

The image shows a vertical cross-section of soil layers. At the top, there is a layer of green grass. Below it is a dark brown topsoil layer. The middle section is a lighter, yellowish-brown subsoil with some vertical roots. The bottom part is a darker, more textured layer. A shovel with a red handle and a black blade is stuck vertically into the soil on the right side. The logo for 'compAs Editorial' is in the upper left, with 'compAs' in a stylized font and 'Editorial' below it. A decorative yellow and orange geometric shape is on the left side of the page.

compAs
Editorial

AFECTACIÓN DE LOS TERRENOS Y OBRAS DE SUPERFICIE POR LOS TRABAJOS SUBTERRÁNEOS

ROBERTO BLANCO TORRENS.
EDUARDO SANTOS BAQUERIZO.



AFECTACIÓN DE LOS TERRENOS Y OBRAS DE SUPERFICIE POR LOS TRABAJOS SUBTERRÁNEOS

ROBERTO BLANCO TORRENS.
EDUARDO SANTOS BAQUERIZO.

compAs
Editorial

Publicado en diciembre - 2017 por Compás Editorial Guayaquil - Ecuador.

Esta publicación esta disponible en Acceso Abierto bajo la licencia Atribución-Compartir Igual 3.0 IGO (CC-BY-SA 3.0 IGO).

Al utilizar el contenido de esta publicación, los usuarios aceptan estar legalmente obligados por las condiciones de Compás Editorial.

Título: AFECTACIÓN DE LOS TERRENOS Y OBRAS DE SUPERFICIE POR LOS TRABAJOS SUBTERRÁNEOS

Autoría:
ROBERTO BLANCO TORRENS.
EDUARDO SANTOS BAQUERIZO.

Edición: Primera Edición
Publicación: diciembre 2017
Edición: Editado por los autores
Diseño y maquetación: Compás Editorial
Libro Sometido por pares académicos
Cámara Ecuatoriana del Libro - ISBN 978-9942-770-49-3

Guayaquil - Ecuador

compás
Editorial

Índice

Introducción	1
Capítulo I) Análisis de las causas de los desplazamientos que se producen en el macizo y los terrenos de la superficie.	3
I.1) Afectaciones del macizo por existencia de terrenos kársticos	3
I.1.1) Características de las dolinas	4
I.1.2) Factores y causas que condicionan los riesgos geomecánicos	7
I.1.3) Mecanismos de generación de subsidencia y hundimiento	11
I.2) Suelos colapsables	13
I.2.1) <i>Causas del fenómeno</i>	14
I.2.2) <i>Identificación y utilización de suelos colapsables</i>	15
I.3) Afectaciones por el descenso del nivel freático y/o por la explotación intensa de acuíferos	20
I.4) Afectación por procesos tectónicos y actividad sísmica	21
I.5) Actividad minera subterránea y construcción de túneles y obras subterránea	22
I.5.1) Migración de vacíos	26
I.6) Extracción y/o expulsiones de gas y petróleo	30
I.6.1) Fallamiento inverso anormal encima de reservorios de hidrocarburos agotados	30
I.7) Otras causas que provocan afectaciones	32
Capítulo II) Características del proceso de desplazamiento del macizo rocoso y los terrenos de superficie.	35
II.1) Parámetros del proceso de desplazamiento	36
II.2) Factores que influyen en el proceso de desplazamiento	45
II.2.1) Factores regulables	46
II.2.2) Factores dados (naturales)	47
II.3) Sectores de deformación del macizo	48
II.3.1) Profundidad de seguridad	52

Capítulo III) Estudio de los desplazamiento que ocurren en el macizo rocoso a causa de los trabajos subterráneos	57
III.1) Cálculo de los desplazamientos en los frentes de trabajo	57
III.1.1) Métodos analíticos	58
III.1.2) Métodos empíricos	62
III.2) Calculo de los desplazamientos que ocurren en el macizo	63
III.2.1) Método de integración de redes	64
III.2.2) Método considerando al macizo como un medio continuo	65
III.2.3) Método considerando al macizo rocoso como un medio discreto	68
Capítulo IV) Análisis del proceso de desplazamiento en la superficie.	72
IV.1) Estudio instrumental del proceso de desplazamiento de la superficie	72
IV.1.1) Características de las estaciones de medición	73
IV.1.2) Realización de las observaciones	78
IV.1.3) Empleo de estaciones especiales	79
IV.2) Investigación del proceso de desplazamiento de la superficie utilizando modelos físicos	81
IV.3) Descripción matemática del proceso de desplazamiento	83
Capítulo V) Calculo de los desplazamientos de los terrenos de la superficie	87
V.1) Cálculo de asentamiento en la superficie	87
V.1.1) Métodos empíricos de calculo	87
V.1.2) Método de integración de redes	93
V.1.3) Métodos de cálculo del asentamiento basado en la utilización de la función de distribución	95
V.1.4) Métodos de cálculo basados en los modelos teóricos	98
V.2) Cálculo del desplazamiento horizontal	105
V.2.1) Método basado en el concepto del centro de gravedad	106
V.2.2) Cálculo del desplazamiento horizontal a partir de la curvatura de la zona de depresión	107
V.2.3) Calculo de los desplazamientos horizontales a partir de la inclinación de la superficie de depresión	109

V.2.4) Calculo del desplazamiento horizontal, con el empleo de modelos teóricos del macizo rocoso	110
Capítulo VI) Desarrollo con el tiempo del proceso de desplazamiento en la superficie	113
VI.1) Análisis del desarrollo del proceso de desplazamiento en el transcurso del tiempo	114
VI.2) Cálculo de asentamiento con el transcurso del tiempo	117
VI.3) Desarrollo del proceso de deformación horizontal en la superficie con el transcurso del tiempo.	121
Capítulo VII) Medidas para la protección de las obras en las zonas de influencia de los trabajos subterráneos	123
VII.1) Afectaciones de los terrenos y obras de superficie por los trabajos subterráneos	123
VII.2) Principios fundamentales para la elección de las medidas de protección	131
VII.2.1) Medidas profilácticas de protección	134
VII.2.2) Medidas técnicas	135
VII.2.3) Medidas constructivas para la protección de las obras de superficie	143
Bibliografía	150

Introducción

El proceso de desplazamiento de las rocas en el macizo, puede ser ocasionado por diversas causas: realización de trabajos subterráneos de distintos tipos, ocurrencia de procesos tectónicos, procesos de disolución, disminución del nivel de las aguas subterráneas, pérdida de calidad (resistencia o capacidad portadora del terreno), entre otras causas.

Son conocidos muchos casos, en que como resultado de estos procesos de desplazamiento de las rocas, se ha producido la afectación e incluso destrucción, tanto de obras subterráneas, como de la superficie.

En la actualidad el estudio de este fenómeno adquiere gran importancia, debido, por un lado al aumento de la frecuencia e intensidad con que las causas que los producen se manifiestan y por otro a la necesidad, cada vez mayor, de proteger los terrenos de superficie de cualquier tipo de afectación.

Uno de los factores que más afectación provoca en los terrenos y obras de superficie son los trabajos subterráneos, tanto mineros, como los que se realizan con otros fines constructivos (túneles para vías, túneles hidrotécnicos, cámaras de diferentes tipos, estaciones de metros, entre otras muchas obras).

En el presente título "Afectación de los terrenos y obras de superficie por los trabajos subterráneos", que se estructura en 7 capítulos, se recogen aspectos de gran interés e importancia sobre esta temática.

En el primer capítulo se hace un análisis de diferentes causas que pueden provocar el desplazamiento del macizo y las afectaciones de los terrenos y obras de superficie; tales como: presencia de terrenos kársticos, existencia de terreno colapsables, descenso del nivel freático, procesos tectónicos, actividad minera subterránea y/o construcción de obras subterráneas, entre otros.

En el capítulo II se trata el tema de las afectaciones del macizo rocoso por la actividad subterránea, en donde se analizan los parámetros del proceso de desplazamiento del macizo y los factores fundamentales que influyen en este proceso, en tanto que en el capítulo III se realiza el estudio de los desplazamientos que ocurren en el macizo, tanto cercanos a las excavaciones subterráneas, como en el interior del macizo.

En el capítulo IV se analiza por diferentes métodos el proceso de desplazamiento que tiene lugar en los terrenos de superficie provocados por los trabajos subterráneos y en el capítulo V se estudian los métodos de cálculo de los desplazamientos de los terrenos de superficie.

En el capítulo VI se valora el desarrollo, con el tiempo, del proceso de desplazamiento de los terrenos de superficie, tema que en general ha sido poco estudiado y que muchas situaciones adquieren una gran importancia.

Por último en el capítulo final (capítulo VII) se hace un recuento de diferentes medidas que se pueden emplear para evitar, atenuar o mitigar las afectaciones que se pueden producir en los terrenos y obras de superficie provocadas por los trabajos subterráneos.

Se considera que el presente título puede ser de gran utilidad a los alumnos que cursan las carreras de ingeniería civil, geología, minas y en general todas aquellas ingenierías que estén vinculadas a ciencias de la tierra. Este material también es valioso para los profesionales vinculados a estas temáticas.

Nuestros mayores agradecimientos a todos, los que de una forma u otra han colaborado en la elaboración y preparación de este título.

Los autores.

CAPÍTULO 1



Análisis de las causas de los desplazamientos que se producen en el macizo y los terrenos de la superficie.

Los desplazamientos que ocurren en los macizos rocosos y sus implicaciones en los terrenos y obras de superficie, pueden deberse a diferentes causas, entre ellas:

- 1) Presencia de terrenos kársticos
- 2) Existencia de suelos colapsables
- 3) Descenso del nivel freático y/o explotación intensa de acuíferos
- 4) Procesos tectónicos y actividad sísmica
- 5) Actividad minera subterránea y construcción de túneles y obras subterráneas.
- 6) Extracción y/o expulsión de petróleo o gas.
- 7) Otras.

A continuación se realiza el análisis de cada una de estas causas.

I.1) Afectaciones del macizo por existencia de terrenos kársticos

Se producen principalmente cuando existe una cobertura potente de terreno por sobre los sectores de material karstificados, o en presencia de formaciones rocosas fácilmente deformables por su plasticidad.

En este caso la afectación en la superficie puede ser variable, desde pequeñas dolinas; hasta áreas que abarcan miles de metros cuadrados.

El mecanismo de movimiento natural de la masa de terreno se caracteriza por tener velocidades muy lentas, aunque puede verse fácilmente acelerado por acciones antrópicas.

Para caracterizar las deformaciones producidas en los terrenos de superficie, en dependencia de sus dimensiones, morfometría y carácter (Tennings, 1985), existen diferentes denominaciones (dolina, sima, sumidero y otras). En el presente material solo se hace referencia a las dolinas, como forma genérica más representativa de estos movimientos.

I.1.1) Características de las dolinas

Las dolinas se definen como una depresión cuasi circular cerrada en forma de embudo, cuya pendiente puede llegar a ser escarpada, con un diámetro que puede variar desde varios metros hasta varios cientos de metros.

Las dolinas, como forma genérica más representativa de la manifestación del Karst, pueden ser de varios tipos (ver figura I.1).

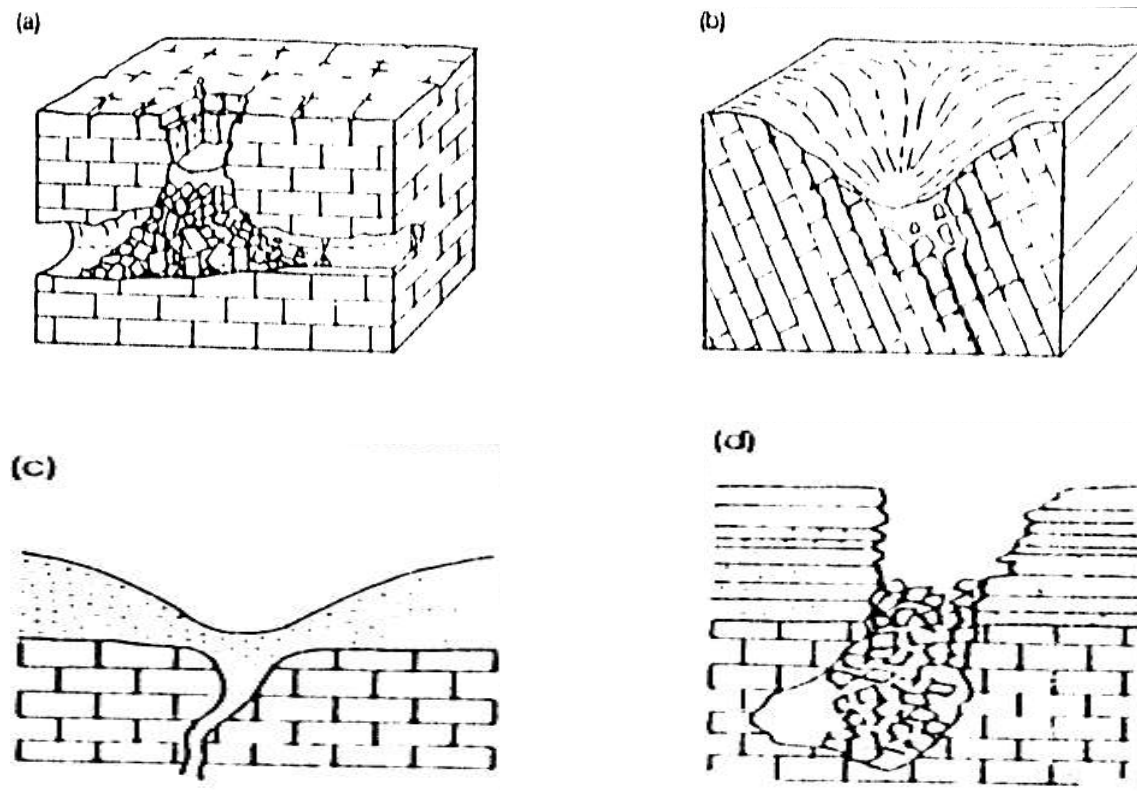


Figura I.1.- Principales tipos de dolina.

a) Dolina de colapso, b) dolina de disolución, c) dolina de subsidencia, d) dolina de colapso por karst subyacente.

Desde el punto de vista de la generación se pueden diferenciar 2 tipos básicos de dolina: las generadas por deformación de una cavidad en el interior del macizo y las que se generan por la pérdida gradual de los materiales que la conforman.

Es evidente que estos tipos básicos se corresponden con momentos puntuales en el tiempo, durante la evolución de una dolina; así ella puede pasar por diversas etapas de afectación, en función de la interacción de los procesos superficiales (precipitación, erosión, etc.) y subterráneos (cambios hidrogeológicos, modificaciones en la geometría de la red kárstica, entre otros).

El origen común de las dolinas de hundimiento se encuentra en el fallo estructural de la bóveda de un vacío subterráneo; este puede estar localizado en la propia cobertura de los karst cubiertos (donde los procesos de piping son dominantes), en el contacto suelo – karst (con procesos tipo succión), o en verdaderas cavidades kársticas subsuperficiales, tanto en karst cubiertos como descubiertos.

