de carga GZ 1B. Para este caso se considerara una profundidad

t = 2,7 m

El desarrollo del cálculo de t se presenta en el anexo D.

### 6.4 Resultados

Para los cálculos de los largos requeridos de anclajes se escribieron 4 programas en Matlab 6.5, uno por cada método. La exactitud de los programas se comparo y verifico con cálculos ya existentes realizados en forma manual. El desarrollo de los programas esta presente en el anexo C de este mismo trabajo. Los resultados de los largos necesarios obtenidos por estos programas aparecen en la tabla 6.3, los cuales son contrapuestos e interpretados a continuación en el punto 6.4.

Una solución grafica en forma individual de cada resultado que aparece en la tabla 6.3 se presenta en el anexo D.

Una abreviación de los nombres de los métodos utilizados por los programas, donde,

- m<sub>1</sub> = Procedimiento según G.i.B. (Geotechnik im Bauwesen)
- m<sub>2</sub> = Procedimiento según EAU, 9° edición
- m<sub>3</sub> = Procedimiento según EAU, 10° edición, considerando sobrecarga permanente
- m<sub>3</sub><sup>°</sup> = Procedimiento EAU, 10° edición, considerando sobrecarga permanente y esporádica
- m<sub>4</sub> = Procedimiento según DIN 1054

Las diferentes metodologías consideran distintos requisitos entre si. A pesar de que todos los procedimientos se apegan a las simplificaciones planteadas por Kranz, cada uno de ellos considera una sobrecarga diferente para el análisis. Las sobrecargas utilizadas por cada método se presentan abajo en la tabla 6.2.

Denotacion	m <sub>1</sub>	m <sub>2</sub>	m <sub>3</sub>	m <sub>3`</sub>	m <sub>4</sub>			
p <sub>k</sub> (KN/m²)	150,0	0,0	0,0	150,0	0,0			
p <sub>kd</sub> (KN/m²)	0,0	10,0	10,0	10,0	10,0			
b <sub>p</sub> (m)	2,0	0,0	0,0	2,0	0,0			

GiB, EAU y DIN

Tabla 6.2: Sobrecargas en la superficie

- p<sub>k</sub> = sobrecarga sobre una franja angosta
- p<sub>kd</sub> = sobrecarga distribuida
- $b_d$  = ancho de la sobrecarga  $p_k$

En el desarrollo de los cálculos del anclaje requerido para los estados [a], [b], [c] y [d], se realizo el respectivo cálculo de la profundidad t de empotramiento del muro para cada método.

		m₁ GiB	m₂ EAU9	m₃ EAU10	m <sub>3`</sub> EAU10p	m₄ DIN
[a] φ	t = L =	1,30 6,60	1,60 6,20	1,30 6,60	1,30 6,90	1,20 7,75
[b] φ,c	t = L =	2,70 10,30	3,70 7,80	2,70 9,60	2,70 10,70	2,70 11,80
[c] φ/φ,c	t = L =	2,70 10,10	3,60 7,00	2,70 9,30	2,70 10,55	2,70 11,40
[d] GW	t = L =	2,70 12,60	3,70 12,05	2,70 12,35	2,70 12,75	2,70 14,35
	t = 2,7					
[e] 6=0	L =	13,65	13,05	12,70	14,85	17,40
[f] e=30°	L =	8,70	8,30	8,20	8,85	9,45
[g] No-pretensado	L =	10,30	9,85	9,60	10,70	11,80
[h] Pretensado	L =	10,30	9,85	8,55	8,70	11,90
[i] h <sub>k</sub> =0,5 e=0	L =	14,35	13,75	13,35	15,65	18,35
[j] h <sub>k</sub> =1,8 e=0	L =	12,55	11,95	11,65	13,55	15,85

En la tabla 6.3 se encuentran los resultados de los largos requeridos de anclaje.

Fuente propia

#### Tabla 6.3: Resultados de la longitud necesaria de los anclajes

En el análisis de los dos primeros casos se compararon dos tipos de suelo, uno cohesivo con uno no cohesivo, los cuales se confrontaron bajo condiciones similares y por cada uno de los cuatro métodos. Luego de esta comparación entre [a] y [b], se llego a la conclusión de que los suelos cohesivos presentan un estado mucho más desfavorable en relación a los suelos no cohesivos.

Esto se explica considerando los resultados del largo de anclaje, el cual exigía un largo mayor para el caso de los suelos cohesivos. La variación de la profundidad de empotramiento no se considero para el análisis de los casos posteriores, esto para uniformar un criterio de análisis y reducir variables que influyan en el cálculo del largo de anclaje.

Con motivo de las conclusiones a las que se llego respecto al suelo que presente la condición más desfavorable, se opto por analizar los casos [c], [d], [e], [f], [g], [h], [i] y [j] con las propiedades de un suelo cohesivo.

### 6.5 Confrontación e Interpretación de los Resultados

Los resultados obtenidos en este trabajo, los cuales aparecen en la tabla 6.3, serán analizados y discutidos en el presente punto.

Observando los resultados de los dos primeros estados, un suelo no cohesivo y el otro si, se llego a la conclusión de que el segundo estado presenta una condición mucho más desfavorable que el primero. La base para sostener aquella tesis la tiene el mayor largo requerido de anclaje en el caso de suelos cohesivos. Al determinar esta condición del suelo, quedan establecidas las condiciones bajo las cuales serán analizados los demás casos. Ya que el suelo cohesivo es mas desfavorable, los cálculos de los estados [c]-[j] se realizaran con las propiedades de este tipo de suelo.

Las propiedades del suelo por el que se opto para revisar los otros casos, comprenden cohesión y un ángulo de fricción interna mucho menor al caso de un suelo cohesivo, características que no aportan significativamente a la estabilidad del sistema. Esto significa también, que estas dos propiedades tienen una gran influencia en el largo requerido de anclaje.

Se obtiene un mayor largo de anclaje y el muro de contención resulta con una mayor profundidad de empotramiento. La relación que presentan el largo de anclaje L y la profundidad de empotramiento se refleja claramente en los resultados obtenidos en la tabla 6.3 y del detalle de los resultados presentado en las tablas del anexo D. Para tener una mejor apreciación del sistema, a la tabla de resultados se agrego el ángulo  $\beta$ , el cual corresponde al ángulo de inclinación de la fuga con respecto a la horizontal y relaciona el largo de anclaje L con la profundidad de empotramiento t. Esto se realizo en los cuatro primeros casos, los cuales corresponden a los casos en los que t estaba como variable. Los valores del ángulo  $\beta$  se extrajeron de las tablas del anexo D, las cuales contienen el detalle de los valores calculados en este trabajo.

La profundidad de empotramiento t varia dependiendo del método con el que se revisa. Fuese esta variación importante, se reflejaría en el ángulo de inclinación de la fuga y debiera considerarse en el análisis y discusión. Según los resultados obtenidos, se concluye que en los casos estudiados, la variación de la profundidad de empotramiento respecto al largo de anclaje no varía significativamente. El método propuesto por la 9° edición de la EAU es el mas susceptible a cambios en la profundidad de empotramiento.

Al observar los resultados de los dos métodos propuestos por la 10° edición de la EAU, observamos que los resultados del procedimiento m3` corresponden a valores mas elevados de largo de anclajes, eso como tendencia para los diferentes estados en que

se reviso este procedimiento. Este incremento del largo L de anclaje tiene una explicación clara y esta corresponde a la mayor sobrecarga con la que debe ser revisado el sistema según el procedimiento propuesto por la EAU bajo sobrecargas permanentes y esporádicas. Por ende se concluye que el sistema se vulnerabiliza a medida que se incrementan las solicitaciones de sobrecarga en la superficie. Aumentan las solicitaciones y aumenta el largo requerido de anclaje L. Esto es valido en el caso que t se elimina como variable. En caso contrario, el largo de anclaje L y la profundidad t de empotramiento del muro quedan en función de  $\beta$ . El procedimiento planteado por este método considera la fuerza de pretensado del anclaje. Esto se observa al analizar el estado [h], en el cual se produce una variación importante en el resultado obtenido. En general, todos los resultados muestran una tendencia similar en sus variaciones. En la revisión del caso [h] por los métodos m<sub>3</sub> y m<sub>3</sub> se observa aquella peculiaridad que aparece con la variación del pretensado del anclaje.

La búsqueda del largo requerido de anclaje significa la búsqueda del mínimo largo que todavía es capaz de sostener al cuerpo de tierra. Cada uno de los procedimientos propone condiciones propias para que se cumplan este requisito. En el anexo D está el desarrollo gráfico de cada uno de los casos analizados, donde se adhiere el valor numérico de la condición particular que plantea cada método.

Abajo se muestra en forma de ejemplo el resultado del análisis grafico de un caso en particular, el cual corresponde al estado [a], revisado según el procedimiento de la 9° edición de la EAU. La condición especial planteada por este método corresponde a una fuerza suplementaria  $\Delta T$  que debe ser mayor o igual a cero para que se acepte la estabilidad del sistema. En este caso,  $\Delta T$  es mayor a cero, por lo tanto queda satisfecha la condición de seguridad ante la falla por deslizamiento en la fuga profunda.





Como se aprecia en el resultado del ejemplo planteado, en este caso el resultado esta muy cercano de la condición limite. Si se quieren obtener resultados exactos, es necesario realizar los cálculos mediante algún programa especializado en ello. El programa desarrollado en este trabajo funciona a través de iteraciones. Se conoce un rango aproximado de longitud de anclaje, por el cual se hace un barrido mediante estas iteraciones. Gracias a esto, los resultados presentan una gran exactitud.

En la valoración del problema en el punto 5, se propone una comprobación de la estabilidad del muro, realizando una suma de momentos a las solicitaciones que lo hacen trabajar. Los procedimientos en general no consideran esta comprobación en particular, pero como dos de ellos, EAU (10° edición) y DIN 1054, consideran un corte en la cara activa del muro, las fuerzas que actúan en el se muestran libres como para realizar esta suma de momentos.

Las fuerzas que actúan en el muro se obtuvieron de los cálculos estáticos al verificar la estabilidad en la obtención de la profundidad t de empotramiento de este.

Esta suma de momentos se verifico en este trabajo y esta desarrollada en el anexo D. El resultado de esta corresponde a una fuerza resultante que actúa en el rango de la seguridad, es decir, actúa presionando al muro en forma horizontal hacia el suelo.

Esta comprobación se realizó para un estado de carga GZ 1B, pero como el cálculo estático es similar para todos los procedimientos, se asume que la condición queda siempre cubierta satisfactoriamente.

El estado [d], el cual considera presencia de napa de agua subterránea en el suelo, presenta una condición desfavorable para la estabilidad del sistema. El análisis se realizo con una geometría similar a los casos [a] y [b], sin embargo todos los procedimientos arrojaron valores mas elevados de largo requerido de anclaje para esta condición.