Las dimensiones que pueden alcanzar las dolinas son muy variables, generalmente, oscilan entre el orden métrico y el hectométrico (en diámetros) y con profundidades del mismo rango, si bien en cada dolina particular la profundidad suele ser menor que el diámetro; el caso contrario sucede en las chimeneas o cavidades con tendencia vertical predominante, donde la profundidad es mucho mayor que el diámetro de la abertura superficial.

Se han establecido en diversas regiones del mundo relaciones entre el número de dolinas existentes en un territorio kárstico y la profundidad de las mismas, llegándose a fórmulas del tipo $n = N_0 e^{-kd}$ (Troester and White & White, 1984) donde ' N_0 ' y ' K ' son constantes para cada región, ' n ' es el número de dolinas de una profundidad determinada y ' d ' la profundidad en metros. Las rectas así definidas se agrupan en haces correspondientes a regiones climáticas distintas (templadas con dolinas de profundidades menores de 50 metros, y tropicales, con profundidades mayores) (ver figura I.2).

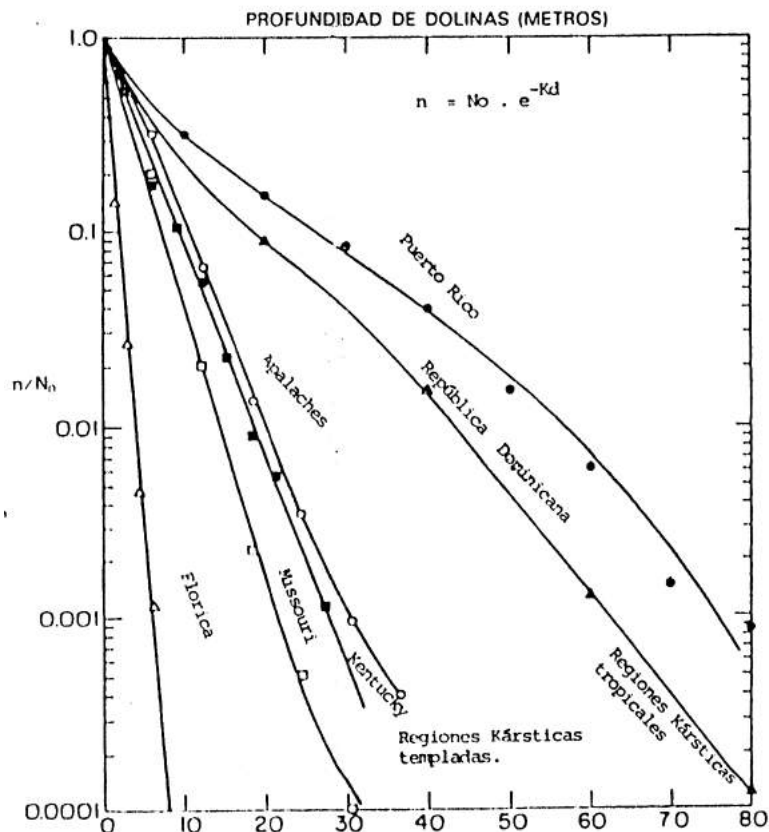


Figura I.2.- Relación entre profundidad de dolinas y n/N_0 para una determinada profundidad; N_0 y K = constantes para cada región; (Según Troester and White & White, 1984)

La velocidad de generación de dolinas de hundimiento es muy rápida. El colapso puede ser monofásico o polifásico, pero generalmente el tiempo que transcurre desde los primeros indicios de inestabilidad (grietas, pequeñas deformaciones del suelo; a veces ruidos) rara vez es superior a algunas horas y con frecuencia, es mucho menor. Son raras las ocasiones en que el hundimiento, se detecta con algunos días de antelación.

En cuanto al número de hundimientos por unidad de tiempo, es difícil hacer estimaciones, si bien pueden establecerse comparaciones. Este valor es muy elevado en karsts salinos y yesíferos, y mucho menor en carbonatados. Entre estos últimos, los hundimientos son más numerosos en los karsts cubiertos que en los desnudos; además el ritmo de generación de dolinas aumenta con el fenómeno de antropización del karst, frente a las condiciones naturales.

De cualquier modo, los hundimientos constituyen el riesgo geológico asociado al karst más importante y frecuente. Las consecuencias en los casos de afectación a viviendas, vías de comunicación, obras públicas u otras estructuras son catastróficas.

I.1.2) Factores y causas que condicionan los riesgos geomecánicos

Los desplazamientos de los terrenos de superficie y los hundimientos kársticos están determinados por múltiples factores de naturaleza muy diversa; los principales pueden agruparse en:

- Factores litológicos
- Factores estructurales
- Factores hidrogeológicos y climáticos
- Factores geomecánicos
- Factores sismotectónicos
- Factores antrópicos.

Entre los factores litológicos cabe destacar la clara diferencia de comportamiento entre los karsts en materiales yesíferos y salíferos y los carbonatados. La extraordinaria diferencia de las solubilidades respectivas (hasta cientos de g/litro para la sal, en torno a 2 g/litro el yeso, frente a algunos centenares de mg/litros de las calizas y dolomitas, lo que condiciona la velocidad de disolución y en consecuencia la karstificación del macizo rocoso.

Los karsts yesíferos y salinos evolucionan detectablemente a escala temporal humana. En pocos años una red kárstica puede variar considerablemente de tamaño y morfología, y repercutir por tanto en la frecuencia de formación de hundimientos.

Los factores estructurales condicionan frecuentemente el lugar de aparición de las dolinas. La densidad de fracturación (número de discontinuidades por unidad de superficie) es directamente proporcional a la densidad de dolinización; las dolinas suelen originarse en las intersecciones de discontinuidades de distintas familias, o sobre discontinuidades principales (ver figura I.3).

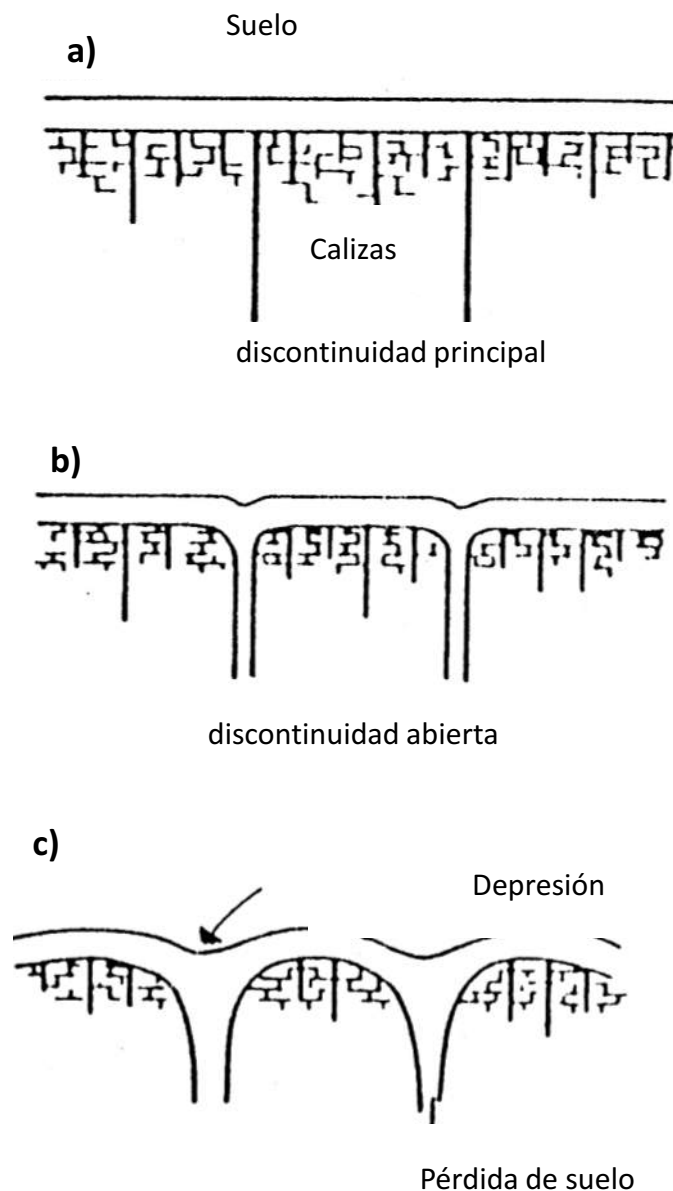


Figura I.3.- Formación de depresiones sobre discontinuidades principales. (El espaciado entre discontinuidades principales puede oscilar entre el orden métrico y el kilométrico. (Según Trugdill, 1985).

El buzamiento es también otro factor importante: la densidad de dolinas es mucho mayor en áreas con buzamientos bajos ($<15^\circ$); en el extremo contrario, también aumenta el número de depresiones en series subverticales, si el área kárstica aflorante es lo suficientemente extensa.

Los factores climáticos e hidrogeológicos suelen estar muy relacionados. Constituyen en la mayoría de los casos las causas desencadenantes de los hundimientos y en muchas ocasiones de subsidencias.

Las regiones climáticas más favorables a los hundimientos kársticos son las tropicales, húmedas, con intensidades de lluvia muy altas y tasas de disolución elevadas.

También las regiones subárticas y las de alta montaña en regiones templadas son propensas a los hundimientos.

En las regiones templadas, los hundimientos están asociados temporalmente a épocas de sequía prolongadas o de lluvias muy intensas; en términos hidrogeológicos, las oscilaciones amplias y/o rápidas del nivel freático suelen desencadenar reajustes geomecánicos, sobre todo en karsts cubiertos, explicables por procesos de succión o por simple pérdida del empuje hidrostático (ver figura I.4).

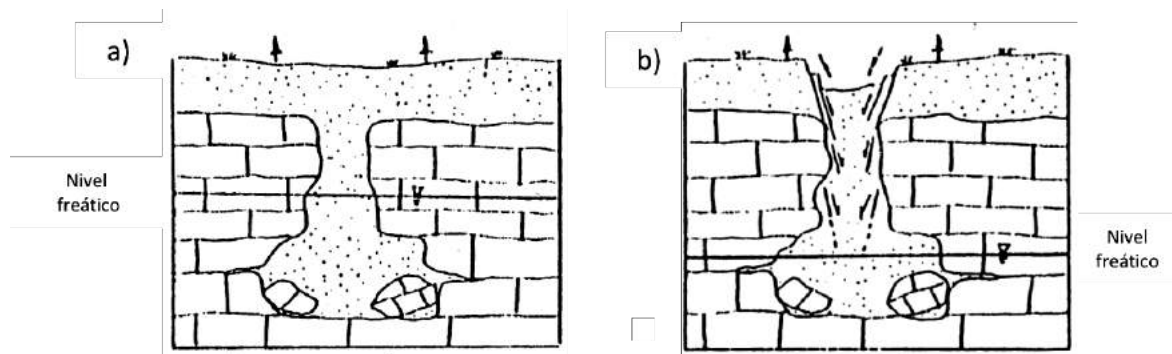


Figura I.4.- Subsistencia debido a la compactación del relleno arcilloso de una cavidad.

a) Nivel freático original, b) descenso del nivel freático y compactación del terreno y el material de relleno. (Según Rahn, 1986).

La sobreexplotación de los acuíferos kársticos (Hall y Metcalfe, 1984; Laurent, 1985, Vegter, 1987) y el drenaje de minas a cielo abierto o subterráneas en materiales karstificados (Carulla et al, 1986; Chang, 1985; Farkas, 1985; Grzegorz and Jan, 1985; Gotz, 1986), son dos de las principales causas de aparición súbita de hundimientos.

En cuanto a la naturaleza geomecánica de los materiales, es diferenciable el comportamiento del macizo rocoso, cuando este es carbonatado, yesífero o salino (Bell, 1981; Dearman, 1981; Derman and Coffey, 1981) y el de los materiales de relleno de las peleofomas (cavidades, dolinas, chimeneas, etc.).

En el primer caso, las rocas carbonatadas son mucho más resistentes y con mayor capacidad portante que los yesos y las sales; estos, además de poseer características geotécnicas menos resistentes, presentan comportamientos plásticos y halocinéticos.

Es significativo el hecho de que no se conozcan cavidades de yeso o sal por debajo de los 200 metros de profundidad, mientras que se supera el kilómetro en las cavidades abiertas en carbonatos. La estabilidad de las cavidades carbonatadas es claramente mayor.

Las propiedades geotécnicas de los rellenos y suelos kársticos son del mayor interés a efectos geomecánicos.

En la mayor parte de las cavidades rellenas, los materiales del relleno son arcillas y/o brechas con matriz arcillosa. Las arcillas están compuestas básicamente de illitas, algo de caolinita y/o clorita y, en muy pequeña proporción montmorillorita (Eraso, 1986). El comportamiento geomecánico es función de la composición mineralógica y textural del suelo y de su contenido en agua. Eraso (1986) relaciona la resistencia al corte de las arcillas kársticas con su índice de plasticidad (ver figura I.5).

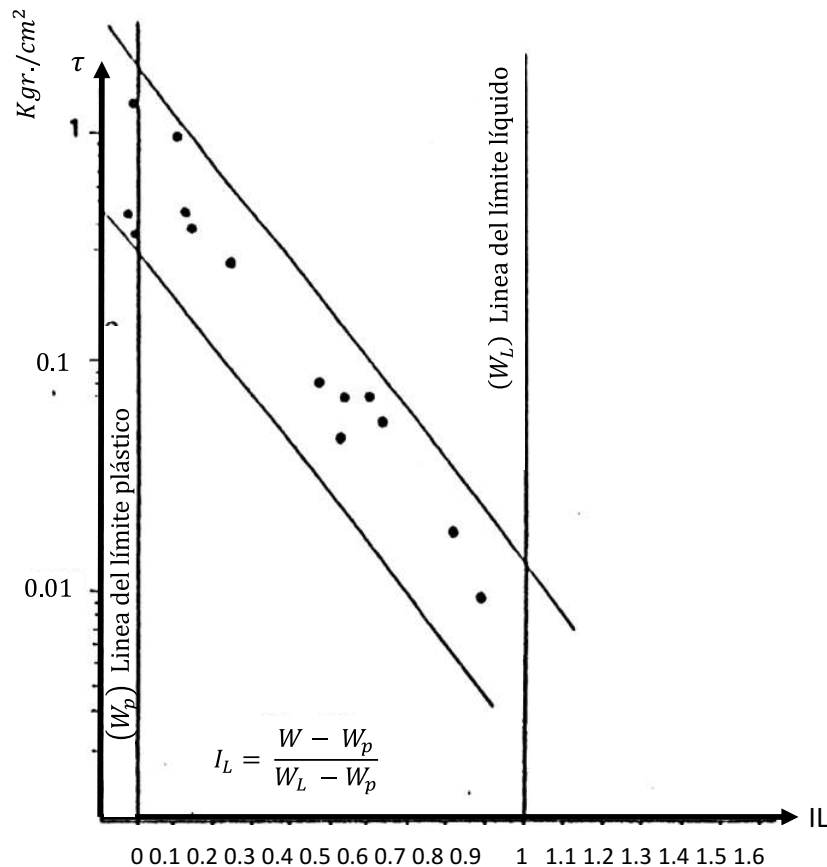


Figura I.5.- Relación entre resistencia al corte (τ) y el índice de fluidez (IL) en arcillas de relleno de cavidades kársticas (Eraso, 1986).

En el caso de paleochimeneas, suelen estar rellenas de cantos angulosos (provenientes de la fragmentación de la misma roca),

aglutinados en una matriz arcillosa y/o limosa, cuya abundancia relativa y características condicionan el comportamiento del conjunto.

En los suelos de los Karsts cubiertos es destacable el importante papel que pueden jugar los procesos de piping o erosión subsuperficial en pequeños conductos en materiales teóricamente impermeables, que minan el suelo o el relleno, restando resistencia al conjunto.

Los factores sismotectónicos juegan un papel discutido. Algunos autores consideran que los sismos afectan poco a la estabilidad de las cavidades kársticas, y no los consideran entre los factores potencialmente generadores de dolinas. Para otros, sin embargo, poseen una función primordial. Las regiones sismotectónicamente activas son, en cualquier caso, claramente más inestable.

Por último, los factores antrópicos, en el sentido amplio del criterio, constituyen los principales causantes de los riesgos kársticos; algunos de los más importantes han sido citados ya entre los factores hidrogeológicos. Se podrían añadir las vibraciones producidas por voladuras, la deforestación de regiones kársticas, la obstrucción y relleno de dolinas para fines agrícolas y su posterior desestabilización, la puesta en regadío de Karsts cubiertos, etc.

I.1.3) Mecanismos de generación de subsidencia y hundimiento

Los mecanismos mediante los cuales se generan movimientos verticales en el Karst son variados, en función de los factores citados y de otros como la profundidad a la que se encuentran las cavidades, la permeabilidad a gran escala del material, etc.

En relación con la permeabilidad de fracturas, Veni (1987) destaca la importancia de esta en el desarrollo de cavidades y dolinas, sugiriendo la generación de dolinas de subsidencia y disolución en el caso de "baja permeabilidad de fractura" y de dolinas de hundimiento en el de "alta permeabilidad de fractura".

La profundidad a que se localice una cavidad y por supuesto su tamaño incide fuertemente en su comportamiento geomecánico.

Las trayectorias de los esfuerzos en cavidades profundas, sometidas a alta presión litostática son diferentes a las cavidades someras, superficiales; las formas del equilibrio y los mecanismos de evolución son también distintos (ver figura I.6).

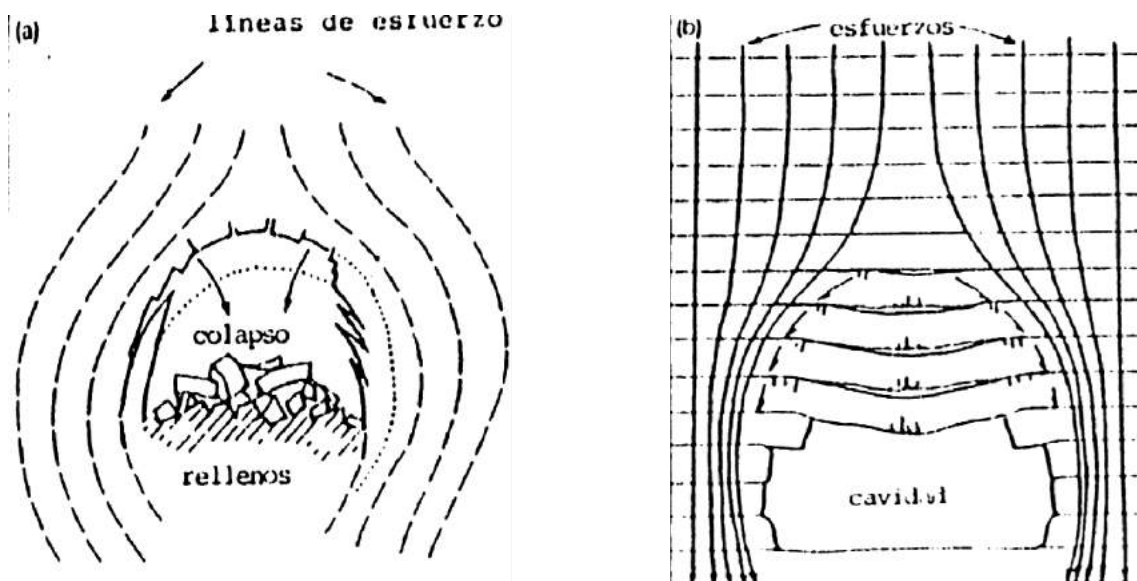


Figura I.6.- Comportamiento geomecánico del esfuerzo actuante en secciones de cavidades kársticas.

a) Bajo alta presión litostática en profundidad, según Trimmel (1968) y Bogli (1978), b) en una cavidad superficial, según Davies (1951) (En Jennings, 1985).

En el caso de cavidades profundas (hasta cientos de metros) el colapso de la bóveda deja descomprimada la zona superior de la campana generada, generándose progresivamente una columna brechificada, que puede alcanzar la superficie (Bull, 1977). La base de estas chimeneas es particularmente inestable, pudiendo ser desestabilizado el relleno brechico en cualquier momento, con alto riesgo de hundimiento (ver figura I.7).

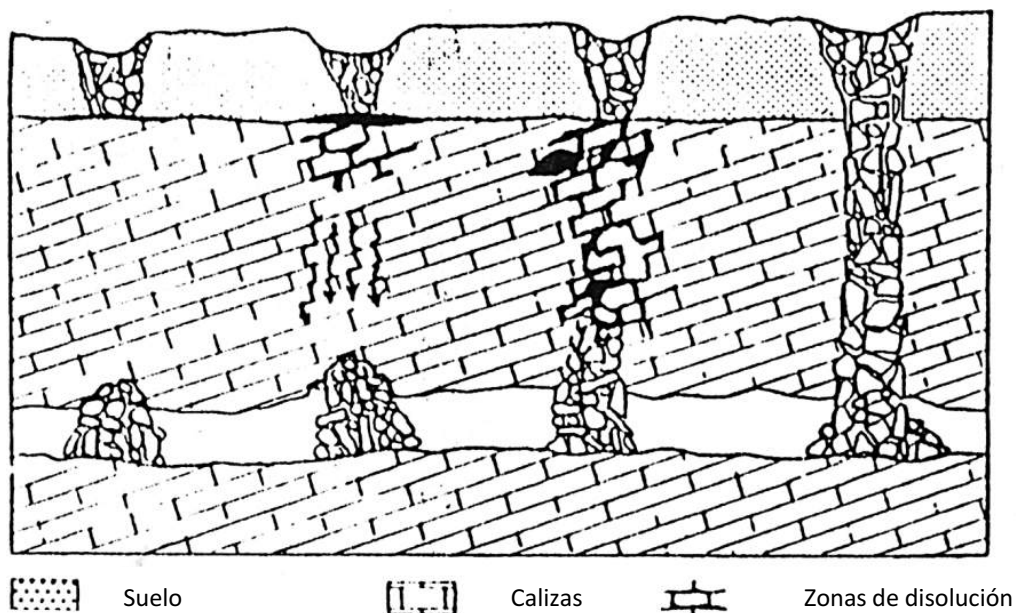


Figura I.7.- Relación de los sistemas kársticos subterráneos con las depresiones superficiales (Según Bull, 1977).

En las cavidades superficiales las circunstancias pueden ser más diversas, presentándose los siguientes mecanismos:

- Colapso con rotura directa de la bóveda de una cavidad cercana a la superficie de karst y apertura de una dolina.
- Brechificación por colapso de una cavidad y autorelleno, generando subsidencia en la superficie.
- Piping, con aumento importante de la permeabilidad en los suelos de los karsts cubiertos.
- Succión por vacío (Daoxian, 1987), con generación de tensiones importantes en la cubierta impermeable de una cavidad por depresión del nivel freático.

En yesos y sales, además de los mecanismos descritos, pueden presentarse movimientos debidos a halocinesis y diapirismo; también son frecuentes los cambios de volumen por transformaciones mineralógicas (yeso - anhidrita). La evolución de situaciones estables a inestables puede ser extremadamente rápida y poco previsible.

También en otros materiales pseudokarsticos se producen hundimientos. Se han citado "dolinas" en las litologías más diversas: coladas lávicas recientes (por colapso de tramos de tubos de lava, dando lugar a jameos), materiales de piedemonte, arcillas, areniscas, conglomerados, etc. (Cruz San Julián, 1977, Moreno y Pulido, 1982). Incluso, en regiones tropicales, en rocas ígneas cuarcitas y en peridotitas. Sin embargo, los mecanismos de generación de estos hundimientos suelen estar alejados de los procesos kársticos en sentido estricto.

I.2) Suelos colapsables

En épocas recientes ha ido aumentando continuamente el interés que despierta un fenómeno susceptible de presentarse en algunos tipos de suelos particularmente existentes en zonas áridas, en que existen condiciones de desecación. Consiste en una pérdida muy rápida de volumen del suelo, que se traduce en una importante subsidencia superficial, asociada también a una pérdida rápida de resistencia y a un desmoronamiento estructural interno del suelo, todo lo cual tiene lugar en el momento en que el suelo absorbe cantidades importantes de agua.

La literatura actual sobre el tema hace ver que el fenómeno puede presentarse en una gran variedad de suelos, aunque la gran mayoría de ellos parecen poseer básicamente granos de forma redondeada. Es

muy común que el tamaño de los granos, este en el orden, que usualmente se atribuye a lo limos, pero no es raro encontrar concentraciones muy importantes de partículas de tamaño mayor, del correspondiente a las arenas y aun a las gravas; también es muy común que exista en los suelos susceptibles al colapso un cierto contenido de arcilla.

Las formaciones de suelo en que se han presentado problemas de colapso también varían entre límites muy amplios. Desde luego muchos problemas se localizan en formaciones de loes y otros depósitos eólicos, pero también se han presentado en formaciones aluviales residuales y en depósitos hechos por el hombre.

Todos los problemas de colapso que se han estudiado hasta el momento han ocurrido en suelos que presentan en común dos características fundamentales. Por un lado una estructura suelta, manifestada, por ejemplo, por una relación de vacíos relativamente alta y por otro lado, un contenido de agua menor que el correspondiente a la saturación.

Efectivamente, todo parece indicar, que el colapso de estos suelos está íntimamente relacionado con su contenido de agua y que, cuando este es relativamente bajo con respecto al grado de saturación, la susceptibilidad es mayor. Esta es la razón por la que los problemas tienden a aparecer en zonas de fuerte desecación.

1.2.1) Causas del fenómeno

Todos los casos de colapso investigados en la práctica ingenieril muestran suelos con estructura panaloide y partículas redondeadas unidas entre sí por alguna clase de cementación. En todos los casos, esta cementación era susceptible de ser removida o reducida cuando el material absorbía agua. El mecanismo del colapso parece ser un derrumbe de los granos hacia los vacíos, precisamente cuando desaparece la cementación entre ellos.

La resistencia al esfuerzo cortante entre los granos puede expresarse por la ley de Coulomb, siendo ϕ el ángulo de fricción interna y c una resultante final de todos los efectos de cementación entre los granos.

En muchos casos la resistencia al esfuerzo cortante temporal entre los granos es debida a la tensión capilar del agua entre ellos, o por lo menos, está muy influenciada por este efecto. Cuando el suelo tiene un contenido de agua por debajo del límite de contracción, el agua forma meniscos entre las partículas de suelo, como consecuencia del

contacto agua – aire que se establece en los vacíos del mismo. Como consecuencia se produce compresión entre los granos del suelo, reacción a la tensión prevaleciente en el agua y la presión efectiva entre los granos crece.

Es evidente que cualquier aumento en el contenido de agua del suelo se refleja en una inmediata disipación de la tensión capilar en el agua, con el correspondiente abatimiento de los esfuerzos efectivos entre los granos y de la resistencia al esfuerzo cortante, acompañados de una rápida disminución de volumen, si el suelo es poroso.

I.2.2) Identificación y utilización de suelos colapsables

Constituye una necesidad ingenieril la identificación de los suelos colapsables y la predicción suficientemente aproximada del colapso que son susceptibles de sufrir. En algunos casos, será preciso también discernir la evolución de las diferentes etapas del colapso con el tiempo.

La identificación de los suelos colapsables se realiza hoy a partir de ensayos que han sido desarrolladas por la Mecánica de Suelos para cubrir diferentes finalidades. Dependiendo del grado de detalle y precisión con que se quiera realizar la identificación, podrán utilizarse pruebas muy sencillas o muy complicadas y de larga duración.

Para la identificación rápida se ha utilizado el valor del límite líquido de los suelos. Si en la naturaleza el suelo tiene una relación de vacíos mayor que la que adquiere cuando se le sitúa en el límite líquido, al absorber agua se transformara en un suelo con muy baja resistencia; antes de alcanzar el 100% de saturación, tal suelo sufrirá importantes colapsos estructurales, acompañados de reducciones volumétricas de consideración.

La inclinación de líneas tales como las que se presentan en la figura I.8. se considera un buen indicador para determinar la actividad de la fracción arcillosa contenida en los suelos y el riesgo de colapso. La figura se refiere a datos obtenidos en el Valle de San Joaquín en California, E.U.A, lugar en que los suelos colapsables son frecuentes y han causado numerosos y serios problemas.

Los suelos representados por las líneas más tendidas (F y G, en la figura) son los que tienen más riesgo de un colapso de consecuencias. Los suelos como el E, de pendiente más escarpada, son expansivos cuando absorben agua. El inconveniente de una gráfica como la de la

figura I.8 estriba en que no proporciona ninguna información sobre el contenido de agua o el grado de saturación en los que el colapso puede llegar a producirse y hay suelos en los que con grados muchos menores del 100% se produce el colapso; en tanto que hay otros que conservan su resistencia para grados de saturación muy próximos al 100%. No debe olvidarse tampoco que hay suelos en las que el riesgo de colapso está asociado exclusivamente al cambio en la carga exterior.