Existe presión de agua contra la pared presionando hacia la excavación y el cuerpo de tierra amarrado por el anclaje que sujeta contra el deslizamiento también debe ser mayor. Aumenta el cuerpo de tierra y el anclaje debe ser también mayor.

La comparación entre estados con diferentes inclinaciones de anclaje, como son los casos [e] y [f] en los que las inclinaciones son de 0 y 30 grados respectivamente, resulta en un largo considerablemente mayor para el caso en el que la inclinación del anclaje es igual a cero.

Un comportamiento similar presentan los estados [i] y [j], en los cuales si, se mantuvo la inclinación del anclaje constante e igual a cero, variando acá profundidad  $h_k$  en la que el ancla se toma del muro. Se analizaron las profundidades para  $h_k$  igual a 0,1\*H y  $h_k$  igual

a 0,3\*H. En el primer caso, en el que  $h_k$  igual a 0,1\*H, se obtuvo una mayor longitud requerida de anclaje que para el otro caso.

En los estados [g] y [h] se obtuvieron los resultados del análisis de anclajes pretensados y no pretensados. Las metodologías propuestas por GiB y EAU (9° edición) no presentan diferencias en estos resultados, esto ya que los procedimientos, al considerar un corte en la cara pasiva del muro de contención para el diagrama de cuerpo libre, no involucran la fuerza del anclaje en el diagrama de fuerzas y de esta forma, al no ser considerada, no modifica el equilibrio del sistema. En el caso de los procedimientos restantes, estos si se ven afectados por el pretensado del anclaje en el análisis de su respectivo largo y en estos casos, el anclaje al no estar pretensado, requiere una longitud mayor. Antes mencionado, esta influencia afecta principalmente al método propuesto por la EAU (10° edición).

En relación al mismo punto, como en el cálculo estático utilizado para la obtención de la profundidad de empotramiento t, si se considera la fuerza del anclaje para el cálculo de esta, podría provocar pequeñas variaciones en el caso de dejar t variable. Los cálculos realizados en los estados [g] y [f] se efectuaron bajo un valor de t previamente determinado, lo cual condujo a que este factor no influyera en los resultados obtenidos.

Una comparación global del análisis realizado a los diferentes estados, concluye con un comportamiento a variar en forma similar entre los distintos procedimientos. Comportamiento que se esperaba, pero se respalda con los resultados obtenidos. Otra perspectiva para visualizar los resultados obtenidos en la tabla 6.3, es una solución de tipo grafica de estos.







En este primer grafico aparecen los resultados de los cuatro primeros casos.

Claramente se observa que los resultados obtenidos para un suelo no cohesivo –en azul- presentan un largo de anclaje considerablemente menor en relación a los otros presentes en el grafico. Las dos curvas siguientes muestran –suelo cohesivo y subsuelo estratificado- un comportamiento similar entre ambos métodos pero con anclajes de mayor longitud. Este comportamiento se esperaba, ya que el suelo que yace sobre la fuga es el mismo en ambos casos.

Una valoración de los distintos procedimientos concluye con que el método planteado por la EAU (9° edición) entrega los menores largos requeridos de anclaje. El procedimiento desarrollado y planteado por GiB también se podría considerar como uno dentro de los más eficientes. Esta eficiencia y a su vez igualdad que presentan los resultados de GiB y EAU (9° edición) se explica por la similitud de ambos métodos. A pesar de que uno realice sus cálculos considerando un estado de carga GZ 1B y el otro GZ 1C, la similitud en las consideraciones del sistema completo se refleja de igual forma en los resultados finales.

El siguiente cuadro muestra una solución de tipo grafica de los resultados del análisis de los estados [e] – [j] mostrados en la tabla 6.3.



Fuente propia

Cuadro 6.3: Comparación de los estados [b], [e], [f], [g], [h], [i] y [j]

De los casos presentados en el cuadro 6.3, el método planteado por la EAU (10° edición) alcanza el mejor grado de aprovechamiento. Esto significa, bajo este procedimiento se alcanzan los largos de anclaje de una forma más eficiente en relación a los demás procedimientos, esto por lo menos para el análisis de la condición bajo sobrecargas permanentes. Ahora bien, como para este método deben cumplirse los requisitos de sobrecarga permanente y también sobrecarga permanente más esporádica, se tiene una clasificación similar al que muestra la primera grafica en relación a la eficiencia de cada método.

La metodología planteada por la normativa DIN presenta los resultados menos eficientes.

## 7 Bibliografía

- [1] Weißenbach, A.: Baugruben Teil II, Berechnungsgrundlagen, 1985
- [2] Kranz, E.: Über die Verankerung von Spundwänden. Berlin: Ernst und Sohn, 1953, 2. Auflage
- [3] Petersen, G.; Schmidt, H.: Untersuchungen über die Standsicherheit verankerter Baugrubenwände an Beispielen des Hamburger Schnellbahnbaues. Straße Brücke Tunnel 23, 1971, H. 9, S. 225
- [4] Schmitt, G. P.; Breth, H.:Tragverhalten und Bemessung von einfach verankerten Baugrubenwänden. Straße Brücke Tunnel 27, 1975, H. 6, S. 145
- [5] Huder, J.;Arnold, R.: Die Berechnung der freien Ankerlänge bei verankerten Baugrubenwänden unter Berücksichtigung der neuen SIA-Norm 191. Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik. Frühjahrstagung 1978, 21. und 22. April, Lausanne. S. 1
- [6] Schulz, H.: Die Sicherheitsdefinition bei mehrfach verankerten Stützwänden. Konferenzberichte 6. Europ. Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau in Wien 1976. Band 1.1, S. 189
- [7] Ranke, A.; Ostermayer, H.: Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen. Die Bautechnik 45, 1968, H. 10, S. 341-350
- [8] Schneider; Bautabellen f
  ür Ingenieure. 16. Auflage 2004. Geotechnik, 11.31, 11.37

## Anexo A

Recomendaciones de la EAB, EAU, DIN y G.i.B. para la revisión del concepto de seguridad ante la falla por deslizamiento.

En este anexo se presenta un abstracto con los tópicos relacionados con este trabajo de los métodos para la revisión del concepto de seguridad contra la falla por deslizamiento en muros anclados.

# Sobre la recomendación 10 (E 10) de la 9° edición de la EAU (1996), para la revisión de la estabilidad de anclajes ante la falla por deslizamiento, se tiene:

Los cálculos de la estabilidad ante la falla por deslizamiento de muros anclados se realizan según las bases de la normativa DIN V 4084-100 para el estado limite GZ 1C. Una diferencia que se incorporo en la recomendación de la EAU es la simplificación según Kranz [2] que se considera en la geometría del sistema a analizar. La simplificación según Kranz [2] contempla básicamente un corte en la parte pasiva del muro, eso significa, en la cara libre del muro. Según la DIN V ENV 1997-1 para el estado de carga GZ 1C se tiene el largo requerido de anclaje una vez que, con la confrontación de los valores de las fuerzas actuantes, resulta una fuerza  $\Delta T \ge 0$  que admite esfuerzos extras en el sentido del plano de falla. El análisis grafico de la estabilidad ante esta falla se esquematiza con el diagrama de fuerzas que se desarrolla a continuación. Se forma un diagrama considerando las fuerzas conocidas H, E1, G1, Ep y con Q1, de la cual se desconoce su magnitud pero no así su dirección. Ya que se conoce la dirección de la fuerza  $\Delta T$ , esta se introduce en el diagrama de fuerzas y se tiene el sentido en que actúa. Se cumple que  $\Delta T \ge 0$  y el sistema se considera con la suficiente seguridad ante el mecanismo en estudio. Como en todos los demás métodos utilizados en este trabajo, la condición de equilibrio de momentos no es considerada.

La consideración que se hace del perfil de la superficie de falla CD mostrado en el cuadro 4.3 como un plano de falla es una aproximación con la suficiente exactitud como para que los cálculos efectuados resulten equivalentes. Esta aproximación fue establecida por Kranz [2] luego de una comparación en los cálculos realizados entre ambas formas para estudiar la equivalencia entre ellas, ya que a su vez cálculos considerando una superficie curvada como plano de falla, con un mayor nivel de exactitud no son posibles.

La revisión de la estabilidad es posible a su vez hacerse según [7] en forma aritmética y para el caso en que existan diferentes niveles con anclajes, es necesario proceder según la normativa DIN V 4084-100.

En el caso de presencia de napa freática, la sobrecarga producida por el agua se considera como empuje de tierra actuando en la hipotética pared de anclaje. Si se quiere una mayor exactitud respecto al análisis de la seguridad respecto al flujo de agua generado por la capa freática detrás del muro de contención, es necesario construir una malla de flujo según la recomendación E 113. Con esto tanto la superficie de presión del agua en el plano de falla CB como para el plano de la pared del anclaje pueden ser resueltos con respecto a la fuga activa CE. En ese caso los valores de las fuerzas se consideran en el diagrama de fuerzas actuando en una dirección perpendicular al plano en el cual trabajan.

La estabilidad en los suelos cohesivos se revisa bajo los mismos conceptos. Los parámetros que aparecen como la fricción interna  $\varphi$  y la fuerza cohesiva C se consideran de igual forma en el diagrama de fuerzas, manteniendo sentido y magnitud. Esta fuerzas actúan como fuerzas que se oponen al deslizamiento del suelo, por ende son consideradas a favor de la seguridad ante la falla.

### Según "Geotechnik im Bauwesen", ante la falla por deslizamiento, se tiene:

La falla por deslizamiento de un muro de contención anclado se utiliza en primera línea para la obtención del largo requerido de anclaje del muro de contención. El procedimiento considera el estado de carga GZ 1B en su revisión, a pesar de que el mecanismo de falla que se produce involucra la estabilidad global del sistema al cual le corresponde un estado de carga GZ 1C. Ahora bien, ya que con la revisión del método se busca encontrar la dimensión requerida de un elemento del sistema, que en este caso corresponde al largo de anclaje, se clasifica en el estado de carga GZ 1B. El procedimiento de este método considera también la simplificación de la superficie curvada de deslizamiento, implantando esta por un plano de falla. El cuerpo libre que se considera en el análisis contempla el anclaje y el muro como un solo cuerpo, lo cual significa que las fuerzas de anclaje y del empuje de tierra actúan como fuerzas internas y no se consideran en el diagrama de fuerzas. En vez de estas fuerzas, actúa una fuerza en la parte pasiva del muro como reacción del suelo B<sub>k</sub> que si se considera en el análisis del diagrama de fuerzas.

El procedimiento contempla el estado de carga GZ 1B, el cual realiza los cálculos estáticos con los valores característicos de las fuerzas actuantes.

# Según la recomendación E 10 de la 10° edición de la EAU los procedimientos contemplan lo siguiente:

La estabilidad ante la falla por deslizamiento de muros anclados, considerando las recomendaciones de la 10. Edición de la EAU, proceden según las bases del procedimiento recomendado por Kranz [2]. A diferencia de las recomendaciones de la 9. Edición, este método considera un corte del perfil del sistema a fallar detrás del muro de contención y detrás de la superficie de la pared hipotética del anclaje.