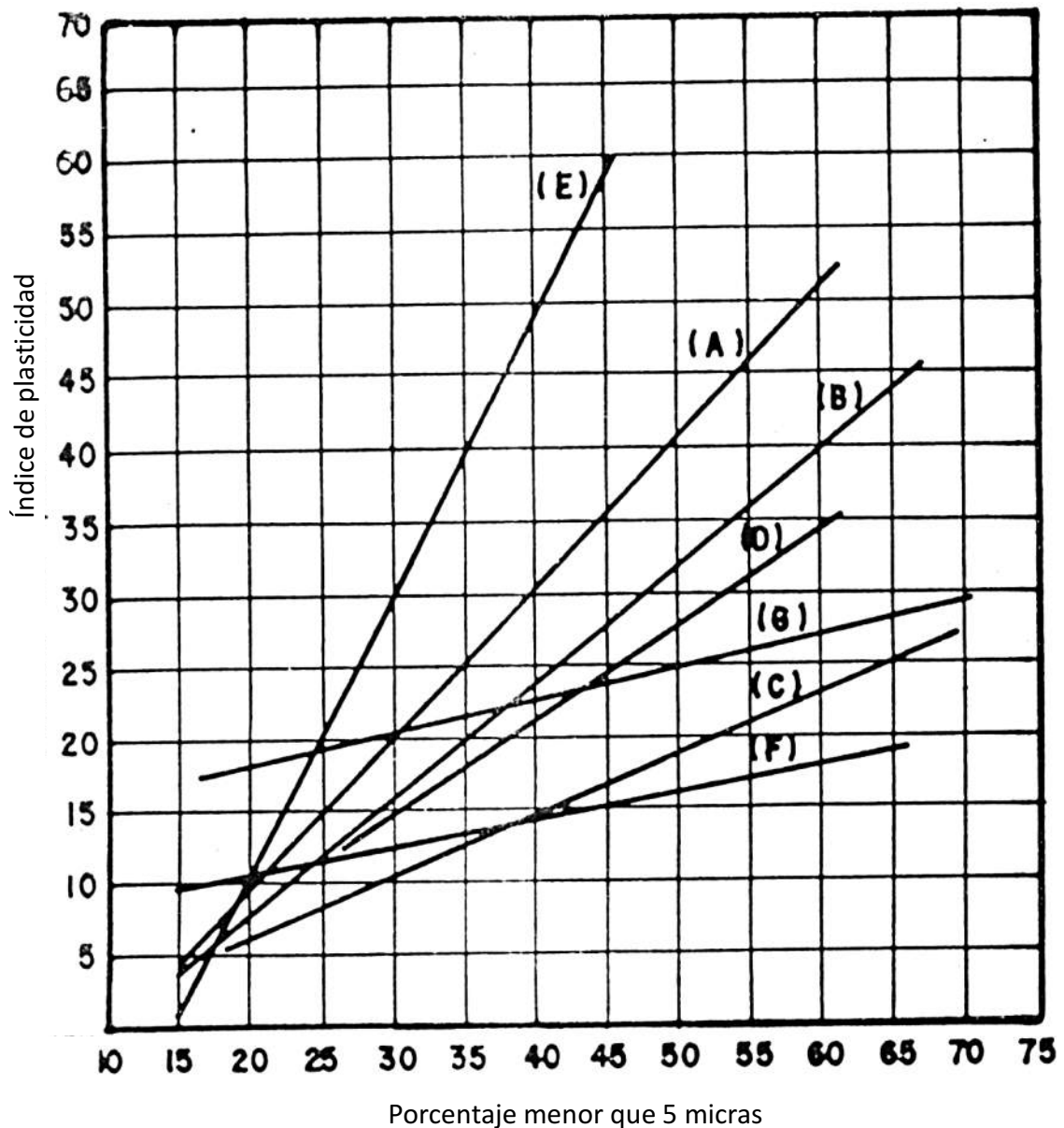


Figura I.8.- La actividad de la arcilla como medida de susceptibilidad de los suelos al colapso.

Para intentos más precisos de identificación de suelos colapsables, se han usado consolidómetros y pruebas de consolidación. Jennings propone un criterio sencillo según el cual se prueba en el consolidómetro dos especímenes del mismo suelo, uno con el

contenido de agua de campo y otro saturado; de esta manera se obtiene, al comparar las dos curvas de compresibilidad, el monto de deformación adicional que produce la saturación. Los resultados para un caso específico se muestran en la figura I.9.

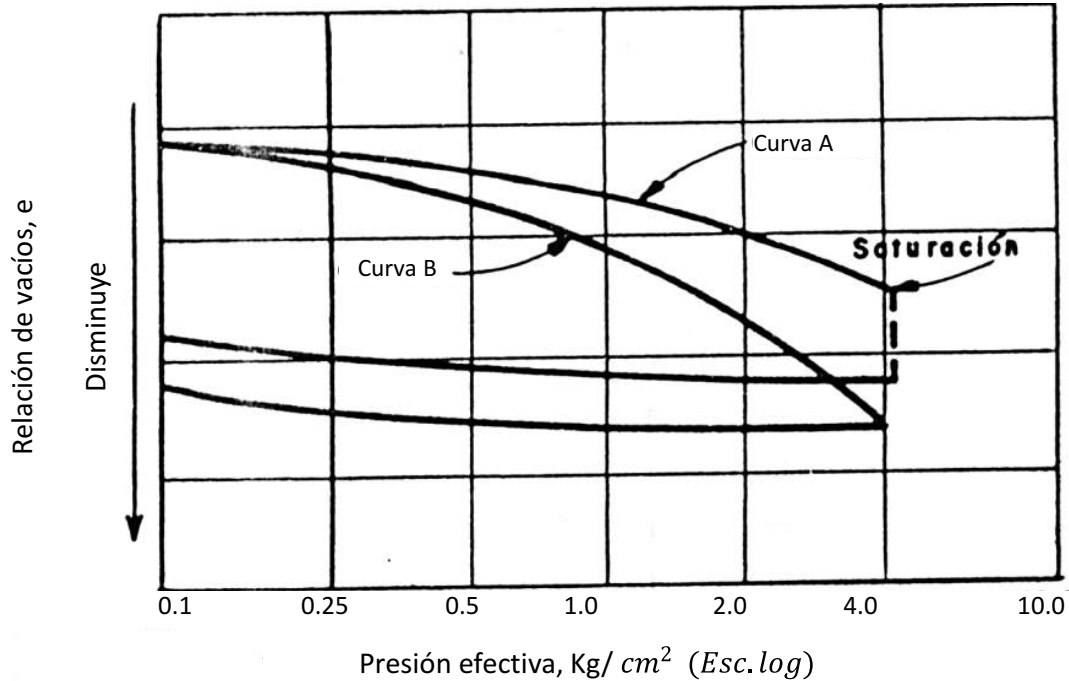


Figura I.9.- Doble prueba de consolidación en una muestra saturada y otra con su contenido natural de agua.

La curva A corresponde a una muestra del suelo, una arena fina arcillosa, con 86% de arena y 14 % de montmorilonita, probada con su humedad natural, hasta una presión efectiva de 4 kg/cm^2 , en cuyo momento se saturó la muestra; la curva B se hizo con una muestra del mismo suelo, que se saturó previamente y después se cargó hasta los mismos 4 kg/cm^2 .

El efecto de la saturación bajo carga en el caso de la curva A es evidente. También debe notarse que en la curva B, se llega inclusive a menores relaciones de vacíos que en la A, pero la saturación previa evita un colapso. Aunque la figura I.10 dice otra cosa, puede ser buena aproximación ingenieril para detectar suelos colapsables en la mayor parte de los casos de la práctica que una curva como la A, después de saturada la muestra llegue a la misma relación de vacíos final que la curva B, en que la muestra fue previamente saturada.

La figura I.10 muestra otro tipo de información que puede ser de interés para evaluar el riesgo de colapso en una obra particular, que comunicará al suelo una cierta presión. Se ensayaron en el consolidómetro dos muestras del mismo suelo (la misma arena fina

arcillosa, con 14% de montmorilonita, ya mencionada), una muestra con 3% de contenido de agua y la otra con un 6%. En la primera muestra (trazo discontinuo) se produjo la saturación con una presión aproximada de 3kg/cm^2 , en tanto que la segunda (línea continua) se anegó dentro del aparato con un esfuerzo de 0.6 kg/cm^2 aproximadamente.

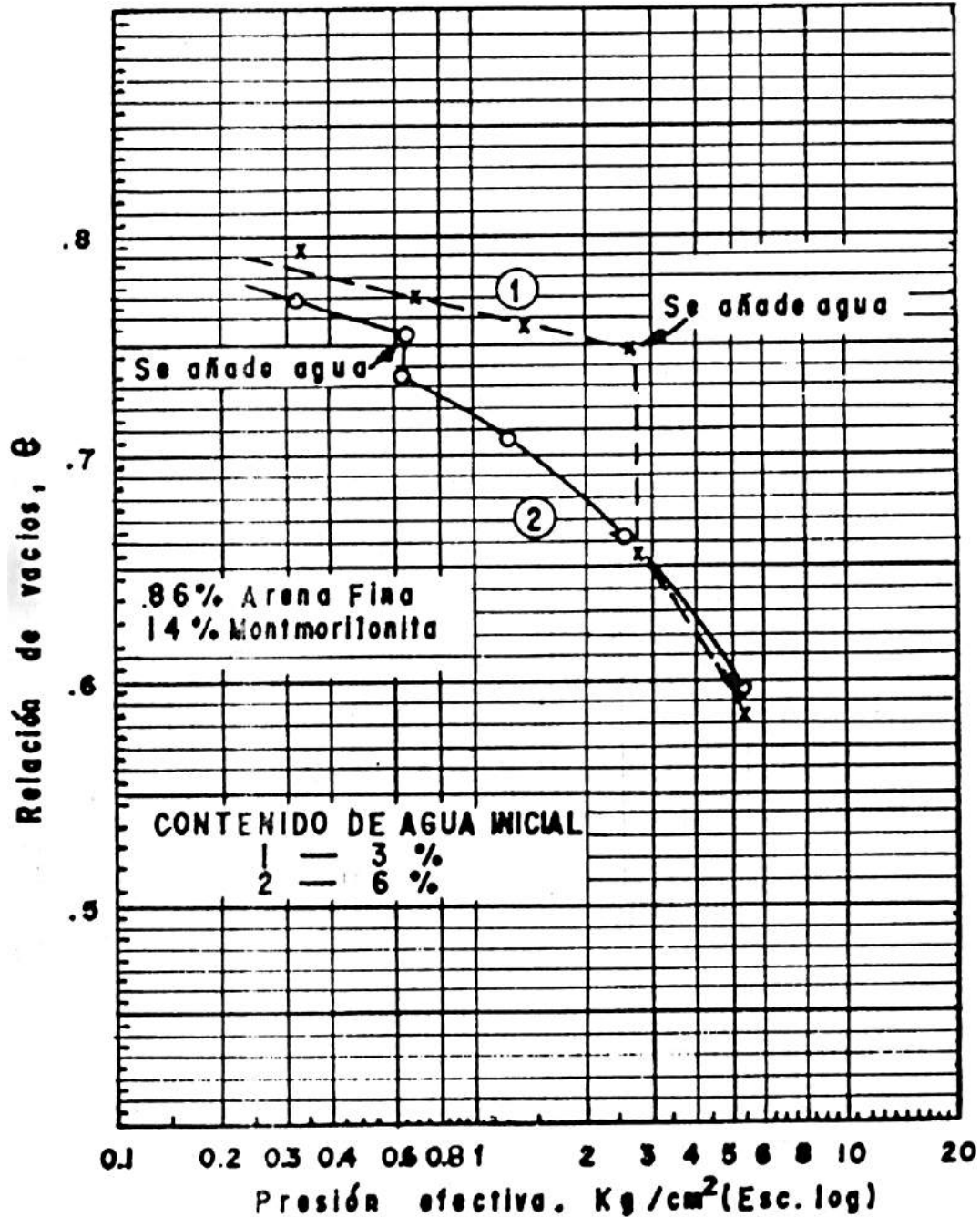


Figura I.10.-Efecto de la carga exterior y el contenido inicial de agua en el colapso de un suelo susceptible.

Puede verse que bajo mayor carga exterior se produce un colapso de mayores proporciones. De hecho una prueba como la que se señala

puede servir para estimar el colapso que es previsible bajo el nivel de presión a que se vaya a hacer trabajar el suelo. Puede notarse también como en este caso se cumple mucho mejor la regla ingenieril mencionada más arriba y como las dos muestras llegan a tener curvas de compresibilidad coincidentes a final de cuentas.

Como era de prever la muestra con menor contenido de agua inicial también mostró mayor colapso. En realidad, en la prueba de la figura I.10 se indujeron dos razones para producir un colapso mayor en la muestra 1, el menor contenido de agua inicial y la presión efectiva actuante en el momento de la saturación; ambos efectos actúan en el mismo sentido y, por separado, conducen sistemáticamente a un mayor colapso en el mismo suelo.

No cabe duda que la mejor prueba que puede efectuarse a un suelo que se sospecha colapsable es una prueba de campo, haciendo variar su contenido de agua bajo la acción de la carga que realmente vaya a operar. Obviamente esta es una prueba cara y lenta que podrá realizarse pocas veces.

También pudieran ofrecer interés en el futuro pruebas basadas en la investigación microfísica de los suelos, con estudio en microscopio electrónico, difracción con rayos X y otros, pero hasta la fecha este tipo de investigación es escasa y no ha producido criterios prácticos de aplicación.

Finalmente cabría dar, con fines de identificación y prevención de problemas en el campo, el dato práctico, según el cual al contenido de agua que mostraron todos los suelos estudiados, en la condición que produce el máximo colapso; oscila entre un 13% y un 39%. Un dato estadístico como el anterior ha de manejarse con mucho cuidado, sin tratar de extraer de él conclusiones excesivamente rígidas, pero puede dar idea de la situación prevaleciente en un caso particular.

Los problemas de los suelos colapsables en la práctica están más ligados a la construcción de cimentaciones superficiales o a la de obras hidráulicas, que a la de vías terrestre, sin embargo, es posible imaginar casos en que su presencia pudiera afectar a estas últimas; terraplenes de cierta altura sobre suelos colapsables podrían sufrir asentamientos bruscos de muy malas consecuencias.

I.3) Afectaciones por el descenso del nivel freático y/o por la explotación intensa de acuíferos

El agua también proporciona soporte incluso en las grandes cavidades como las minas abandonadas y en terrenos kársticos. Cuando se rebaja el nivel freático por debajo de estos huecos, se produce frecuentemente el colapso, ocasionando la subsidencia de la superficie.

El descenso del nivel freático, por periodos de sequía o por extracción de agua de los acuíferos, afecta a materiales no consolidados, que, como consecuencia de la pérdida del agua, sufren cambios en el estado tensional (se incrementan las tensiones efectivas al disminuir la presión intersticial), reduciendo su volumen, con descenso de la cota de superficie; son procesos lentos, pero pueden afectar a grandes extensiones.

Es frecuente la subsidencia en suelos arcillosos por sobreexplotación de acuíferos arenosos intercalados.

La importancia de la subsidencia depende del tipo de sedimentos, su espesor y de la magnitud del descenso del nivel freático. La velocidad del proceso puede ser de varios centímetros al año. En ocasiones, las deformaciones del terreno son recuperables en parte ante nuevos cambios en las condiciones hidrológicas si no han superado el límite elástico.

La subsidencia supone un riesgo cuando ocurre en zonas urbanas, al dañar y agrietar las edificaciones y afectar a sus cimientos. Otras consecuencias son las inundaciones en zonas costeras, los cambios en el drenaje, etc.

La ciudad de Venecia es un ejemplo clásico de subsidencia, acentuada desde la década de los 40 del siglo pasado por la extracción de agua subterránea, incrementándose varias veces los valores medios de la subsidencia natural, menores de 0.5 mm/año, hasta alcanzar 1-2 cm/año en la década de los 60. La subsidencia se desaceleró al suspenderse el bombeo intensivo (Murk y otros, 1996; Walthan, 1989).

El drenaje de aguas superficiales puede causar un pronunciado efecto de subsidencia sobre los suelos, particularmente cuando se drena agua de suelos altamente orgánicos y turbas que se encuentran en áreas húmedas y costeras. Los rangos de subsidencia pueden variar desde menos de 1 cm/año a más de 10 cm/año, habiéndose registrado cantidades de subsidencia superiores a 3.5 m. California, Florida,

Lousiana, Michigan y New York, son estados con una notable subsidencia debida al drenaje de suelos ricos en materia orgánica.

La hidrocompactación es un tipo de subsidencia producida por la adición de agua. Cuando el agua entra en algunos suelos, varios procesos pueden ocasionar la compactación. Uno es que la tensión superficial de las láminas finas de agua tiende a juntar más los granos. Cualquier jardinero domestico que haya trabajado recientemente la tierra puede confirmar esta clase de hidrocompactación después de una fuerte tormenta.

Otros procesos incluyen el ablandamiento o eliminación de materiales tales como arcilla y calcita, que actúan como materiales cementantes fortaleciendo y mejorando el soporte de los suelos cuando está seco. Los suelos susceptibles a la hidrocompactación son generalmente de grano finos y porosos. El loess (limos depositados por el viento) y los suelos derivados de sedimentos de antiguos lagos presentan susceptibilidad a la hidrocompactación.

Con respecto a este proceso de hidrocompactación de terrenos se pueden mencionar innumerables ejemplos.

I.4) Afectación por procesos tectónicos y actividad sísmica

Los procesos tectónicos (procesos geológicos a gran escala), son un mecanismo de generación de subsidencia. La subsidencia natural ocasionada por un proceso tectónico se presenta cuando, áreas regionales de roca competente, se deprimen por asiento a lo largo de fallas importantes.

Generalmente cuando el asentamiento se presenta en forma súbita, la subsidencia está asociada con terremotos de gran magnitud. Durante el terremoto de Alaska de 1964, un área de 100.000 Km² que se extendía desde el distrito este de Isla Kodiak hasta más allá de Anchorage, Alaska, se hundió como un único bloque.

La subsidencia debida a fenómenos tectónicos no asociados a sismos se manifiesta en forma más gradual, aunque tiene también importantes implicaciones. Por ejemplo, se conocen importantes afectaciones ocurrido en El Cairo y en general en Egipto.

La subsidencia a lo largo de áreas costeras implica la perdida de importantes tierras y una mayor susceptibilidad a los efectos de inundaciones, erosión por oleaje y de olas de tormenta. La subsidencia gradual del delta del Mississippi también tiene, de forma similar,

importantes (aunque menos inmediatas) implicaciones para los residentes del área de la Costa.

Los temblores sísmicos pueden desencadenar subsidencias. Los fluidos de sedimentos naturales no compactados pueden escapar a través de las nuevas fracturas creadas por un terremoto, y los granos minerales se acomodan entre sí, colapsando de forma más apretada cuando los fluidos escapan. Tal compactación en la Formación Bootlegger Cove causó grandes daños a zonas de Anchorage (Alaska) durante el terremoto de Loma Prieta en 1989.

I.5) Actividad minera subterránea y construcción de túneles y obras subterráneas

La subsidencia provocada por la actividad subterránea se produce como consecuencia de las deformaciones inducidas en los terrenos donde se realizan diferentes excavaciones subterráneas. Su magnitud y extensión está relacionada con el tipo de materiales y con el volumen y método de explotación. Las subsidencias más frecuentes aparecen asociadas a la explotación de yacimientos estratificados subhorizontales y masivos (carbón, evaporitas) y depósitos metálicos con disposición vertical o inclinada y con la realización de excavaciones de gran sección en macizos poco competentes. La predicción de la subsidencia es difícil.

La subsidencia en este caso ocurre cuando grandes vacíos subterráneos han sido creados por el hombre y no se garantizan sus condiciones de sostenimiento. Incluso las minas más profundas pueden ocasionar eventualmente un efecto de depresión local de la superficie. La mayoría de las minas metálicas ocasionan subsidencia dentro de un pequeño entorno, porque el depósito mineral está generalmente restringido bajo una reducida área superficial.

Por otro lado, los yacimientos que se disponen en estratos extensos y continuos, presentan un tipo de explotación que se extiende bajo una gran área; la explotación subterránea de carbón, caliza, sal y algunos depósitos de hierro y cromo son ejemplo de esto último. Tales minas extraen normalmente del 50 a 90% de la roca dentro del estrato que se está explotando. Esta pérdida de soporte causa el hundimiento de la roca de cobertura dentro del hueco y eventualmente, el colapso se manifiesta en la superficie del terreno.

Por ejemplo alrededor de un cuarto de todas las tierras de Estados Unidos situadas sobre áreas con minería de carbón presentan subsidencia.

En el Ecuador, por ejemplo, en Portovelo a fines del siglo pasado e inicios de este se produjeron varios hundimientos, como se muestra en las fotografías de la figura I.11, lo que se debió a la creación y existencia de vacíos subterráneos inestables debido a la mala práctica minera.



Figura I.11. Fotos donde se muestran hundimientos provocados por la minería subterránea en Portovelo.

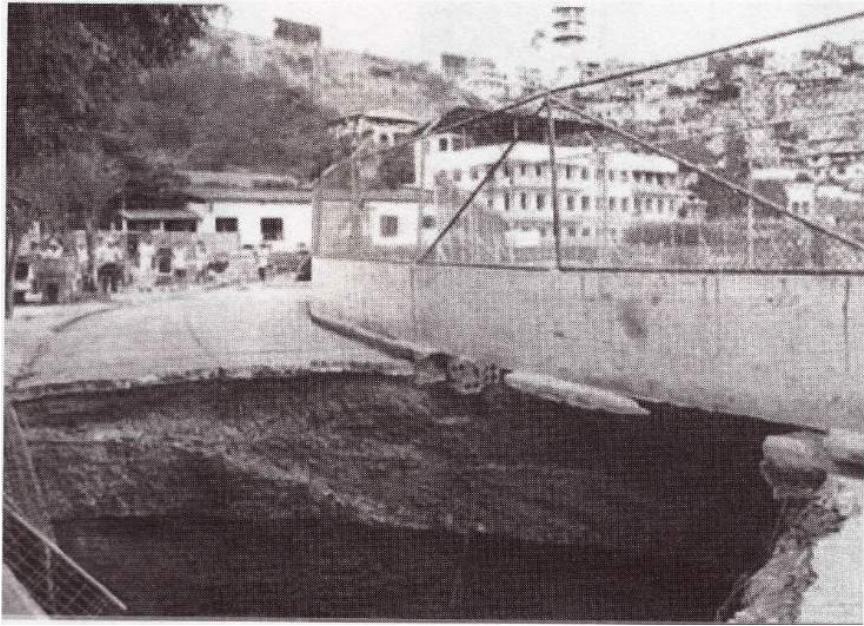
Las construcciones de túneles y obras subterráneas pueden también provocar desplazamientos en el macizo rocoso y afectaciones en los terrenos y obras de superficie, en particular en zonas con bajo espesor de recubrimiento y terrenos poco resistentes.

En particular esto es sensible en zonas urbanas por las amenazas y peligros que esto ocurre, entorno para la vida humana.

Un caso típico de esto son los metros, lo que en muchas ocasiones deben construirse una serie de medidas preventivas e incluso utilizando métodos especiales de construcción para preservar las construcciones de superficie.

En la figura I.12 se muestra un ejemplo de hundimiento ocurrido en la ciudad de Guayaquil en el túnel que da acceso a la calle Boyaca.

a)



b)

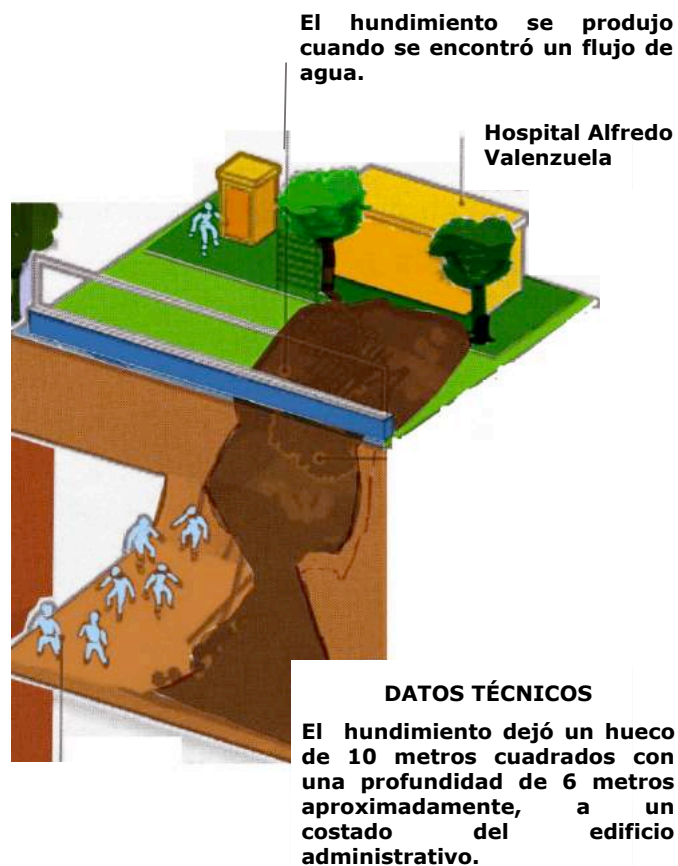


Figura I.12.- Representación del hundimiento ocurrido en el túnel que da acceso a la calle Boyaca.

a) Vista de superficie del sector hundido, b) Esquema del proceso de hundimiento.

I.5.1) Migración de vacíos

Debido al fallo del macizo por el techo de las excavaciones o vacíos subterráneos a causa de la pérdida de capacidad portadora se puede producir la migración de vacíos.

Los factores de los que depende la migración de vacíos son los siguientes:

- 1) El ancho del espacio no soportado.
- 2) Espesor y buzamiento del vacío o excavación.
- 3) Altura de trabajo
- 4) Potencia de la sobrecarga (profundidad del minado).
- 5) Naturaleza de la cubierta rocosa, particularmente su resistencia al corte y la geometría de las discontinuidades.
- 6) Régimen de las aguas subterráneas.

Garrad y Taylor resumieron cuatro métodos que pueden ser usados para predecir el colapso de los estratos del techo de los vacíos subterráneos:

- 1) Análisis de sostenimiento por vigas: el cual considera las fuerzas de tensión del techo rocoso (Wardel y Eynon, Hoek y Brown).
- 2) Ecuación volumétrica: considera la altura máxima de colapso antes de que los vacíos sean tapados (Price, Malkin y Krill, Piggot y Eynon).
- 3) Teoría del arqueamiento: la cual estima la altura a la cual un vacío podrá migrar antes de desarrollarse un arco estable, (Protodiakonov, Terzaghi, Szechy).
- 4) Con el empleo de coeficientes: basados en experiencias y observaciones de campo, los cuales actúan como múltiplos de cada espesor de la cámara o ancho del espacio (Walton y Cobb).

Numerosos autores sugieren que los vacíos de colapso pueden adoptar varias formas geométricas tales como conos, cuña y rectangular, por

lo que diferentes expresiones tienen que ser usadas al calcular la migración de los vacíos (ver figura I.13).

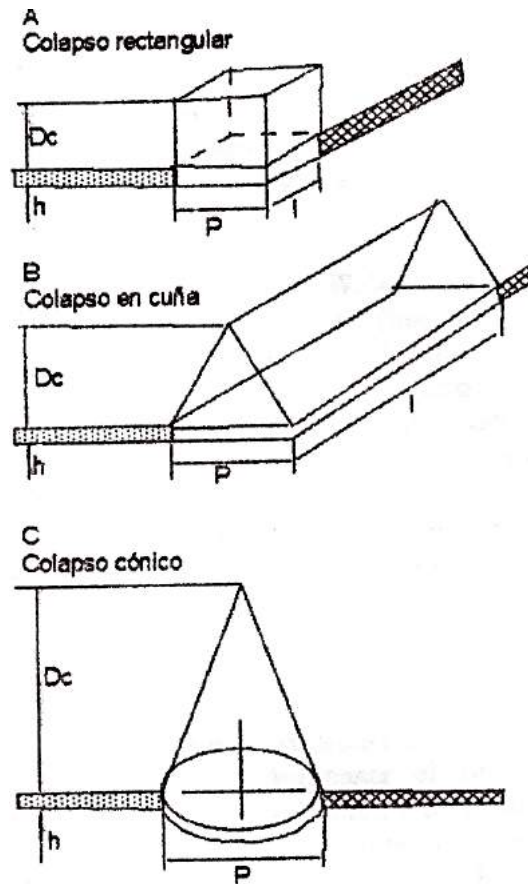


Figura I.13.- Formas geométricas más frecuentes de la migración de vacíos

Estos autores demostraron que para un ancho particular de la excavación o vacío subterráneo (B), la altura del colapso o migración (D_c) es una función de la altura original del vacío abierto (h) y del factor volumétrico (f_v) de los diferentes estratos o capas de rocas superpuestos (ver figura I.14).

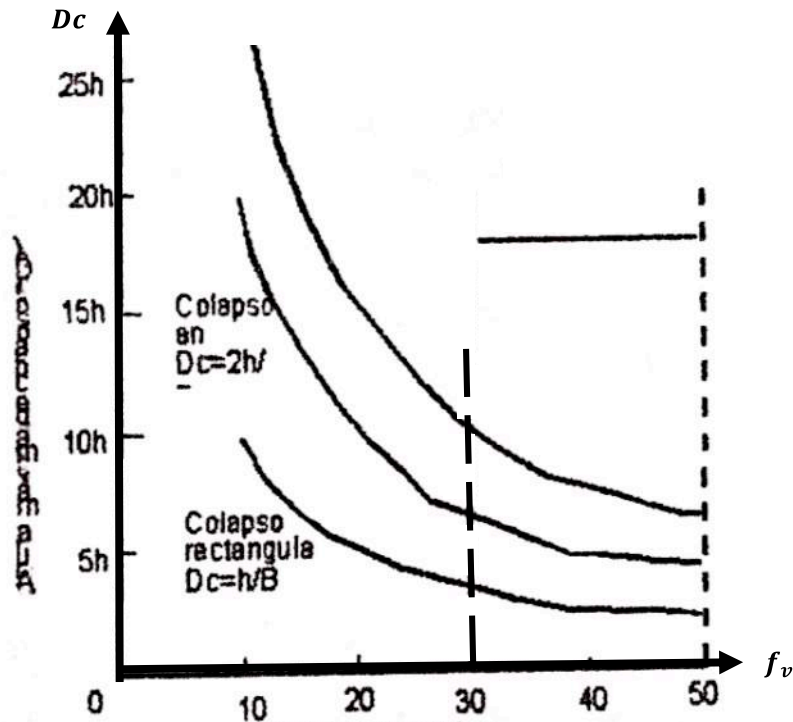


Figura I.14.-Variación entre la máxima altura de diferentes modos de fallo y el factor volumétrico.

Ellos proponen las siguientes expresiones para obtener la altura de la migración de vacíos para las tres formas geométricas antes mencionadas:

a) Colapso cónico.