El procedimiento considera el análisis de dos estados diferentes, uno bajo sobrecargas permanentes y otro bajo sobrecargas permanentes con sobrecargas eventuales. Para el segundo caso se consideran las sobrecargas eventuales en la posición más desfavorable.

Este método contempla como base del modelo, un cuerpo detrás del muro de contención que falla por la fuerza del anclaje. Este cuerpo esta limitado por el muro de contención, el plano de falla y la superficie de la pared del anclaje. A<sub>möglk</sub> corresponde a la fuerza característica del anclaje, la cual bajo la máxima admisibilidad del suelo formado por el perfil del cuerpo ABCD (cuadro 4.2), puede ser soportada.

## Para la revisión del concepto de seguridad ante la falla por deslizamiento, según (EB 44) la EAB 100, se tiene:

Una vez que según el estado de carga, la profundidad de empotramiento y las dimensiones del muro de contención están diseñadas, la recomendación EB 184 de EAB hace referencia a la revisión del concepto de seguridad ante la falla por deslizamiento de estos muros. Este concepto resuelve en primera línea el largo requerido de anclaje. Se considera la suposición que el anclaje falla junto con el cuerpo de tierra y conlleva a la inclinación del muro. El procedimiento calcula primero un largo de anclaje y luego revisa la estabilidad de este ante la falla. Este método, al igual que los anteriores mencionados, incorpora el modelo planteado por Kranz [2], en la cual considera la superficie curvada como una superficie plana en la cual se origina la falla. Esta, también puede ser estudiada como un problema de estabilidad de un cuerpo de tierra trapezoidal, el cual fue separado mediante un corte perpendicular del muro.

Las consideraciones de las magnitudes características de las fuerzas actuantes para el cálculo, son:

- a. El peso característico G<sub>k</sub> se obtiene de las medidas geométricas del cuerpo a fallar con las propiedades con las cuales se calcularon los empujes de tierra. Las unidades de medida se consideran por unidad de largo, esto ya que se trabaja con un corte transversal del cuerpo.
- b. La sobrecarga P<sub>k</sub> que actúa en la superficie es la misma que se considera para el calculo de los empujes de tierra actuantes E<sub>a2d</sub> y fuerza de anclaje A<sub>vorhd</sub>. Bajo condiciones especiales, la recomendación permite la ausencia de estas fuerzas.

### Anexo B

Desarrollo matemático del empuje de tierra

### Empuje activo

Como se aprecia en el planteamiento de este trabajo, el objetivo de este se relaciona con el análisis de un caso restringido a un muro con anclaje. En este anexo se presenta el desarrollo matemático de los diferentes empujes de tierra que interaccionan en el origen del mecanismo. Los fundamentos de los cálculos provienen de la teoría base de Coulomb, los cuales fueron posteriormente trabajados por Weißenbach (Baugruben Teil II, 1985) y presentados en forma ampliada.

Se comienza con el desarrollo matemático del empuje activo.

$$E'_{ag} = G * \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(90 - \theta + \varphi - \alpha + \delta_a)}$$
(B.01)

Las fuerzas a considerar para el empuje de tierra se muestran en el cuadro B1.



Weißenbach, A.: Baugruben Teil II

Cuadro B1: Fuerzas actuantes en el planteamiento del empuje activo

A continuación se plantea el desarrollo a partir de la base del empuje de tierra. El peso del cuerpo a fallar se conforma a partir de las siguientes relaciones geométricas,

$$G = \frac{\gamma * h^2}{2 * \cos^2 \alpha} * \frac{1}{\tan(\theta + \alpha) - \tan(\alpha + \beta)}$$
(B.02)

Se introduce el peso del cuerpo (B.02) en (B.01)

$$E'_{ag} = \frac{1}{2} * \gamma * h^{2} * \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\theta - \theta + \varphi - \alpha + \delta_{a}) * \cos^{2} \alpha * [\tan(\theta + \alpha) - \tan(\alpha + \beta)]}$$
(B.03)

y se obtiene el empuje de tierra  $E'_{ag}$  en función del ángulo  $\theta$ , que corresponde a la pendiente del plano de fuga normal.

La función antes expuesta permite una superficie del terreno con pendiente como a su vez un muro de contención inclinado.

Sie la igualdad E´ag se deriva e iguala a cero

$$\frac{dE'_{ag}}{d\theta} = 0 \tag{B.04}$$

se obtiene

$$\tan \theta_a = \frac{\sin \varphi + f_{\theta p} * \cos(\varphi + \delta_a - \alpha)}{\cos \varphi - f_{\theta p} * \sin(\varphi + \delta_a - \alpha)}$$
(B.05)

y si esta igualdad se deja en función de  $f_{\theta a},$  queda como

$$f_{\theta a} = \frac{\cos(\alpha + \varphi)}{\sin(\varphi + \delta_a) + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \cos(\alpha + \beta) * \cos(\delta_a - \alpha)}{\sin(\varphi - \beta)}}}$$
(B.06)

de donde

$$\theta = \operatorname{arc} \operatorname{cot} \left[ \tan(\varphi - \alpha) + \frac{1}{\cos(\varphi - \alpha)} * \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi - \beta) * \cos(\alpha - \delta_a)}} \right] + \varphi$$
(B.07)

se introduce el valor de  $\theta$  en la igualdad del empuje E  ${\rm \check{a}}_{ag,}$  y este toma la expresión

$$E_{ag} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{ag} * h^2$$
(B.08)

con

$$K_{ag} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha * \cos(\delta_a - \alpha) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta_a - \alpha) * \cos(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$
(B.09)

Para dejar el empuje de tierra de una forma más sencilla, este se expresa en una componente horizontal y otra vertical. En ese caso queda

$$E_{agh} = E_{ag} * \cos(\delta_a)$$

$$E_{agv} = E_{ag} * \tan(\delta_a)$$
(B.10 a-b)

considerando los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  igual a cero.

Para obtener la componente horizontal del empuje, se introduce (B.08) en (B.10 a) con el valor de  $K_a$  de (2.06) y resulta

$$E_{agh} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{ah} * h^2$$

$$E_{agv} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{av} * h^2$$
(B.11 a-b)

donde

$$K_{ah} = K_a * \cos(\delta_a)$$
  

$$K_{av} = K_a * \tan(\delta_a)$$
(B.12 a-b)

Se deriva la componente horizontal del empuje activo mostrado en (B.10 a) y se obtiene

$$e_{agh} = \gamma * K_{ah} * h \tag{B.13}$$

Como la componente del empuje aumenta linealmente con la profundidad, se obtiene una fuerza resultante en una profundidad

$$Z_{ag} = \frac{1}{3} * h \tag{B.14}$$

En el caso de suelos cohesivos, el empuje activo se ve reducido. Aquella reducción esta directamente relacionada con el valor de la cohesión c. El empuje activo según cohesión queda como

$$E_{ach} = -c * h * K_{ach} \tag{B.15}$$

con

$$K_{ach} = \frac{2 \cos(\alpha - \beta) \cos(\varphi) \cos(\alpha + \delta_a)}{\left[1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)\right] \cos(\alpha)}$$
(B.16)

#### Empuje pasivo

A continuación se desarrolla el planteamiento matemático para el cálculo del empuje pasivo. Este contempla ecuaciones similares a las del empuje activo, pero con pequeñas diferencias, las cuales son trabajadas y presentadas mas abajo.

El cuadro B2 muestra las fuerzas que se consideran en la obtención del empuje pasivo de tierra.



Weißenbach, A.: Baugruben Teil II

Recuadro B2: Fuerzas actuantes en el planteamiento del empuje pasivo

El peso del cuerpo a fallar se considera similar al considerado en el análisis del empuje activo en (B.02).

El empuje pasivo se considera ahora con las nuevas relaciones geométricas, con lo que se obtiene

$$E_{pg} = G * \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin(90 - \theta - \varphi - \alpha + \delta_p)}$$
(B.17)

Se deriva el empuje según el ángulo  $\theta$  y se iguala a cero

$$\frac{dE_{pg}}{d\theta} = 0 \tag{B.18}$$

y se obtiene el ángulo del plano de fuga  $\theta$ , para el cual el valor del empuje pasivo sea el menor posible. Al contrario que en el empuje activo, donde se busca el ángulo  $\theta$  para el mayor valor del empuje activo, acá se busca el más desfavorable, que en este caso es el menor empuje pasivo. Se tiene la función del plano de falla y se puede obtener de esta forma el empuje pasivo.

El ángulo  $\theta$  se muestra de las siguientes dos formas

$$\tan \theta_p = \frac{-\sin \varphi + f_{\theta p} * \cos(\delta_p - \varphi - \alpha)}{\cos \varphi - f_{\theta p} * \sin(\delta_p - \varphi - \alpha)}$$
(B.19)

y con esto

$$f_{\rho p} = \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\sin(\delta_{p} - \varphi) + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_{p}) * \cos(\alpha + \beta) * \cos(\delta_{p} - \alpha)}{\sin(\varphi + \alpha)}}}$$
(B.20)

con el valor de  $\alpha$  para la inclinación del muro y  $\beta$  la pendiente de la superficie. Así se muestra E<sub>pg</sub> como

$$E_{pg} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{p} * h^{2}$$
(B.21)

donde se plantea el valor de K<sub>pg</sub> tras cálculos aproximados según Pregl

$$K_{pg} = K_{pg} * i_{pg} * g_{pg} * t_{pg}$$
(B.22)

Luego de plantear el empuje en una componente horizontal y otra vertical, las ecuaciones quedan de la forma:

$$E_{pgh} = E_{pg} * \cos(\delta_{p})$$

$$E_{pgv} = E_{pg} * \tan(\delta_{p})$$
(B.23)

donde los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  son igual a cero.

Otra forma para expresar las ecuaciones de  $E_{pgh}$  y  $E_{pgv}$ 

$$E_{pgh} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{ph} * h^{2}$$

$$E_{pgv} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{pv} * h^{2}$$
(B.24)

y si se deriva la componente horizontal del empuje pasivo

$$\frac{dE_{pgh}}{dh} = 0 \tag{B.25}$$

se obtiene la presión que actúa en cierto punto planteado en forma general como función de la altura y las características del suelo.

Para una superficie del terreno horizontal, con un muro vertical en la cual no se considera roce y con  $\delta_p=0$ , se obtiene una distribución que aumenta linealmente con la profundidad y la cual queda en la forma de

$$e_{pgh} = K_{ph} * \gamma * h \tag{B.26}$$

con

$$K_{ph} = K_p * \cos(\delta_p)$$
$$K_{pv} = K_p * \tan(\delta_p)$$

considerando  $\alpha = 0$ , con una fuerza resultante a una altura

$$Z_{pg} = \frac{1}{3} * h \tag{B.27}$$

En el caso del empuje pasivo de tierra, este también se ve afectado por la propiedad cohesiva del suelo. Al contrario que en el caso del empuja activo de tierra, este se ve incrementado por este factor. La parte del empuje pasivo de tierra en que incrementa este, queda como

$$E_{pch} = c * h * K_{pch}$$
(B.28)

con

$$K_{pch} = 2 * \sqrt{K_{pgh}} \tag{B.29}$$

para valores de  $\alpha$  y  $\beta$  igual a cero.

Arriba se presento el desarrollo de las ecuaciones que se utilizaron en el cálculo de los empujes de tierra requeridos para el desarrollo de este trabajo.

## Anexo C

### Estructura del Programa

Para el análisis del procedimiento de los diferentes métodos para calcular el largo requerido de anclaje, se desarrolló un programa que fuese capaz de entregar el largo requerido de anclaje para cada método. Los programas fueron escritos y se hicieron correr originalmente en Matlab 6.5, obteniendo así los resultados utilizados en este trabajo.

Se trata de cuatro programas, uno para cada procedimiento, los cuales calculan para cada procedimiento el largo requerido de anclaje. Los programas para los métodos G.i.B., EAU 10° edición y DIN 1054 son representados en dos partes. Para evitar una repetición del programa al ser expuesto en este trabajo, se presenta la primera parte, la cual es similar para los tres métodos mencionados en este párrafo, una sola vez. Esta primera parte arroja la profundidad t de empotramiento del muro en el suelo y las fuerzas actuantes en el cuerpo a fallar.

La segunda parte se presenta para cada método en forma individual.

El programa desarrollado para obtener el largo de anclaje requerido para el método recomendado por la EAU (9° edición), se presenta abajo completo en forma individual. Esto debido a que las restricciones de este método según el estado limite de sobrecarga GZ 1C, hacen que la estructura del programa sea diferente.

Programa para el cálculo del largo requerido de anclaje de muros según G.i.B., EAU 10. edición y DIN 1054.

clear all format long % Parámetros gpg = 1; tpg = 1; Yg = 1.2; Yq = 1.3; Yep = 1.3; Yw = 10;

```
% Variables
H = input('Ingrese altura H: ');
                                                                     % [m]
hk = input('Ingrese altura hk: ');
                                                                      % [m]
hu = input('Ingrese profundidad hu: ');
                                                                      % [m]
   = input('Ingrese densidad Y: ');
                                                                      % [KN/m<sup>3</sup>]
Υ
ck = input('Ingrese cohesión ck: ');
                                                                      % [KN/m<sup>2</sup>]
fi1 = input('Ingrese ángulo fi: ');
                                                                      % GRADOS
e1 = input('Ingrese ángulo e: ');
                                                                      % GRADOS
pk = 150;
                                                                      % [KN/m<sup>2</sup>]
bp = 2;
                                                                      % [m]
da1 = 2*fi1/3;
                                                                      % GRADOS
dp1 = fi1;
                                                                      % GRADOS
  = fi1* pi/ 180;
fi
  = e1* pi/ 180;
е
da = da1* pi/ 180;
dp = dp1^* pi/ 180;
% Desarrollo cálculos
Kagh = \cos(fi)^2 / (1 + \operatorname{sqrt}((\sin(fi + da) * \sin(fi)) / (\cos(da))))^2;
Kag = Kagh / cos(da);
Kaph = Kagh;
Kach = 2^{cos(fi)}(da)/(1+sin(fi+da));
teta = (atan(1/(tan(fi) + (1/cos(fi)) * sqrt(sin(fi+da) / sin(fi)*cos(-da))))) + fi;
hf = bp*tan(teta);
eaghk = (Kagh*Y*H);
eaphk = (pk*bp*Kaph/hf);
each = (ck^*Kach);
Eaghk = 0.5*H*(eaghk - each);
Eaphk = eaphk*hf;
ehuk = 2*Eaghk / (2.2*H);
ehok = 1.2*ehuk;
Kpg = ((1+\sin(fi))/(1-\sin(fi)))^*((1-0.53^*(-dp))^{0.26+5.96^*fi}))^*gpg^*tpg;
Kpgh = Kpg*cos(dp);
Kpch = 2*sqrt(Kpgh);
Ehok = ehok^{H/2};
Ehuk = ehuk^{H/2};
% Obtencion t
A = ehok;
B = ehuk;
C = eaphk;
```

```
D = eaghk-each;
```

 $I = (Kpgh)^*Y;$ 

J = ck\*Kpch;

 $d = 1.2^{*}((A^{*}H^{2})/24 + (14^{*}B^{*}H^{2})/48) + 1.3^{*}((C/2)^{*}((hf-H/6)^{2})-(C^{*}H^{2})/72);$ c = 1.2\*(5\*D\*H)/6 - (5\*J\*H)/(6\*1.3); $b = 1.2^{(11^{D})/12} - (5^{I^{H}})/(12^{1.3}) - (2^{J})/(3^{1.3});$ a = 1.2\*D/(3\*H) - I/(3\*1.3);v = [a b c d]; T = roots(v)t = 2.7;%= input('Ingrese profundidad t: '); % [m]  $Bghk = ((A^{*}(H^{2}))/24 + (14^{*}B^{*}(H^{2}))/48 + (5^{*}D^{*}H)/6^{*}t + (11^{*}D)/12^{*}t^{2} + D/(3^{*}H)^{*}t^{3}) / ((5^{*}H/6) + (2^{*}t/3));$ Bqhk =  $((C/2)^*((hf-H/6)^2)-(C^*(H^2))/72) / ((5^*H/6) + (2^*t/3));$ Bhk = Bghk + Bqhk;  $ephk = (Kpgh^*Y^*t);$  $epk = (Kpg^*Y^*t);$ Ephk = ephk\*t\*0.5 + ck\*Kpch\*t; Epk = Ephk/cos(dp);%Anclaje Aghk =  $A^{H/2} + B^{H/2} + 0.5^{(D+D+D^{t/H})^{t}} - Bghk;$ Aqhk =  $C^{*}hf - Bqhk;$ Ahk = Aghk+ Aqhk;

Ak = Ahk/  $\cos(e)$ ;

### Segunda parte del programa para el método según G.i.B.

```
% GEOTECHNIK IM BAUWESEN
% Parámetros de programación
paso = 0.05;
L = (0.5^{H})^{H};
N = length(L);
for i = 1:N
  Gy = (0.5^{(H+t+hk+L(i))}(e)) * L(i)^{(o)}(e))^{(Y)};
  Ea1 = 0.5^{(Y^{(L(i))})}(E_{(i)})
  Ea1x = Ea1*cos(da);
  Ea1y = Ea1*sin(da);
  alfa = atan(L(i)*cos(e) / (H+t-hk-L(i)*sin(e)));
  beta = pi/2 - alfa;
  tri = (beta - fi);
  Kk = ck^{*}L(i)^{*}cos(e)/sin(alfa);
  Kkx = Kk*sin(alfa);
  Kky = Kk*cos(alfa);
  Py = pk^*bp;
```
```
Fx = Ea1x - Kkx;
  Fy = Gy + Ea1y - Kky;
  Fxx = Ea1x - Kkx;
  Fyy = Gy + Py + Ea1y - Kky;
  if hu > 0 & hu < (H + t)
     huu = H + t - L(i)*cos(e) / (2*tan(alfa)) - hu;
     U = Yw * huu * L(i) * cos(e) / sin(alfa);
     Ux = U * cos(alfa);
     Uy = U * sin(alfa);
     Ux1 = 0.5 * (H + t - L(i) \cos(e) / \tan(alfa) - hu)^2 * Yw;
     Fx = Ea1x - Kkx + Ux - Ux1;
     Fy = Gy + Ea1y - Kky - Uy;
     Fxx = Ea1x - Kkx + Ux - Ux1;
     Fyy = Gy + Py + Ea1y - Kky - Uy;
  end
  U(i) = (Fy/cos(tri) + Fx/sin(tri)) / (cos(dp)/sin(tri) + sin(dp)/cos(tri));
  J(i) = (Fyy/cos(tri) + Fxx/sin(tri)) / (cos(dp)/sin(tri) + sin(dp)/cos(tri));
end
Bd = 1.2*U + 1.3*(J-U);
Epd = (Epk)/Yep;
BB = Bd-Epd;
plot(L,BB)
BB_abs = abs(BB);
   = size(BB,2);
Ζ
min = BB(1);
merk = 1;
for i=2:z
  if BB(i) < min \& BB(i) > 0
     min = BB(i);
     merk = i;
  end
end
min = BB(merk);
laenge = 0.5*H+0.05*(merk+1)
                                                                % [m]
L = laenge; %input('Ingrese largo L: ');
% Resultados
Gyf = (0.5^{*}(H+t+hk+L^{*}sin(e)) * L^{*}cos(e)*Y)
Pkf = 300
Ea1f = 0.5*(Y*(L*sin(e)+hk)*Kag - ck*Kach)*(L*sin(e)+hk)
alfaf = (atan(L * cos(e) / (H + t - hk - L * sin(e))))*180/pi
betaf = (pi/2 - alfaf*pi/180)*180/pi
trif = (betaf*pi/180 - fi)*180/pi
```

```
if hu > 0.5
     huuf = H + t - L^{*}cos(e) / (2^{*}tan(alfaf^{*}pi/180)) - hu;
     Uf = Yw * huuf * L * \cos(e) / \sin(alfaf*pi/180)
     Uxf = Uf * cos(alfaf*pi/180);
     Uyf = Uf * sin(alfaf*pi/180);
     Ux1f = 0.5 * (H +t -L*cos(e) /tan(alfaf*pi/180) -hu)^2 *Yw
end
if hu < 0.5
     huuf = 0;
     Uf = 0
     Uxf = 0;
     Uyf = 0;
     Ux1f = 0
end
Kkf = ck *L *cos(e) /sin(alfaf*pi/180)
Fxf = Ea1f*cos(da) - Kkf*sin(alfaf*pi/180) + Uxf - Ux1f;
Fyf = Gyf + Ea1f*sin(da) - Kkf*cos(alfaf*pi/180) - Uyf;
Fxxf = Ea1f*cos(da) - Kkf*sin(alfaf*pi/180) + Uxf - Ux1f;
Fyyf = Gyf + Pkf + Ea1f*sin(da) - Kkf*cos(alfaf*pi/180) - Uyf;
Uf = (Fyf/cos(trif*pi/180) + Fxf/sin(trif*pi/180)) / (cos(dp)/sin(trif*pi/180) + sin(dp)/cos(trif*pi/180));
Jf = (Fyyf/cos(trif*pi/180) + Fxxf/sin(trif*pi/180)) / (cos(dp)/sin(trif*pi/180) + sin(dp)/cos(trif*pi/180));
Bkf = Jf
```