Volumen del macizo rocoso intacto

$$V_o = \frac{\pi B^2}{4} \times \frac{D_c}{3}$$

Volumen total de la zona de colapso:

$$V_c = V_o + \frac{\pi B^2}{4} \times h$$

Pero: $b_f = \frac{V_c - V_o}{V_o}$ por lo tanto: $b_f = \frac{3h}{4}$ o $D_c = \frac{3h}{b_f}$

b) Colapso en cuña

$$V_o = \frac{B D_c l}{2} \quad \text{donde: } l: \text{ longitud de la zona de colapso.}$$

$$\text{Y } V_c = V_o + Blh \quad \text{Por lo tanto: } b_f = \frac{2h}{4} \quad \text{o } D_c = \frac{2h}{b_f}$$

c) Colapso rectangular

$$V_o = Blh$$

$$V_c = V_o + Blh$$

$$\text{Por lo tanto: } b_f = \frac{h}{4} \quad \text{o } D_c = \frac{h}{b_f}$$

Habitualmente se considera que la altura máxima de la migración de vacíos es directamente proporcional al espesor de la cámara o vacíos abiertos e inversamente proporcional al volumen del material colapsado. La altura de colapso parece ser independiente del ancho de la excavación, no obstante en las cámaras de mayor longitud es más probable el colapso.

No obstante en casos excepcionales la altura máxima de migración puede extenderse hasta 10 veces la altura de la galería original, como norma esta altura eso no puede extenderse más lejos de 3 a 5 veces la altura excepto en la intersección de galerías.

En los espacios más amplios (intersecciones), los valores de las tensiones se aumentan hasta valores muy altos creándose las condiciones necesarias para que se produzca el fallo del techo. En un macizo rocoso competente de espesor 1.7 veces el ancho del espacio excavado este será invariablemente estable al colapso.

El colapso de estructuras, en secuencias polilitológicas, tendrá significativamente mayores relaciones de altura-ancho del colapso y mayores ángulos de superficie de fallo escalonada que los colapsos ocurridos en secuencias monolíticas. Esto puede parecer que en una secuencia estratificada la falta de coherencia en la unidad de roca facilita la separación de capas y la fractura.

Los colapsos tipo chimenea pueden formarse en la migración a grandes niveles en macizos masivos en los cuales las grietas divergen hacia abajo.

I.6) Extracción y/o expulsiones de gas y petróleo

La extracción de gas y petróleo da lugar a que el terreno subyacente se deforme en función de la profundidad y volumen extraído. Cuando las extracciones tienen lugar a gran profundidad, donde la compresibilidad de las rocas es baja, juega un papel importante la rotura de los granos minerales de las rocas que contienen a los fluidos.

Ejemplos de subsidencia por combinación de extracción de petróleo y agua han ocurrido en diversas partes del mundo.

La extracción de fluidos causa subsidencia, ya que no solo la roca es el medio de soporte de la superficie del terreno sino también los fluidos atrapados en los pequeños poros de la roca proporcionan soporte. Si se suprime este soporte por bombeo de agua por pozos, entonces la subsidencia puede reflejarse en la superficie del terreno. La mayoría de los daños que se producen por este tipo de subsidencia, ocurren en áreas donde los sedimentos infrayacentes no se encuentran compactados, ni cementados, o sea no constituyen un macizo componente y se realizan en ellos con intensidad extracciones de agua y/o petróleo. Esto se hace más significativo en zonas cercanas a urbanizaciones.

Un ejemplo de lo expresado es que el agua extraída entre 1960 y 1967 por pozos en el sector del extremo sur de San Francisco produjo una subsidencia del terreno superior a 4m en el área de San José. California. Solo la construcción de diques de protección para prevenir inundaciones y la reparación de pozos costos más de 13 millones de dólares.

Subsidencias notables debido a la extracción de fluidos en diferentes partes del mundo; por ejemplo en distintas regiones de EE.UU (Houston en Long Beach, California y otros), en muchos territorios debido a la extracción de agua (México, Rusia y otros).

I.6.1) Fallamiento inverso anormal encima de reservorios de hidrocarburos agotados

En muchos campos de hidrocarburos, la deformación subsuperficial es observada durante la recuperación de aceite y gas.

La subsidencia es el rasgo más ampliamente desarrollado debido a la extracción de hidrocarburos y la minería. Generalmente la subsidencia es centrada sobre el campo y asociada con movimientos horizontales centrípetos y fallamientos.

En campos de "petróleo" una fracción de los movimientos puede ser recuperada por la aplicación de presiones, previendo que ellas están relacionadas a la recuperación de petróleo.

En varios lugares, puede notarse actividad sísmica durante la extracción, la que en muchos casos se desvanece después de la extracción.

Feinier y Gasso (1990), notaron mecanismos locales formados durante la explotación de hidrocarburos que describen movimientos inversos en fallas escarpadas con buzamientos de 60° , esto contrasta con las observaciones generales de los fallos mineros, los cuales, debido a la corriente de estados de estrés en la corteza, tiene usualmente buzamientos menores de 30° .

En la figura I.15 se muestra el mecanismo de fallamiento en depósitos de petróleo.

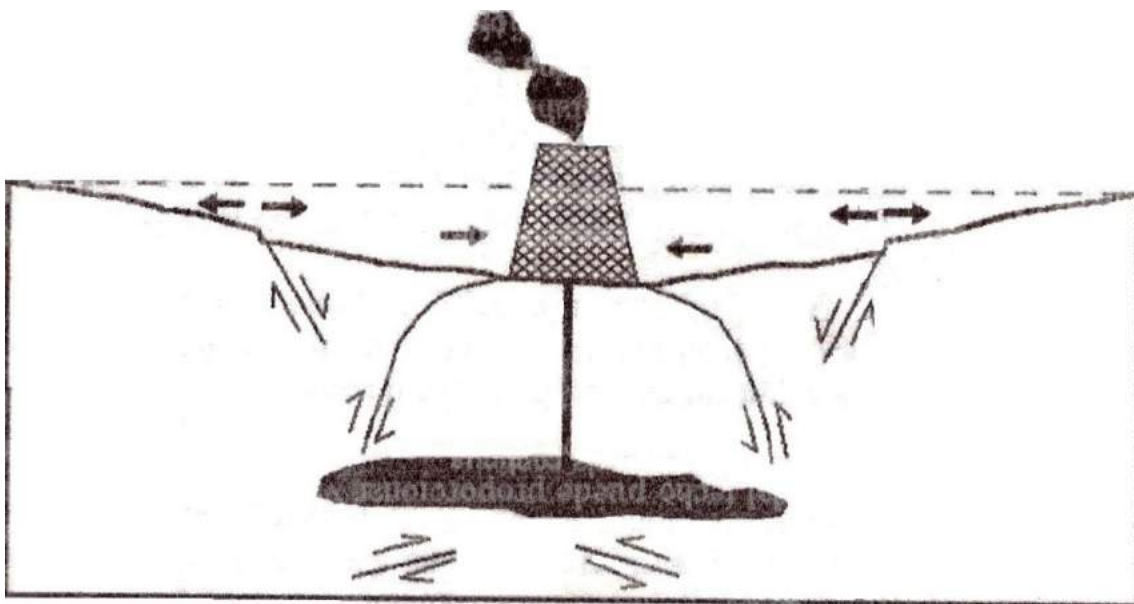


Figura I.15.- Esquema de los mecanismos de fallamiento en reservorios de hidrocarburos.

A continuación se dan dos ejemplos de movimientos y fallamientos relacionados a la recuperación de hidrocarburos.

- En el campo de petróleo de Goose Creek, Inglaterra, las subsidencias comenzaron en 1918, un año después de comenzada la extracción y alcanzó 1m en 1925 (Pratt y Johnson,

1926). En 1918 el bloque fallado fue sumergido por debajo del nivel del mar, atestiguado (la deflección) el agotamiento del reservorio: dos fallas principales fueron desarrolladas, una a cada lado del campo, con rumbos paralelos al eje longitudinal de la cuenca de subsidencia.

- En el campo de petróleo Wilmington, la extracción comenzada en 1936, por 1966 tuvo subsidencias acumulativas alcanzando 9m (Yenkes y Castl, 1970). En este campo han ocurrido movimientos centrípetos horizontales de 3,66 m de 1937 a 1966. Los desplazamientos horizontales máximos se alcanzaron en los flancos de la depresión de subsidencia y decreciendo progresivamente a cero (0) en el centro y la periferia de la cuenca. Como los vectores de desplazamiento están orientados radialmente hacia el centro de la subsidencia, el centro a la compresión mientras que la periferia está sujeta a extensión radial (Kopvach, 1974; Segall y Fitzgerald, 1998).

I.7) Otras causas que provocan afectaciones

La subsidencia puede también estar asociada a procesos de consolidación de sedimentos arcillosos, como es el caso de los deltas, donde las tasas de material depositado suponen una carga creciente sobre el sustrato, produciéndose movimientos verticales de reajuste. Las turbas (depósitos o consolidados de restos vegetales descompuestos) sufren frecuentemente subsidencia por disminución del contenido en agua o por cargas externas, dada su elevada comprensibilidad.

La ciudad de México es otro ejemplo de subsidencia regional, con valores máximos superiores a los 8 m en los últimos 250 años, debida fundamentalmente a la consolidación de las arcillas lacustres sobre las que se asienta.

Los rellenos antrópicos compuesto por suelo, roca y escombros son también propensos a subsidencia durante los temblores y terremotos.

Cuando se produce actividad sísmica los rellenos son casi imposible de compactar por lo que no se puede realizar una urbanización sobre ellos con seguridad. El distrito Marina de San Francisco fue construido sobre el emplazamiento de una antigua laguna que fue rellenada en 1915 con arena, tierra y escombros del famoso terremoto de San Francisco en 1906. Partes de esta zona densamente urbanizada fueron

totalmente destruidas por subsidencia del relleno durante el terremoto de Loma Prieta en 1989.

Los rellenos artificiales son susceptibles de subsidencia local incluso en áreas no afectadas por terremotos.

Algunas veces, la subsidencia ocurre cuando los rellenos pueden incluir materiales compactables. Otras veces los rellenos pueden incluir materiales degradables tales como basura, la cual eventualmente se destruye y crea huecos que ocasionalmente invitan a la subsidencia.

En España son muy frecuentes este tipo de subsidencias, fundamentalmente en áreas urbanas. Como ejemplo, pueden citarse los hundimientos producidos en la Avenida de la Ilustración (Madrid), en la zona que discurre sobre los rellenos antrópicos de una antigua vaguada.

Los suelos permafrost son aquellos suelos cerca de las regiones polares que, excepto en las capas superficiales, permanecen constantemente helados. El deshielo que tiene lugar durante el breve verano polar permite que las capas superficiales licuen, fluyan, y subsidan bajo el peso de estructuras. En las casas que no se han construido adecuadamente, sin prever el deshielo por calentamiento de los suelos del cemento, se puede producir subsidencia local. Los suelos permafrost también expanden y levantan cuando se vuelven a helar durante las estaciones frías.

Alrededor de 20% de la superficie de la tierra está ocupada por terrenos perma-frost. Más de 75.000 kilómetros cuadrados de áreas de alta montaña en el oeste de Estados Unidos tiene permafrost alpino. Alaska está recubierta por más de un millón de kilómetros de cuadradas de permafrost, y aparte de su costa norte, el permafrost crea problemas especiales para la construcción de muelles y plataformas de perforación en el mar.

Debido a las condiciones climáticas de España, donde los suelos no permanecen constantemente helados, los riesgos geológicos asociados a suelos permafrost son imperceptibles. Si acaso, pueden producirse suelos de condiciones geotécnicas próximas al permafrost, en restringidas áreas de alta montaña de la península Ibérica.

El delicado equilibrio térmico del permafrost puede ser trastornado por alteración de la nieve o cubierta vegetal. La capa activa superior de terreno helado deshelara en verano, liberando agua, si se ha formado el hielo en el suelo, y será susceptible de erosión.

La geología dentro del permafrost es única porque el movimiento del agua del terreno es controlado por varias zonas de deshielo y no por acuíferos (rocas permeables al agua) y acuiclusos (roca impermeables al agua), complicando el abastecimiento de agua y generando problemas de vertederos. El agua puede estar en el terreno y en el invierno formar láminas de hielo que pueden complicar cualquier proyecto de construcción.

CAPÍTULO 2



Características del proceso de desplazamiento del macizo rocoso y los terrenos de superficie.

El laboreo de excavaciones subterráneas produce la formación de espacios trabajados que provocan la alteración del estado tensional de equilibrio que existía en el macizo rocoso, como resultado de esto, los sectores del macizo que rodean a los vacíos (excavaciones) formados se deforman y desplazan, efecto este que en ocasiones puede llegar hasta la superficie.

Son conocidos muchos casos, en que como resultado de este proceso de desplazamientos de las rocas se ha producido la destrucción, tanto de la obra subterránea, como de la superficie.

El mecanismo del proceso de desplazamiento de las rocas para el caso de vacíos situados a poca profundidad, se explica por la tendencia que tiene todo el sector del macizo situado por el techo de ese vacío de descender, a través de las superficies de corte (en forma de un medio único, o en bloques), hasta llenar el vacío, pudiéndose este proceso transmitirse a la superficie.

A medida que aumenta la profundidad de los trabajos subterráneos, las zonas de influencia de los vacíos formados va aumentando, saliéndose más allá de los límites dados por sus dimensiones geométricas y por ende crece el volumen de rocas que intervienen en el proceso.

Con respecto al proceso de desplazamiento horizontales que se produce en los terrenos de superficie, este se explica por el hecho de que todas las partes del macizo situadas por encima del vacío van a tender a descender, en tanto que los sectores del macizo situados en la periferia de la zona de influencia tienden a moverse hacia el interior de dicha zona en forma horizontal.

De este análisis se obtiene que en la zona central de los desplazamientos se producen tensiones a compresión, en tanto que en la periferia tensiones a tracción, aspecto este de gran interés a la hora de planificar los trabajos.

En el caso de macizos muy fracturados, esto favorece el proceso de derrumbe de la roca del techo; igual sucede en casos de macizos afectados por accidentes tectónicos (fallas, brechas etc.).

Las aguas subterráneas van a afectar el macizo rocoso de varias formas: El agua que penetra en las fisuras y discontinuidades va a catalizar su proceso de destrucción, ya que su efecto reduce la resistencia al cortante, pero además en las zonas denudadas la acción del agua afecta la resistencia y estabilidad de las rocas.

Como es conocido, las dimensiones del espacio trabajado es un factor de gran peso a la hora de valorar todo el proceso de desplazamiento del macizo en el sector del frente de trabajo. Así tenemos que para el caso de frentes de trabajo con grandes áreas (tipo cámaras), que no estén debidamente sostenidas, se pueden producir grandes desplazamientos de las rocas del techo y hasta su derrumbe con afectaciones a la superficie, cuya magnitud dependerá de la profundidad de los trabajos y las características mecánico - estructurales del macizo, entre otros factores.

La profundidad a que se realizan los trabajos subterráneos es un factor que determina la afectación que pueden producir los desplazamientos del macizo por el techo de los trabajos y las características de estas afectaciones.