Bkt = Jt Bdf = (1.2\*Uf + 1.3\*(Jf-Uf))Epdf = (Epk)/Yep

#### Segunda parte del programa según la 10. edición de la EAU

```
% EAU -10° edición-
% Parametros de programación
paso = 0.05;
L = (0.5*H:paso:6*H)';
N = length(L);
for i = 1:N
```

```
 \begin{array}{l} Gy &= (0.5^{*}(H+t+hk+L(i)^{*}sin(e))^{*}L(i)^{*}cos(e)^{*}Y); \\ Ea1 &= 0.5^{*}(Y^{*}(L(i)^{*}sin(e)+hk)^{*}Kag - ck^{*}Kach)^{*}(L(i)^{*}sin(e)+hk); \\ Ea1x &= Ea1^{*}cos(da); \\ Ea1y &= Ea1^{*}sin(da); \\ Ea2 &= 0.5^{*}(Y^{*}(H+t)^{*}Kag - ck^{*}Kach)^{*}(H+t); \\ Ea2x &= Ea2^{*}cos(da); \\ Ea2y &= Ea2^{*}sin(da); \\ alfa &= atan(L(i)^{*}cos(e) / (H+t-hk-L(i)^{*}sin(e))); \\ \end{array}
```

```
beta = (pi/2 - alfa);
  tri = (-beta + fi);
  Kk = ck*L(i)*cos(e)/sin(alfa);
  Kkx = Kk*sin(alfa);
  Kky = Kk*cos(alfa);
  Py = (pkd^{L}(i)^{cos}(e));
  Fx = Ea2x + Kkx - Ea1x;
  Fy = Gy + Ea1y - Ea2y - Kky;
  Fxx = Ea2x + Kkx - Ea1x;
  Fyy = Gy + Py + Ea1y - Ea2y - Kky;
  if hu > 0 & hu < (H + t) %- L(i)*cos(e)/tan(alfa)
     huu = H + t - L(i)*cos(e) / (2*tan(alfa)) - hu;
     U = Yw * huu * L(i) * cos(e) / sin(alfa);
     Ux = U * cos(alfa);
     Uy = U * sin(alfa);
     Ux1 = 0.5 * (H + t - L(i) \cos(e) / \tan(alfa) - hu)^2 * Yw;
     Fx = Ea2x + Kkx - Ea1x - Ux + Ux1;
     Fy = Gy + Ea1y - Ea2y - Kky - Uy;
     Fxx = Ea2x + Kkx - Ea1x - Ux + Ux1;
     Fyy = Gy + Py + Ea1y - Ea2y - Kky - Uy;
  end
  AG(i) = (Fx/sin(tri) - Fy/cos(tri)) / (cos(e)/sin(tri) - sin(e)/cos(tri));
  AQ(i) = (Fxx/sin(tri) - Fyy/cos(tri)) / (cos(e)/sin(tri) - sin(e)/cos(tri));
end
%As = 1.2*AG + 1.3*(AQ-AG);
As = 1.2*AQ;
Amgd = Ak/Yep;
BB = Amgd - As;
plot(L,BB)
    = size(BB,2);
Ζ
min = BB(1);
merk = 1;
%z
for i=2:z
  if BB(i) > 0
     min = BB(i);
     merk = i;
  end
end
min = BB(merk);
laenge = 0.5*H+0.05*(merk-1)
```

% [m]

L = input('Ingrese largo L: ');

```
% Resultados
Gyf = (0.5^{(H+t+hk+L^sin(e))} L^scos(e)^Y)
Ea1f = 0.5^{(Y^{(L^{sin}(e)+hk)^{Kag} - ck^{Kach})^{(L^{sin}(e)+hk)}}
alfaf = (atan(L *cos(e) / (H +t -hk -L *sin(e))))*180/pi
betaf = (pi/2 - alfaf*pi/180)*180/pi
trif = (-betaf*pi/180 + fi)*180/pi
if hu > 0.5
     huuf = H + t - L^{*}cos(e) / (2^{*}tan(alfaf^{*}pi/180)) - hu;
     Uf = Yw * huuf * L * cos(e) / sin(alfaf*pi/180)
     Uxf = Uf * cos(alfaf*pi/180);
     Uyf = Uf * sin(alfaf*pi/180);
     Ux1f = 0.5 * (H +t -L*cos(e) /tan(alfaf*pi/180) -hu)^2 *Yw
end
if hu < 0.5
     huuf = 0;
     Uf = 0
     Uxf = 0;
     Uyf = 0;
     Ux1f = 0
end
Ea2f = 0.5^{*}(Y^{*}(H + t)^{*}Kag - ck^{*}Kach)^{*}(H + t)
      = ck *L *cos(e) /sin(alfaf*pi/180)
Kkf
Pyf
      = (pkd^{*}L^{*}cos(e))
Fxf = Ea2f*cos(da) - Ea1f*cos(da) + Kkf*sin(alfaf*pi/180) - Uxf + Ux1f;
Fyf = Gyf + Ea1f*sin(da) - Ea2f*sin(da) - Kkf*cos(alfaf*pi/180) - Uyf;
Fxxf = Ea2f*cos(da) - Ea1f*cos(da) + Kkf*sin(alfaf*pi/180) - Uxf + Ux1f;
Fyyf = Gyf + Pyf + Ea1f*sin(da) - Ea2f*sin(da) - Kkf*cos(alfaf*pi/180) - Uyf;
AGf = (Fxf/sin(trif*pi/180) - Fyf/cos(trif*pi/180)) / (cos(e)/sin(trif*pi/180) - sin(e)/cos(trif*pi/180));
AQf = (Fxxf/sin(trif*pi/180) - Fyyf/cos(trif*pi/180)) / (cos(e)/sin(trif*pi/180) - sin(e)/cos(trif*pi/180));
%Af = 1.2*AGf + 1.3*(AQf-AGf)
Af = 1.2^*AQf
Amgdf = Ak/Yep
```

#### Segunda parte del programa según la DIN 1054

```
% DIN 1054
% Parametros de programación
paso = 0.05;
L = (0.5*H:paso:6*H)';
N = length(L);
for i = 1:N
  Gy = (0.5^{(H+t+hk+L(i))}(e)) * L(i) * cos(e) * Y);
  Ea1 = 0.5^{(Y^{(L(i))}sin(e)+hk)} Kag - ck^{Kach}(L(i)sin(e)+hk);
  Ea1x = Ea1^{*}cos(da);
  Ea1y = Ea1*sin(da);
  Ea2 = 0.5^{*}(Y^{*}(H + t)^{*}Kag - ck^{*}Kach)^{*}(H + t);
  Ea2x = Ea2*cos(da);
  Ea2y = Ea2*sin(da);
  alfa = atan(L(i)*cos(e) / (H+t-hk-L(i)*sin(e)));
  beta = pi/2 - alfa;
  tri = (beta - fi);
  Kk = ck*L(i)*cos(e)/sin(alfa);
  Kkx = Kk*sin(alfa);
  Kky = Kk*cos(alfa);
  Py = (pkd^{*}L(i)^{*}cos(e));
  Sk = Ea2y + Ak * sin(e);
  sumagv = Gy - Bhk*tan(dp) - Sk;
  sumah = Bhk - Ea1x;
  sumaqv = Gy + Py - Bhk*tan(dp) - Sk;
  if hu > 0 & hu < (H + t) %- L(i)*cos(e)/tan(alfa)
     huu = H + t - L(i)*cos(e) / (2*tan(alfa)) - hu;
     U = Yw * huu * L(i) * cos(e) / sin(alfa);
     Ux = U * cos(alfa);
     Uy = U * sin(alfa);
     Ux1 = 0.5 * (H + t - L(i) \cos(e) / \tan(alfa) - hu)^2 * Yw;
     sumagv = Gy - Bhk*tan(dp) - Sk - Uy;
     sumah = Bhk - Ea1x - Ux + Ux1;
     sumaqv = Gy + Py - Bhk*tan(dp) - Sk - Uy;
  end
  Nk(i) = sumaqv*sin(alfa) + sumah*cos(alfa);
  Rk(i) = Nk(i)*tan(fi) + Kk;
  Tgk(i) = sumagv*cos(alfa) - sumah*sin(alfa);
  Tqk(i) = sumaqv*cos(alfa) - sumah*sin(alfa);
end
```

```
% DIN 1054
% Parametros de programación
din = (Yg*Tgk + Yq*(Tqk-Tgk))-Rk/Yg1;
plot(L,din)
z=size(din,2);
merk = 1;
min = din(1);
%z
for i=2:z
  if din(i) < min \& din(i) > 0
     min = din(i);
     merk = i;
  end
end
min = din(merk);
laenge = 0.5*H+0.05*(merk)
L = input('Ingrese largo L: ');
                                                        % [m]
% Resultados
Gyf = (0.5^{*}(H+t+hk+L^{*}sin(e)) * L^{*}cos(e)*Y)
Pyf = (pkd^{*}L^{*}cos(e))
Ea1f = 0.5*(Y*(L*sin(e)+hk)*Kag - ck*Kach)*(L*sin(e)+hk)
alfaf = (atan(L * cos(e) / (H + t - hk - L * sin(e))))*180/pi
betaf = (pi/2 - alfaf*pi/180)*180/pi
trif = (betaf*pi/180 - fi)*180/pi
if hu > 0.5
     huuf = H + t - L^{*}cos(e) / (2^{*}tan(alfaf^{*}pi/180)) - hu;
     Uf = Yw * huuf * L * cos(e) / sin(alfaf*pi/180)
     Uxf = Uf * cos(alfaf*pi/180);
     Uyf = Uf * sin(alfaf*pi/180);
     Ux1f = 0.5 * (H +t -L*cos(e) /tan(alfaf*pi/180) -hu)^2 *Yw
end
if hu < 0.5
     huuf = 0;
     Uf = 0
     Uxf = 0;
     Uyf = 0;
     Ux1f = 0
end
Akf = Ahk / cos(e)
Ea2f = 0.5^{*}(Y^{*}(H + t)^{*}Kag - ck^{*}Kach)^{*}(H + t)
Kkf = ck*L*cos(e)/sin(alfaf*pi/180)
Skf = Ea2f*sin(da) + Akf * sin(e);
```

sumagvf = Gyf - Bhk\*tan(dp) - Skf - Uyf; sumahf = Bhk - Ea1f\*cos(da) - Uxf + Ux1f sumaqvf = Gyf + Pyf - Bhk\*tan(dp) - Skf - Uyf Nkf = sumaqvf\*sin(alfaf\*pi/180) + sumahf\*cos(alfaf\*pi/180); Rkf = Nkf\*tan(fi) + Kkf; Tgkf = sumagvf\*cos(alfaf\*pi/180) - sumahf\*sin(alfaf\*pi/180); Tqkf = sumaqvf\*cos(alfaf\*pi/180) - sumahf\*sin(alfaf\*pi/180);

solf = Rkf/Yg1 mogf = (Yg\*Tgkf + Yq\*(Tqkf-Tgkf))