La experiencia y resultados acumulados, con respecto a esta situación, en el transcurso de muchos años de estudio, muestran que las afectaciones que se producen en la superficie son inevitables para aquellos frentes de trabajo que se encuentran a una profundidad menor, que la denominada "altura de afectaciones del espacio trabajado" (Ha).

II.1) Parámetros del proceso de desplazamiento

El desplazamiento de las rocas habitualmente empieza con la flexión de la parte del macizo situado encima del espacio vacío (de trabajo). A medida que aumenta el área de este espacio, la flexión de la roca crece y va a ir abarcando una mayor potencia de roca, hasta que se manifiesten las primeras grietas y se produce el corte del sector del macizo, que yace dentro de la zona de influencia de la zona de trabajo.

Las observaciones y mediciones realizadas del proceso de desplazamiento de las rocas y de la superficie, demuestran que la variación del estado tensional y el desplazamiento del macizo, producido por la acción de los trabajos subterráneos, se pueden transmitir a grandes distancias, las que muy frecuentemente sobrepasan con creces las dimensiones del vacío formado. Las partes del macizo rocoso afectadas por la influencia de los trabajos de

arranque habitualmente se denominan, zonas de desplazamiento, en tanto que la parte afectada de la superficie zona de depresión (en ocasiones zonas de deformación).

La forma y ubicación de esta zona de depresión depende de las condiciones técnicas-geológicas que existen y de las propiedades físico - mecánicas y estructurales del macizo rocoso.

Los factores fundamentales que determinan la forma y la ubicación de la zona de depresión, así como también la magnitud del desplazamiento y de la deformación son:

- Altura del vacío formado.
- Angulo de buzamiento de los estratos rocosos.
- Profundidad de los trabajos.
- Características mecánico - estructurales del macizo.
- Cantidad de vacíos creados.
- Características deformacionales del macizo.

Los principales parámetros del proceso de desplazamiento y deformación, que ocurren en la zona de depresión y que traen consigo la mayor influencia sobre: la variación de las características de explotación de las obras de superficie, la valoración de las afectaciones esperadas y en la elección de las medidas de protección son el asentamiento (desplazamiento vertical) y el desplazamiento horizontal.

La forma de la zona de depresión y la magnitud del desplazamiento y deformación que en ella ocurre depende en gran medida de las dimensiones del espacio trabajado, a medida que este sea mayor, aumentara la magnitud del desplazamiento y deformación que se produce en el macizo rocoso.

Sin embargo, el aumento de los desplazamientos y deformaciones en la superficie, debido al aumento del área de los trabajos subterráneos, tiene lugar hasta un determinado momento, a partir del cual, independientemente que aumente el área del frente de trabajo, no va a variar las magnitudes de los desplazamientos.

A ese estado se le denomina como el de estadio final del proceso de desplazamiento en la superficie. Este estadio surge, para unas dimensiones tales del espacio de trabajo, donde en la zona de depresión de la superficie no se produce ningún aumento más del asentamiento, a pesar de que las dimensiones del espacio de trabajo sigan aumentando.

La sección más importante de la zona de depresión llamada principal, es la sección vertical que atraviesa los puntos de mayor asentamiento de la superficie.

La ubicación de la zona de depresión con relación al espacio trabajado (en los frentes de trabajo) se determina con el empleo de los denominados ángulos límites ($\delta_0, \beta_0, \gamma_0$), el ángulo de asentamiento máximo θ y los ángulos que caracterizan el estado final del proceso de desplazamiento (ψ_1, ψ_2, ψ_3), los que se construyen en las secciones principales de la zona de depresión, en cortes perpendiculares al rumbo y según él.

Los ángulos límites (δ_0 y γ_0) dependen fundamentalmente de las características mecánico – estructurales del macizo rocoso y para condiciones normales resultan de 50 a 75 grados. Por su parte el ángulo β_0 en lo fundamental es función del ángulo δ_0 y del ángulo de buzamiento (α) del cuerpo mineral.

Para ángulos de buzamiento (α) hasta de 70 grados, el valor (β_0) se puede calcular por la expresión:

$$\beta_0 = \delta_0 - C_\beta \alpha \quad (\text{II.1})$$

Siendo:

C_{β_0} : un coeficiente que depende de las propiedades de las rocas, grado de explotación del trabajo, características estructurales y otras particularidades del macizo. Habitualmente su valor se obtiene por vía experimental.

Los valores mínimos de β_0 oscilan de 20 a 25 grados.

La magnitud del ángulo de desplazamiento total (ψ_3) para el caso de yacencia horizontal, para cualquier dirección, oscila de 45 a 60 grados. En tanto que los ángulos ψ_1 y ψ_2 , dependen del ángulo de buzamiento de las capas y de la posición que ocupe el frente de trabajo, en relación con otras excavaciones o trabajos anteriores. Si estos están por debajo (según el buzamiento) del sector analizado, el ángulo ψ_1 se hace mayor, en tanto que el ángulo ψ_2 disminuye. Si están por encima, entonces sucede lo contrario.

En la figura II.1 se da el esquema de la depresión de desplazamiento para el caso de excavaciones realizadas en macizos rocosos con yacencia suave y una afectación total del terreno de la superficie.

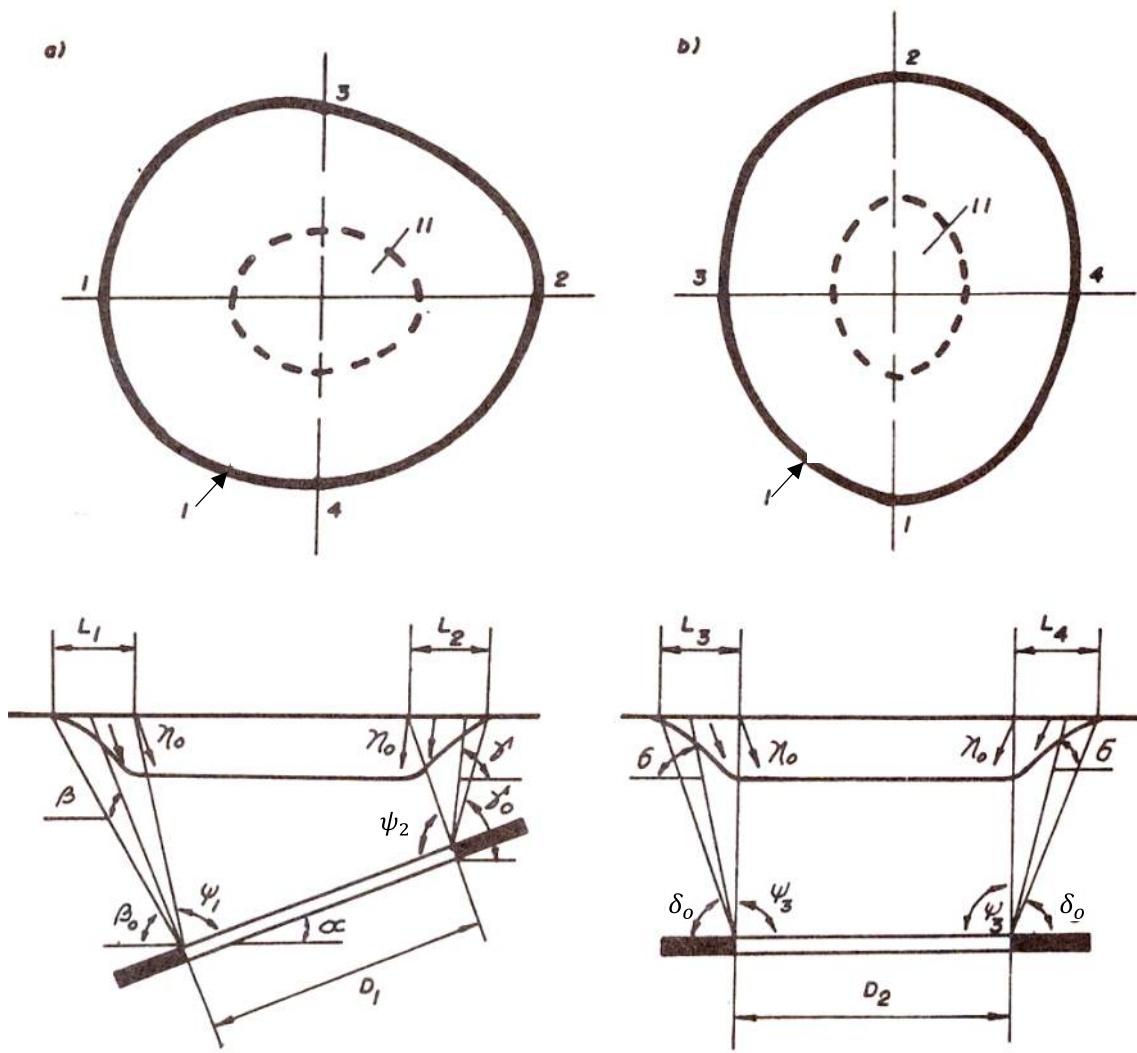


Figura II.1.- Depresión de desplazamiento para yacencia suave y una afectación total de terreno: a) perpendicular al rumbo b) por el rumbo, I) límite de depresión, II) sector plano de la depresión.

En la figura II.2 se da el esquema de la depresión de desplazamiento para el caso de excavaciones laboreadas en capas rocosas con yacencia suave y la afectación incompleta del terreno de superficie.

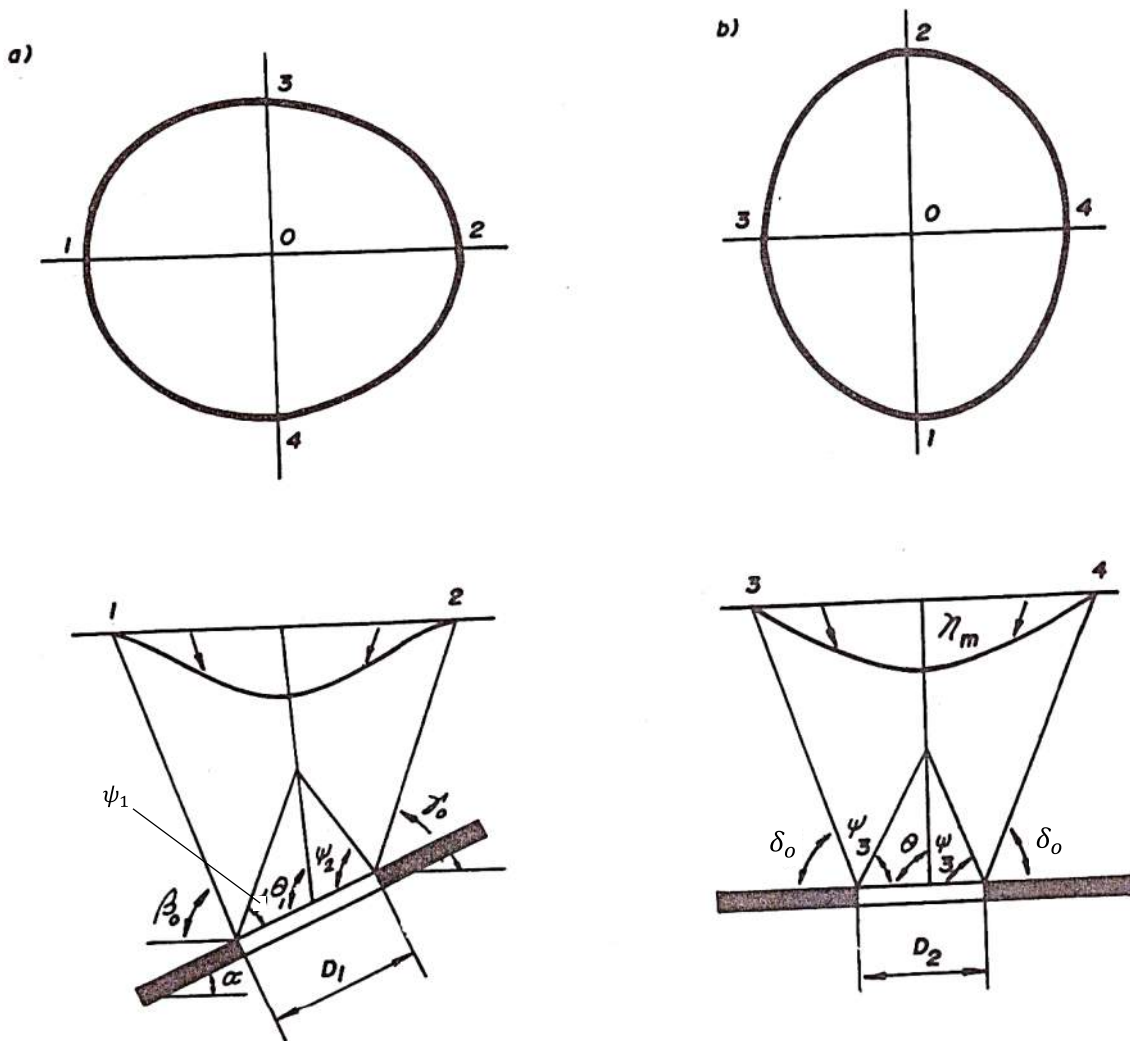


Figura II.2.- Depresión de desplazamiento para yacencia suave y una afectación incompleta del terreno de superficie.

En los límites de la zona de depresión se ubican los sectores de mayor peligrosidad, en los que la deformación puede sobrepasar las magnitudes críticas y son peligrosas para las obras de superficie.

El asentamiento de la superficie (η), no es más que la componente vertical del desplazamiento. Se puede diferenciar el asentamiento máximo para una afectación total (η_{tmax}) y para una incompleta (η_{imax}). El asentamiento que sufre cualquier punto de la superficie no es más que la diferencia de altura que tiene dicho punto antes y después de los trabajos subterráneos.

Para la determinación de la máxima magnitud del asentamiento (η_{max}) existen numerosos métodos de cálculo: métodos empíricos, métodos con el uso de la función de distribución y métodos que se fundamentan en el estudio de modelos que representan al macizo.

Una de las expresiones más usadas para la determinación de η_{max} es la siguiente:

$$\eta_{max} = q \cdot m \cdot \cos \alpha \quad (II.2)$$

m : Altura del espacio trabajado (del vacío creado)

α : Angulo de buzamiento.

q : Parámetro que se calcula por la expresión

$$q = q_o \ell_1 \ell_2 \quad (II.3)$$

Siendo:

q_o : Asentamiento relativo máximo para el estadio final del proceso de deformación, su valor oscila de 0.5 a 0.9 (a medida que la roca es más resistente, q_o es menor).

ℓ_1 y ℓ_2 : Coeficientes que tienen en cuenta la influencia de las dimensiones del vacío creado (espacio de trabajo) y la profundidad de los trabajos, en la magnitud del máximo asentamiento. Habitualmente se determinan por las expresiones:

$$\ell_1 = 0.9 \frac{D_1}{H-a} \quad \text{y} \quad \ell_2 = 0.9 \frac{D_2}{H-a} \quad (II.4)$$

Siendo:

D_1 y D_2 : Dimensiones del espacio trabajado

H : Profundidad media de los trabajos

a : Coeficiente que depende de las propiedades de las rocas, su valor oscila de 0.2 a 0.4 (a mayor resistencia de las rocas a es mayor).