## Programa para el cálculo del largo requerido de anclaje según la 9° edición de la EAU

clear all format long

% Parametros gpg = 1; tpg = 1; Yg = 1.0; Yq = 1.2; Yep = 1; Yfi = 1.15; Yc = 1.15; Yw = 10;

```
% Variables
```

Н	= input('Ingrese altura H: ');	% [m]
hk	= input('Ingrese altura hk: ');	% [m]
hu	= input('Ingrese profundidad hu: ');	% [m]
Y	= input('Ingrese densidad Y: ');	% [KN/m³]
ck	= input('Ingrese cohesión ck: ');	% [KN/m²]
fi1	= input('Ingrese ángulo fi: ');	% GRADOS
e1	= input('Ingrese ángulo e: ');	% GRADOS
pkd	I = 10;	% [KN/m²]
bp	= 2;	
da1	= 2*fi1/3;	

fi = fi1\* pi/ 180; e = e1\* pi/ 180;

dp1 = fi1;

```
da = da1* pi/ 180;
dp = dp1^* pi/180;
fid = atan(tan(fi)/Yfi);
cd = ck/Yc;
dad = fid;
dpd = fid;
% Desarrollo cálculos
Kagh = \cos(fid)^2 / (1 + \operatorname{sqrt}((\sin(fid + dad) * \sin(fid)) / (\cos(dad))))^2;
Kag = Kagh / \cos(dad);
Kaph = Kagh;
Kach = 2*cos(fid)*cos(dad)/(1+sin(fid+dad));
teta = (atan(1/(tan(fid) + (1/cos(fid)) * sqrt(sin(fid+dad) / sin(fid)*cos(-dad))))) + fid;
hf = bp*tan(teta);
eaghk = (Kagh*Y*H);
eaphk = (pkd*bp*Kaph/hf);
each = (cd^{*}Kach);
Eaghk = 0.5*H*(eaghk - each);
Eaphk = eaphk*hf;
ehuk = 2*Eaghk / (2.2*H);
ehok = 1.2*ehuk;
Kpg = ((1+sin(fid))/(1-sin(fid)))^*((1-0.53^*(-dpd))^{(0.26+5.96^*fid)})^*gpg^*tpg;
Kpgh = Kpg^{*}cos(dpd);
Kpch = 2*sqrt(Kpgh);
Ehok = ehok^{H/2};
Ehuk = ehuk^{H/2};
% Obtencion t
A = ehok;
B = ehuk;
C = eaphk;
D = eaghk-each;
I = (Kpgh)^*Y;
J = cd^{*}Kpch;
d = 1.2^{*}((A^{*}H^{2})/24 + (14^{*}B^{*}H^{2})/48) + 1.3^{*}((C/2)^{*}((hf-H/6)^{2})-(C^{*}H^{2})/72);
c = 1.2*(5*D*H)/6 - (5*J*H)/(6*1.3);
b = 1.2^{(11*D)/12} - (5^{I*H})/(12^{1.3}) - (2^{J})/(3^{1.3});
a = 1.2*D/(3*H) - I/(3*1.3);
v = [a b c d];
T = roots(v)
```

t = input('Ingrese profundidad t: ');

```
% [m]
```

$$\begin{split} \mathsf{Bghk} &= ((\mathsf{A}^*(\mathsf{H}^2))/24 + (14^*\mathsf{B}^*(\mathsf{H}^2))/48 + (5^*\mathsf{D}^*\mathsf{H})/6^*\mathsf{t} + (11^*\mathsf{D})/12^*\mathsf{t}^2 + \mathsf{D}/(3^*\mathsf{H})^*\mathsf{t}^3) \ / \ ((5^*\mathsf{H}/6) + (2^*\mathsf{t}/3)); \\ \mathsf{Bqhk} &= ((\mathsf{C}/2)^*((\mathsf{hf}\mathsf{-H}/6)^2) \cdot (\mathsf{C}^*(\mathsf{H}^2))/72) \ / \ ((5^*\mathsf{H}/6) + (2^*\mathsf{t}/3)); \end{split}$$

```
Bhk = Bghk + Bqhk;
ephk = (Kpgh^*Y^*t);
epk = (Kpg^*Y^*t);
Ephk = ephk*t*0.5 + cd*Kpch*t;
Epk = Ephk/cos(dpd);
%Anclaje
Aghk = A^{H/2} + B^{H/2} + 0.5^{(D+D+D^{t/H})^{t}} - Bghk;
Aqhk = C^{*}hf - Bqhk;
Ahk = Aghk+ Aqhk;
Ak = Ahk/ cos(e);
% Parametros de programación
paso = 0.05;
L = (0.5*H:paso:3*H)';
N = length(L);
for i = 1:N
  Gy = (0.5^{*}(H+t+hk+L(i)*sin(e)) * L(i)*cos(e)*Y)*1.0;
  E1 = 0.5^{*}(Y^{*}(L(i)^{*}sin(e)+hk)^{*}Kag - cd^{*}Kach)^{*}(L(i)^{*}sin(e)+hk);
  E1x = E1^{*}cos(dad);
  E1y = E1*sin(dad);
  Epx = Epk*cos(dpd);
  Epy = Epk*sin(dpd);
  alfa = atan(L(i)*cos(e) / (H+t-hk-L(i)*sin(e)));
  beta = pi/2 - alfa;
  tri = (beta - fid);
  Kk = cd*L(i)*cos(e)/sin(alfa);
  Kkx = Kk*sin(alfa);
  Kky = Kk*cos(alfa);
  Py = 0;
  if alfa < (90-fid)
     Py = (pkd^{*}L(i)^{*}cos(e))^{*}1.2;
  end
  Fx = Epx - E1x + Kkx;
  Fy = Epy + Kky - (E1y + Gy);
  Fxx = Epx - E1x + Kkx;
  Fyy = Epy + Kky - (E1y + Gy + Py);
  if hu > 0 \& hu < (H + t) \%- L(i)*cos(e)/tan(alfa)
     huu = H+t-L(i)*cos(e)/(2*tan(alfa))-hu;
     U = Yw*huu*L(i)*cos(e)/sin(alfa);
     Ux = U^{*}cos(alfa);
     Uy = U*sin(alfa);
     Ux1 = 0.5^{*}(H + t - L(i)^{*}cos(e)/tan(alfa) - hu)^{2}Yw;
     Fx = Epx - E1x + Kkx - Ux + Ux1;
     Fy = Epy + Kky + Uy - (E1y + Gy);
```

```
Fxx = Epx - E1x + Kkx - Ux + Ux1;
```

```
Fyy = Epy + Kky + Uy - (E1y + Gy + Py);
  end
  G(i) = (Fx/sin(tri) + Fy/cos(tri)) / (cos(alfa)/cos(tri) + sin(alfa)/sin(tri));
  Q(i) = (Fxx/sin(tri) + Fyy/cos(tri)) / (cos(alfa)/cos(tri) + sin(alfa)/sin(tri));
end
dT =Q;
plot(L,dT)
z=size(dT,2);
merk = 1;
min = dT(1);
for i=1:z
  if dT(i) < 0
     min = dT(i);
     merk = (i);
  end
end
min = dT(merk);
laenge = 0.5*H+0.05*(merk+1)
L = input('Ingrese largo L: ');
                                                        % [m]
Gyf = (0.5^{(H+t+hk+L*sin(e))} * L^{(s)}) * L^{(s)})
E1f = 0.5*(Y*(L*sin(e)+hk)*Kag - cd*Kach)*(L*sin(e)+hk)
  E1xf = E1f^{*}cos(dad);
  E1yf = E1f*sin(dad);
alfaf = atan(L*cos(e) / (H+t-hk-L*sin(e)))*180/pi
betaf = (pi/2 - alfaf*pi/180)*180/pi
trif = (betaf*pi/180 - fid)*180/pi
if alfaf*pi/180 > ((pi/2)-fid)
  Pyf = 0
end
if alfaf*pi/180 < ((pi/2)-fid)
  Pyf = (pkd*L*cos(e))*1.2
end
if hu > 0.5
     huuf = H + t - L^{*}cos(e) / (2^{*}tan(alfaf^{*}pi/180)) - hu;
     Uf = Yw * huuf * L * cos(e) / sin(alfaf*pi/180)
     Uxf = Uf * cos(alfaf*pi/180);
     Uyf = Uf * sin(alfaf*pi/180);
     Ux1f = 0.5 * (H +t -L*cos(e) /tan(alfaf*pi/180) -hu)^2 *Yw
end
if hu < 0.5
     huuf = 0;
     Uf = 0
     Uxf = 0;
```

```
Uyf = 0;
                                       Ux1f = 0
end
Kkf = cd *L *cos(e) /sin(alfaf*pi/180)
                  Kkxf = Kkf*sin(alfaf*pi/180);
                    Kkyf = Kkf*cos(alfaf*pi/180);
Epkf = Epk
                    Epxf = Epkf^{*}cos(dpd);
                    Epyf = Epkf*sin(dpd);
Fxf = Epxf - E1xf + Kkxf - Uxf + Ux1f;
Fyf = Epyf + Kkyf + Uyf - (E1yf + Gyf);
Fxxf = Epxf - E1xf + Kkxf - Uxf + Ux1f;
Fyyf = Epyf + Kkyf + Uyf - (E1yf + Gyf + Pyf);
G = (Fxf/sin(trif*pi/180) + Fyf/cos(trif*pi/180)) / (cos(alfaf*pi/180)/cos(trif*pi/180) + Fyf/cos(trif*pi/180)) / (cos(alfaf*pi/180)/cos(trif*pi/180)) + Fyf/cos(trif*pi/180)) / (cos(alfaf*pi/180)) / (cos(
sin(alfaf*pi/180)/sin(trif*pi/180));
Q = (Fxxf/sin(trif*pi/180) + Fyyf/cos(trif*pi/180)) / (cos(alfaf*pi/180)/cos(trif*pi/180) + Fyyf/cos(trif*pi/180)) / (cos(alfaf*pi/180)/cos(trif*pi/180)) + Fyyf/cos(trif*pi/180)) / (cos(alfaf*pi/180)) / (cos(alfaf*pi
sin(alfaf*pi/180)/sin(trif*pi/180));
```

dT =Q

La primera parte del programa toma los datos de entrada, trabaja con estos y entrega las fuerzas que participan en el calculo del largo de anclaje. Otro dato de salida es la profundidad de empotramiento del muro.

La segunda parte da cada programa trabaja con una iteración de un supuesto largo L de anclaje, tomando un intervalo de iteración entre H/2 y 3\*H/2. El programa entrega los resultados tanto en forma gráfica como numérica. Se cumple el análisis gráfico para un respectivo método y el programa arroja el largo de anclaje requerido L para este. Cada método entrega un largo requerido de anclaje independiente.

Una vez que se tienen los largos requeridos L, con los mismos programas se obtienen las magnitudes de los esfuerzos considerados en el diagrama de fuerzas, las cuales se utilizan posteriormente en la revisión grafica de los resultados en el anexo D.

## Anexo D

Verificación de los cálculos

#### Generalidades

En este anexo se muestra la verificación gráfica de los resultados obtenidos en este trabajo. Esta verificación gráfica consiste en el planteamiento del diagrama de fuerzas de cada uno de los casos analizados, adhiriendo a esto los respectivos valores característicos de la condición específica que cada método exige sea cumplida. En total se realizaron 40 cálculos de largos de anclaje. Estos cálculos fueron realizados por el programa desarrollado para este trabajo, el cual se adhirió en el anexo C. De los diez estados planteados en el capitulo 6.1, cada uno de ellos fue revisado y calculado por cada uno de los cuatro métodos planteados en este trabajo.

Los resultados obtenidos de los cálculos realizados por los programas, aparecen abajo en las tablas D1-D4 expresados en forma detallada. Los resultados aparecen a continuación luego del cálculo de la profundidad de empotramiento determinada para los casos [e]-[j].

En el cuadro D1 aparece un esquema con las fuerzas consideradas por los diferentes métodos.



Fuente propia

#### Cuadro D1: Representación de las fuerzas involucradas en el calculo

#### Resultados

La denotación planteada a continuación corresponde al nombre que se le dio a cada procedimiento para ser utilizado en los programas. Se continúo utilizando esta denotación para evitar una excesiva reutilización de los nombres completos.

Denotación:

m<sub>1</sub> = Procedimiento según G.i.B. (Geotechnik im Bauwesen)

m<sub>2</sub> = Procedimiento según EAU, 9° edición

- m<sub>3</sub> = Procedimiento según EAU, 10° edición, considerando sobrecarga permanente
- m<sub>3</sub><sup>°</sup> = Procedimiento EAU, 10° edición, considerando sobrecarga permanente y esporádica
- m<sub>4</sub> = Procedimiento según DIN 1054

#### m₁ (GiB)

	a1	b1	c1	d1	e1	f1	g1	h1	i1	j1
G	590,2	1230,3	1148,4	1577,4	1324,0	1058,6	1230,3	1230,3	1320,2	1317,7
Pk	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0
E1	18,3	40,9	34,8	59,5	0,0	102,3	40,9	40,9	0,0	4,2
U	0,0	0,0	0,0	580,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Ux1	0,0	0,0	0,0	25,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Kk	0,0	111,5	110,0	129,5	156,7	82,4	111,5	111,5	165,3	143,2
α	54,2	63,2	62,5	69,9	60,6	66,0	63,2	63,2	60,2	61,2
β	35,8	26,8	27,5	20,0	29,4	23,9	26,8	26,8	29,7	28,8
Ψ	3,3	8,8	9,5	2,0	11,4	5,9	8,8	8,8	11,7	10,8
Bk	78,0	172,1	171,9	162,3	172,4	168,4	172,1	172,1	171,7	172,5
Bd	95,5	211,2	211,3	195,8	212,8	205,3	211,2	211,2	212,2	212,7
Epd	104,0	216,6	216,6	216,6	216,6	216,6	216,6	216,6	216,6	216,6

Tabla D1: Resultados según el procedimiento por G.i.B

## m<sub>2</sub> (EAU, 9° Edición)

	a2	b2	c2	d2	e2	f2	g2	h2	i2	j2
G	565.3	958.3	810.7	1608.4	1265.8	1003.3	1165.4	1165.4	1265.0	1254.7
Pk	71.9	90.4	81.1	139.7	156.6	86.7	114.2	114.2	165	143.4
E1	19.3	29.8	21.8	63.4	0.0	107.1	44.5	44.5	0.0	6.75
U	0.0	0.0	0.0	633.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Ux1	0.0	0.0	0.0	22.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kk	0.0	87.6	83.3	112.2	131.7	69.9	94.1	94.1	139.2	119.9
α	50.2	48.4	44.9	64.4	59.5	64.0	61.6	61.6	59.2	59.9
β	39.8	41.6	45.1	25.6	30.5	25.9	28.4	28.4	30.8	30.0
Ψ	10.8	25.8	29.3	9.8	14.7	10.2	12.6	12.6	15.0	14.2
Ep	148.5	408.5	389.3	408.5	237.0	237.0	237.0	237.0	237.0	237.0
ΔT	3.24	1.03	0.49	2.41	1.56	3.5	2.59	2.59	1.48	2.14

Tabla D2: Resultados según el procedimiento planteado por EAU, 9. edición

## m<sub>3</sub>, m<sub>3</sub><sup>,</sup> (EAU, 10° Edición)

	a3	a3`	b3	b3`	c3	c3`	d3	d3`	e3	e3`
G	590.2	621.8	1129.8	1288.7	1041.7	1209.7	1538.4	1601.0	1231.9	1440.4
Pk	63.7	366.6	92.7	403.3	89.8	401.9	119.3	423.1	127	448.5
E1	18.3	19.4	35.9	43.9	29.7	37.8	57.4	60.9	0.0	0.0
U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	567.2	588.5	0.0	0.0
Ux1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24.1	26.4	0.0	0.0
Ea2	132.9	132.9	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4
Kk	0.0	0.0	106.4	114.5	104.3	113.4	127.5	130.8	148.5	167.3
α	54.2	55.9	60.6	64.5	59.5	64.0	69.3	70.3	58.8	62.6
β	35.7	34.1	29.3	25.5	30.5	25.9	20.7	19.7	31.2	27.4
Ψ	3.3	1.6	11.3	7.5	12.5	7.9	2.7	1.7	13.2	9.4
А	97.9	97.7	187.2	186.1	188.8	188.9	186.0	186.5	181.8	182.2
Amög	99.8	99.8	189.1	189.0	189.1	189.0	189.1	189.1	182.6	182.6

	f3	f3`	g3	g3`	h3	h3`	i3	i3`	j3	j3`
G	979.9	1082.6	1129.9	1288.7	983.8	1004.3	1228.2	1439.8	1223.2	1422.7
Pk	71.0	376.6	92.7	403.3	382.6	384.0	133.5	456.5	116.5	435.5
E1	91.5	105.7	35.9	43.9	28.9	29.9	0	0.0	4.2	4.2
U	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
Ux1	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
Ea2	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4
Kk	79.6	83.3	106.4	114.5	99.1	100.1	156.7	176.7	135.4	152.1
α	63.1	66.9	60.6	64.5	56.4	57.0	58.4	62.3	59.4	63.0
β	26.9	23.1	29.3	25.5	33.6	32.9	31.6	27.6	30.6	26.9
Ψ	8.9	5.1	11.3	7.5	15.6	14.9	13.6	9.6	12.6	8.9
A	210.5	209.9	187.2	186.1	2.5	3.9	181.9	182.3	181.1	180.5
Amög	210.9	210.9	189.1	189.1	0.0	0.0	182.6	182.6	182.6	182.6

Tabla D3: Resultados según el procedimiento planteado por EAU, 10° edición

El procedimiento recomendado por la EAU (10° edición), el cual se denota con m3, determina que el análisis del deslizamiento en la fuga profunda debe ser realizado bajo dos estados diferentes de sobrecarga. Debe satisfacer las condiciones para una sobrecarga distribuida permanente de 10 KN/m<sup>2</sup> y también para la condición de sobrecarga permanente y esporádica, las cuales corresponden a 10 y 150 KN/m<sup>2</sup> respectivamente. Este ultimo caso se denota con el pseudónimo m3`.

#### m4 (DIN)

	a4	b4	c4	d4	e4	f4	g4	h4	i4	j4
G	706.7	1453.7	1327.8	1851.1	1687.8	1180.5	1453.7	1468.9	1688.2	1664.3
Pk	74.8	113.9	110.1	138.1	174.0	81.8	113.9	114.9	183.5	158.5
Ea1	22.5	52.7	43.8	75.5	0.0	119.7	52.7	53.5	0.0	4.2
U	0.0	0.0	0.0	675.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Ux1	0.0	0.0	0.0	36.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
А	64.4	114.7	114.7	114.7	110.8	127.9	114.7	0.0	110.8	110.8
Ea2	129.3	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4	304.4
Kk	0.0	123.1	119.9	143.7	190.2	87.1	123.1	123.9	200.9	172.9
Sumv	677.0	1419.2	1289.4	1191.4	1743.0	1079.6	1419.2	1465.1	1752.9	1703.9
Sumh	41.9	119.3	127.9	-54.5	172.2	53.7	119.3	118.5	172.7	166.7
α	60.7	67.8	66.7	73.8	66.1	70.0	67.8	68.1	65.9	66.5
β	29.3	22.2	23.3	16.1	23.8	19.9	22.2	21.9	24.1	23.5
Ψ	3.2	-4.2	5.3	-1.85	-5.8	-1.9	-4.2	3.9	6.1	5.5
T <sub>k</sub>	353.9	513.4	473.7	464.2	664.3	384.4	513.4	527.2	676.2	638.3
R <sub>k</sub>	356.8	514.6	476.2	464.2	664.4	384.8	514.6	528.1	676.5	639.0

Tabla D4: Resultados según el procedimiento planteado por la DIN 1054

Los valores de los ángulos con los que actúan las fuerzas de empuje aparecen en la tabla D1.

	а	b	С	d	е	f	g	h	i	j
da	21,7	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
dp	32,5	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0
fi	32,5	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0

Tabla D5: Datos del suelo utilizados en los cálculos

Con todos los resultados a disposición, se desarrollan los diagramas de fuerza que verifican la exactitud de los resultados obtenidos.

#### Calculo de la profundidad de empotramiento t

En los estados [a], [b], [c] y [d], la profundidad de empotramiento t se considero igual a la profundidad de empotramiento t<sub>erf.</sub> El valor de t<sub>erf</sub> para los estados anteriormente mencionados fue calculado directamente por el programa –Matlab- encargado de calcular el largo de anclaje. Para los estados [e], [f], [g], [h], [i] y [j], t se obtuvo del cálculo estático realizado a mano para verificar la estabilidad del muro. Los datos de entrada para los cálculos de la profundidad de empotramiento t se obtuvieron de las propiedades escogidas luego del análisis de los estados [a] y [b], los cuales corresponden en este caso a las propiedades de un suelo cohesivo. El cálculo de t se desarrolla y muestra a continuación.

Calculo del empuje característico bajo la condición de superficie de deslizamiento en la fuga profunda en una superficie plana. Propiedades del suelo (Suelo cohesivo)

= 20  $(KN/m^3)$ ٧ ck = 10 $(KN/m^2)$ 0  $\Phi = 18$ 0  $\delta_a = 12$ 0  $\delta_{\rm D} = 18$ o = 0 α ο ß = 0

Las ecuaciones utilizadas para el cálculo de t se extrajeron en parte del desarrollo planteado del cálculo de los empujes en el anexo B.

$$K_{ag} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha * \cos(\delta_a - \alpha) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta_a - \alpha) * \cos(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$

 $K_{ag} = 0,47$ 

$$K_{agh} = K_{ag} * \cos(\delta_a) = 0,46$$

$$K_{ach} = \frac{2 \cos(\varphi) \cos(\delta_a)}{1 + \sin(\varphi + \delta_a)} = 1,24$$

$$\theta_{ag} = \operatorname{arc} \operatorname{cot} \left[ \tan(\varphi - \alpha) + \frac{1}{\cos(\varphi - \alpha)} * \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi - \beta) * \cos(\alpha - \delta_a)}} \right] + \varphi$$
  

$$\theta_{ag} = 49.3 \circ$$
  

$$e_{agh} = \gamma * K_{ah} * h - c_k * K_{ach}$$
  

$$e_{aghk} (z=6 \text{ m}) = 43.2 \text{ KN/m}^2$$

Sobrecarga en franja:

$$h_f = b_p * \tan(\theta_{ag}) = 2,32 \text{ m}$$

$$e_{aphk} = \frac{p_k * b_p}{h_f} * K_{aph} = 59.8 \text{ KN/m}^2$$

Resultante del empuje:

$$E_{agk} = 0.5 * (e_{aghk} - c_k * K_{ack}) * h = 129.5 \text{ KN/m}$$

$$e_{huk} = \frac{E_{aghk}}{1.1 * H} = 19.6 \text{ KN/m}^2$$

$$e_{hok} = 1.2 * e_{huk} = 23.6 \text{ KN/m}^2$$

$$E_{aph} = e_{aphk} * h_f = 138.9 \text{ KN/m}$$

La denotación de los diferentes esfuerzos considerados en los cálculos para la obtención de t se esquematiza en el cuadro D2.



Schneider; Bautabellen für Ingenieure

Cuadro D2: Representación de la presión de los empujes según distribución Empuje pasivo:

$$K_{pg} = K_{pg0} * i_{pg} * g_{pg} * t_{pg} = 2,63$$

$$K_{pgh} = K_{pg} * \cos(\alpha + \delta_p) = 2,5$$

$$K_{pch} = 2 * \sqrt{K_{pgh}} = 3,16$$

$$E_{pghc} = 0,5 * \gamma * h^2 * K_{pgh} + c_k * h * K_{pch} = 281,6 \text{ KN/m}$$

Del cálculo estático se tiene

$$\gamma_{G} * B_{Ghk} + \gamma_{Q} * B_{Qhk} \leq \frac{E_{pghc}}{\gamma_{Ep}}$$

$$9,95 * t^3 + 64,96 * t^2 - 137,38 * t - 318,71 = 0$$

$$t \ge 2,74m$$

El valor calculado de t se aproxima a su entero más cercano

Escojido t = 2,7 m

## Diagramas de fuerzas

Resultado grafico [a1]:



Resultado grafico [a2]:



t	=	1,6	[m]
L	=	6,2	[m]
ΔT	=	3,24	[KN/m]

Resultado grafico [a<sub>3</sub>]:



t	=	1,3	[m]
L	=	6,6	[m]
$A_{k}$	=	97.9	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	99.8	[KN/m]

Resultado grafico [a<sub>3</sub>·]:



Resultado grafico [a4]:



Resultado grafico [b1]:



Resultado grafico [b<sub>2</sub>]:



Resultado grafico [b<sub>3</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	9,6	[m]
$A_{k}$	=	187,2	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	189,1	[KN/m]

Resultado grafico [b<sub>3</sub>`]:



=	2,7	[m]
=	10,7	[m]
=	186,1	[KN/m]
=	189,0	[KN/m]
	= = =	<ul> <li>= 2,7</li> <li>= 10,7</li> <li>= 186,1</li> <li>= 189,0</li> </ul>



t	=	2,7	[m]
L	=	11,8	[m]
T <sub>k</sub>	=	513,4	[KN/m]
R <sub>k</sub>	=	514,6	[KN/m]

Resultado grafico [c1]:



t	=	2,7	[m]
L	=	10,1	[m]
$B_d$	=	211,3	[KN/m]
$E_{pd}$	=	216,6	[KN/m]

Resultado grafico [c2]:



t	=	3,6	[m]
L	=	7,0	[m]
ΔТ	=	0,49	[KN/m]

Resultado grafico [c<sub>3</sub>]:



Resultado grafico [c<sub>3</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	10,55	[m]
$A_{k}$	=	188,9	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	189,0	[KN/m]

Resultado grafico [c<sub>4</sub>]:



Resultado grafico [d1]:



t	=	2,7	[m]
L	=	12,6	[m]
$B_d$	=	195,8	[KN/m]
$E_{pd}$	=	216,6	[KN/m]

Resultado grafico [d<sub>2</sub>]:



t	=	3,7	[m]
L	=	12,05	[m]
ΔT	=	2,41	[KN/m]

Resultado grafico [d<sub>3</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	12,35	[m]
A <sub>k</sub>	=	186,0	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	189,1	[KN/m]

Resultado grafico [d<sub>3</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	12,75	[m]
$A_{k}$	=	186,5	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	189,1	[KN/m]

Resultado grafico [d<sub>4</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	14,35	[m]
Τ <sub>k</sub>	=	464,2	[KN/m]
R <sub>k</sub>	=	464,2	[KN/m]



Resultado grafico [e2]:



t	=	2,7	[m]
L	=	13,05	[m]
ΔT	=	1,56	[KN/m]

Resultado grafico [e<sub>3</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	12,7	[m]
$A_{k}$	=	181,8	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	182,6	[KN/m]

Resultado grafico [e<sub>3</sub>]:



Resultado grafico [e<sub>4</sub>]:



[m]

[m]

[KN/m]

[KN/m]

Resultado grafico [f1]:



t	=	2,7	[m]
L	=	8,7	[m]
$B_d$	=	205,3	[KN/m]
$E_{pd}$	=	216,6	[KN/m]

Resultado grafico [f2]:



t	=	2,7	[m]
L	=	8,3	[m]
ΔT	=	3,5	[KN/m]

Resultado grafico [f<sub>3</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	8,2	[m]
$A_{k}$	=	210,5	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	210,9	[KN/m]

Resultado grafico [f3`]:



Resultado grafico [f<sub>4</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	9,45	[m]
T <sub>k</sub>	=	384,4	[KN/m]
R <sub>k</sub>	=	384,8	[KN/m]

Resultado grafico [g1]:



t	=	2,7	[m]
L	=	10,3	[m]
$B_d$	=	211,2	[KN/m]
$E_{pd}$	=	216,6	[KN/m]

Resultado grafico [g2]:



Resultado grafico [g<sub>3</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	9,6	[m]
$A_{k}$	=	187,2	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	189,1	[KN/m]

Resultado grafico [g3]:



t	=	2,7	[m]
L	=	10,7	[m]
$A_{k}$	=	186,1	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	189,1	[KN/m]

Resultado grafico [g4]:



Resultado grafico [h1]:



t	=	2,7	[m]
L	=	10,3	[m]
$B_d$	=	211,2	[KN/m]
$E_{pd}$	=	216,6	[KN/m]

Resultado grafico [h<sub>2</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	9,85	[m]
ΔT	=	2,59	[KN/m]

Resultado grafico [h<sub>3</sub>]:



Resultado grafico [h3]:



t	=	2,7	[m]
L	=	8,7	[m]
A <sub>k</sub>	=	0	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	0	[KN/m]

Resultado grafico [h<sub>4</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	11,9	[m]
T <sub>k</sub>	=	527,2	[KN/m]
R <sub>k</sub>	=	528,1	[KN/m]



=	2,7	[m]
=	14,35	[m]
=	212,2	[KN/m]
=	216,6	[KN/m]
	= = =	<ul> <li>= 2,7</li> <li>= 14,35</li> <li>= 212,2</li> <li>= 216,6</li> </ul>

Resultado grafico [i2]:



t	=	2,7	[m]
L	=	13,75	[m]
ΔT	=	1,48	[KN/m]

Resultado grafico [i3]:



t	=	2,7	[m]
L	=	13,35	[m]
$A_{k}$	=	181,9	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	182,6	[KN/m]

Resultado grafico [i3]:



t	=	2,7	[m]
L	=	15,65	[m]
$A_{k}$	=	182,3	[KN/m]
$A_{m\breve{o}g}$	=	182,6	[KN/m]

Resultado grafico [i4]:



t	=	2,7	[m]
L	=	18,35	[m]
T <sub>k</sub>	=	676,2	[KN/m]
R <sub>k</sub>	=	676,5	[KN/m]

Resultado grafico [j1]:



t	=	2,7	[m]
L	=	12,55	[m]
$B_d$	=	212,7	[KN/m]
$E_{pd}$	=	216,6	[KN/m]

Resultado grafico [j2]:



Resultado grafico [j<sub>3</sub>]:



t	=	2,7	[m]
L	=	11,65	[m]
$A_{k}$	=	181,1	[KN/m]
A <sub>mög</sub>	=	182,6	[KN/m]

Resultado grafico [j<sub>3</sub>]:



=	2,7	[m]
=	13,55	[m]
=	180,5	[KN/m]
=	182,6	[KN/m]
	= = =	<ul> <li>= 2,7</li> <li>= 13,55</li> <li>= 180,5</li> <li>= 182,6</li> </ul>



# Comprobación de la suma de momentos de las fuerzas actuantes en el muro de contención.

La obtención de una suma de momentos al muro de contención se realiza para la comprobación de la estabilidad considerando los respectivos requisitos de los diferentes métodos planteados en este trabajo. Esta comprobación se ejecuta originalmente para los métodos que consideran el diagrama de cuerpo libre sin el muro de contención, los cuales corresponden a EAU (10° Edición) y DIN 1054. Existe un corte de la sección en la cara pasiva del muro de contención y el esquema muestra las fuerzas actuantes presentes en aquella cara del muro.

A continuación se muestran las fuerzas según el método de la EAU (10° Edición) para un suelo cohesivo. Los valores de las fuerzas se obtuvieron del estado [b] de la tabla D3.



Recuadro D3: Representación fuerzas actuantes en el muro
$\begin{array}{lll} \epsilon &= 15 & ^{\circ} \\ \delta_{a} &= 12 & ^{\circ} \\ \delta_{p} &= 18 & ^{\circ} \\ A &= 157,9 & (KN/m) \\ Ea2 = 170,5 & (KN/m) \\ Bk &= 125,3 & (KN/m) \end{array}$ 

$$\Sigma O = B_{hk} * \frac{t}{3} + A_{hk} * (H + t - h_k) - E_{a2hk} * \left(\frac{H}{3} + t\right)$$

$$\Sigma O = 119,2 * \frac{2,3}{3} + 152,5 * (6+2,3-1) - 166,7 * \left(\frac{6}{3} + 2,3\right)$$

 $\Sigma O = 487,8$  KN

El resultado de la suma de momentos muestra una fuerza resultante actuando hacia el suelo, eso significa que la fuerza esta dirigida a un aumento de la seguridad.