La deformación vertical que puede sufrir una zona de la superficie se debe al asentamiento irregular (diferenciado) que ella sufre y se caracteriza por su inclinación, curvatura y por el radio de curvatura.

La inclinación de superficie (i), se determina a partir de la relación entre la diferencia de asentamiento de los puntos vecinos con respecto a la distancia que existe entre ellos.

Para la determinación de la inclinación máxima (i_{max}) se puede utilizar la expresión:

$$i_{max} = C_e \frac{m}{H} \quad (II.5)$$

Siendo:

C_e : Coeficiente que se debe determinar experimentalmente para cada tipo de macizo. En caso de no existir información, su magnitud aproximada se puede determinar por la expresión.

$$C_e = 1.6 - \alpha/p \quad (\text{II.6})$$

Siendo:

α : Angulo de buzamiento de los estratos

e : Radian (57°)

Otra expresión usada para el cálculo de i_{max} es la siguiente:

$$i_{max} = C'_e \eta_{max}/L \quad (\text{II.7})$$

Siendo:

L : Longitud del semi módulo de deformación, se determina por los ángulos límites.

C'_e : Coeficiente que se determina en forma experimental. Habitualmente su valor oscila de 2.0 a 2.3.

La curvatura de la superficie (K), se caracteriza por la relación entre la diferencia de pendientes entre sectores vecinos con respecto a la semisuma de las de esos sectores. A la magnitud inversa de la curvatura se le denomina radio de curvatura (Rc) de la superficie; o sea:

$$Rc = 1/K \quad (\text{II.8})$$

La determinación de la curvatura máxima (K_{max}) también se puede determinar por diferentes expresiones, entre ellas:

$$\text{a) } K_{max} = Ck_1 m/H^2 \quad (\text{II.9})$$

Siendo:

Ck_1 : Coeficiente que empíricamente se establece para cada tipo de macizo, su valor oscila de 2 a 4. Una dependencia precisa de este coeficiente de algún factor hasta ahora no se ha definido, sin embargo está probado, que con el aumento de la profundidad su valor crece.

$$\text{b) } K_{max} = Ck_2 \eta_{max}/L^2 \quad (\text{II.10})$$

Siendo:

Ck_2 : Coeficiente que se determina experimentalmente, su valor oscila de 5 a 7.

La deformación horizontal de la superficie (v) se determina como la relación, entre la diferencia de longitud entre sectores vecinos en un momento dado del proceso de desplazamiento, con respecto a la diferencia que existía en el momento inicial del desplazamiento.

La deformación horizontal máxima (ε_{max}) se puede determinar con varias fórmulas, a continuación se analizan las que han alcanzado mayor difusión:

$$a) \varepsilon_{max} = C_{\varepsilon_1} v/L \quad (II.11)$$

Siendo:

C_{ε} : Un coeficiente con un valor que oscila de 2 a 4

v : Desplazamiento horizontal.

$$b) \varepsilon_{max} = 3K_H \eta_{max}/L^2 \quad (II.12)$$

Siendo:

$$K_H = (0.15 \text{ a } 0.18) H \quad (II.13)$$

$$c) \varepsilon_{max} = C_{\varepsilon_2} m/H \quad (II.14)$$

Siendo:

C_{ε_2} : Coeficiente que se determina por datos de trabajos experimentales.

El desplazamiento horizontal máximo (V_{max}) se puede determinar por dos tipos de expresiones; una de ellas en función de la inclinación máxima y la otra a partir del máximo asentamiento, como se muestra:

$$V_{max} = K_H i_{max} \quad (II.15)$$

O por

$$V_{max} = a \eta_{max} \quad (II.16)$$

El valor del coeficiente K_H se recomienda, por varios autores, toman igual a $(0.15 \div 0.18) H$, en tanto que el valor a se recomienda determinar por la expresión:

$$a = 0.3 + 0.8 p \quad (II.17)$$

Y el valor de p se calcula por la expresión:

$$p = Tg \alpha - h/H \quad (II.18)$$

Siendo:

h : Potencia del vacío

H : Profundidad de los trabajos subterráneos.

La duración total del proceso de desplazamiento (T_{total}) depende: de la profundidad de los trabajos subterráneos, la velocidad del frente de trabajo, las propiedades mecánico - estructurales del macizo y otras particularidades que presente el macizo.

Esta dependencia se puede plantear en la siguiente forma:

$$T_{total} = K_T H/v_t \quad (II.19)$$

Siendo:

T_{total} : Duración total del proceso de desplazamiento, habitualmente se expresa en meses.

H : Profundidad de los trabajos

v_t : Velocidad de avance de la excavación, m/meses.

K_T : Coeficiente que está en función del conjunto de propiedades del macizo, su valor, según los datos obtenidos de los trabajos efectuados, oscila de 0.8 a 1.8.

Debido a que el coeficiente K_T aun no se ha podido determinar con la precisión necesaria, debido a la cantidad y variabilidad de los factores que sobre el inciden, la duración del proceso de desplazamiento se determina en la mayoría de los casos en forma empírica utilizando diferentes tablas elaboradas para situaciones típicas.

En el transcurso del proceso de deformación, en muchas ocasiones, se diferencia el denominado periodo de deformaciones peligrosas (t_p), él cual se puede establecer experimentalmente o se determina por la expresión:

$$t_p = p t_{total} \quad (II.20)$$

Siendo:

p : Un coeficiente, que depende de la magnitud máxima esperada de asentamiento en la superficie (η_{max}) y el ángulo de buzamiento de los estratos (α).

Sobre la magnitud de los ángulos límites ejercen una influencia significativa la profundidad del espacio trabajado, el ángulo de buzamiento y la densidad de la roca. Estos ángulos se emplean en los cálculos preliminares del desplazamiento y la deformación de los terrenos de superficie.

El centro de la depresión de desplazamiento, para el caso de una yacencia horizontal de las capas de roca (ver figura II.3), se ubica sobre el centro del espacio trabajado, en tanto que para una yacencia inclinada se desplaza con respecto a la horizontal un ángulo θ . Este ángulo se denomina ángulo de asentamiento máximo.

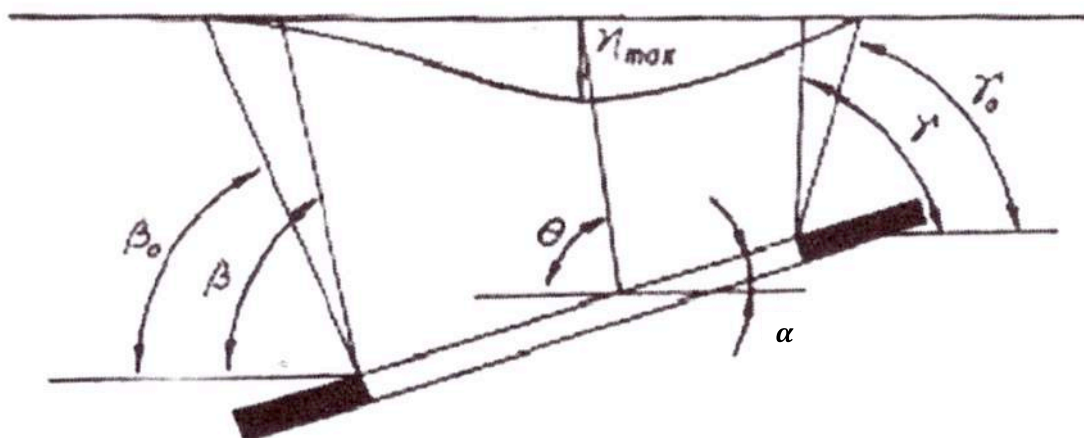


Figura II.3.- Ángulos límites para el vaso de cuerpos minerales con yacencia suave.

La determinación de la zona de afectación total se realiza con el empleo de los denominados ángulos de desplazamiento total (que son interiores con respecto al espacio trabajado) ver figura II.4.

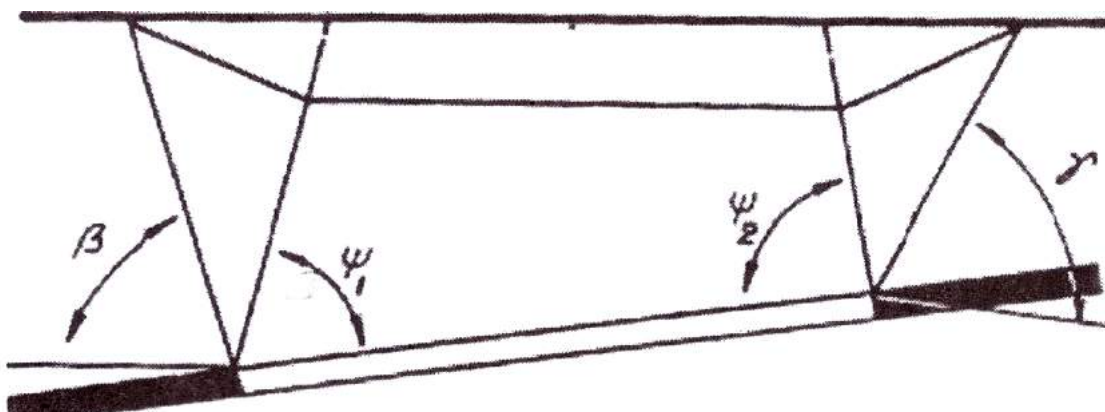


Figura II.4.- Ángulos de desplazamiento total.

II.2) Factores que influyen en el proceso de desplazamiento

Es posible mencionar más de una docena de factores técnicos y geológicos que ejercen una influencia apreciable sobre las

características y magnitud del proceso de desplazamiento de las rocas y los terrenos de la superficie.

Entre ellos, un gran interés poseen aquellos factores que su variación depende de la voluntad del hombre. Por ejemplo la variación de la velocidad de los trabajos acelera o retarda el proceso de desplazamiento, variando el método de dirección de la presión que actúa se puede aumentar o disminuir la deformación etc. A estos factores se les denomina factores regulables.

En tanto que los factores geológicos, geométricos y otros que no se pueden variar artificialmente se denominan factores dados (naturales).

II.2.1) Factores regulables

a) Volumen de los espacios trabajados

Es uno de los factores que más influyen sobre la magnitud y las características del proceso de desplazamiento del macizo rocoso. De él van a depender, en gran medida, los parámetros de las diferentes zonas de desplazamiento – deformación que se forman en el macizo y las dimensiones de la zona de depresión.

Todos los tipos de desplazamiento que se producen en el macizo con mayor o menor grado son proporcionales a la altura del vacío creado y por ello es fundamental considerar este factor a la hora de evaluar la magnitud de la zona de formación de grietas para la determinación de los diferentes parámetros del proceso.

b) Método de laboreo de las excavaciones subterráneas

Los parámetros del sistema de laboreo que más influyen sobre el proceso de desplazamiento del macizo son: la altura de la zona excavada, su longitud y forma de dirección del techo.

La altura y longitud de la zona de trabajo tienen una influencia similar, ellas determinan las dimensiones y formas de la zona de depresión. Para dimensiones pequeñas del espacio trabajado la zona de depresión va a ser pequeña y va a tener una configuración en forma de taza, en tanto que para grandes valores del espacio laboreado su área va a ser mayor y va a adquirir una forma parecida a un plato.

c) Velocidad de los trabajos de avance

Este factor en gran medida influye sobre la duración e intensidad del proceso de desplazamiento. Variando la velocidad de los trabajos se

puede regular la duración de las diferentes etapas del proceso de desplazamiento del macizo rocoso.

d) Cantidad de excavaciones en los que se trabaja

En forma significativa influye en los parámetros y características del proceso de desplazamiento. La primera excavación en la que se trabaja varía el estado tensional existente en el macizo y condiciona el que se formen zonas de presiones elevadas y disminuidas y a que se formen y desarrollen diferentes formas de debilitamiento estructural del macizo rocoso. En dependencia del lugar donde se realice el siguiente frente de arranque, los parámetros angulares que se producen pueden ser mayores o menores y las magnitudes de la deformación mayores o menores que los normales.

La afectación reiterada del macizo debido a la realización en el de diferentes trabajos, puede conducir a la variación de las propiedades de las rocas y del comportamiento estructural del macizo y a la eliminación (o variación de las características y magnitudes) de los vacíos existentes; todo lo que puede llevar a procesos de desplazamientos en determinados sectores del macizo.

II.2.2) Factores dados (naturales)

Propiedades físico mecánicas de las rocas y características estructurales del macizo

El estado en que se encuentra la roca en el macizo en gran medida influye sobre las características del proceso de desplazamiento. Así se conoce que en caso de macizos con poca cohesión, el desplazamiento del macizo ocurre en forma rápida y se refleja en la superficie. Por el contrario en las rocas con características plásticas (por ejemplo esquistos arcillosos) se producen deformaciones plásticas en la roca y por ende el desplazamiento del macizo ocurre en forma distribuida y suavemente, detrás del avance de los trabajos. Aquí generalmente se producen pocas afectaciones a las construcciones de superficie.

El grado de fracturación del macizo rocoso es otro factor que influye significativamente en la magnitud de la deformación que sufre el terreno de superficie y en el carácter de su distribución en la depresión de desplazamiento.

La fracturación del macizo se produce por variados factores (geológicos, tectónicos y otros).

Ángulo de buzamiento

Es uno de los factores principales, que determinan los parámetros angulares del proceso de desplazamiento de la roca y de la distribución de la deformación en la depresión de desplazamiento.

Con el aumento del ángulo de buzamiento crece la relación existente entre los desplazamientos horizontales y los verticales. Por ejemplo, si para buzamientos suaves la componente del desplazamiento horizontal habitualmente no llegaba a la mitad de la vertical, ya para un buzamiento de 45 grados ellos se hacen iguales y para un buzamiento de 65 a 70 grados, la componente horizontal llega a duplicar la vertical.

Profundidad de los trabajos

Este factor tiene gran influencia en la magnitud de la deformación de la superficie. A medida que aumenta la profundidad de los trabajos todos los tipos de afectaciones en la superficie se hacen menor. En particular es muy sensible a este factor la curvatura de la depresión de desplazamiento, ya que ella es inversamente proporcional al cuadrado de la profundidad.

Relievé del terreno de superficie

Este factor tiene influencia en un relieve de montaña en donde, producto de los trabajos subterráneos, en la superficie pueden ocurrir deslizamientos. La estabilidad de la roca en tales casos en mucho depende del ángulo de fricción interna y de la fuerza de cohesión por la superficie de deslizamiento.

Como resultado del proceso de desplazamiento de la roca se produce su esponjamiento lo cual es acompañado, generalmente, por la disminución de las características de resistencia de la roca (en particular la cohesión) y esto como es lógico conduce a disminuir la estabilidad del terreno de superficie.

II.3) Sectores de deformación del macizo

La zona del macizo rocoso que está bajo la influencia de los trabajos subterráneos tiene determinadas diferencias entre sectores, dado esto por las propias características del macizo y por la del proceso de deformación de las rocas, que ocurre durante la realización de los trabajos subterráneos.

Para el caso más general, de capas con yacencia horizontal o poco inclinada, la zona de la influencia de los trabajos se puede dividir en numerosos sectores.

Se analiza un esquema simplificado (ver figura II.5).

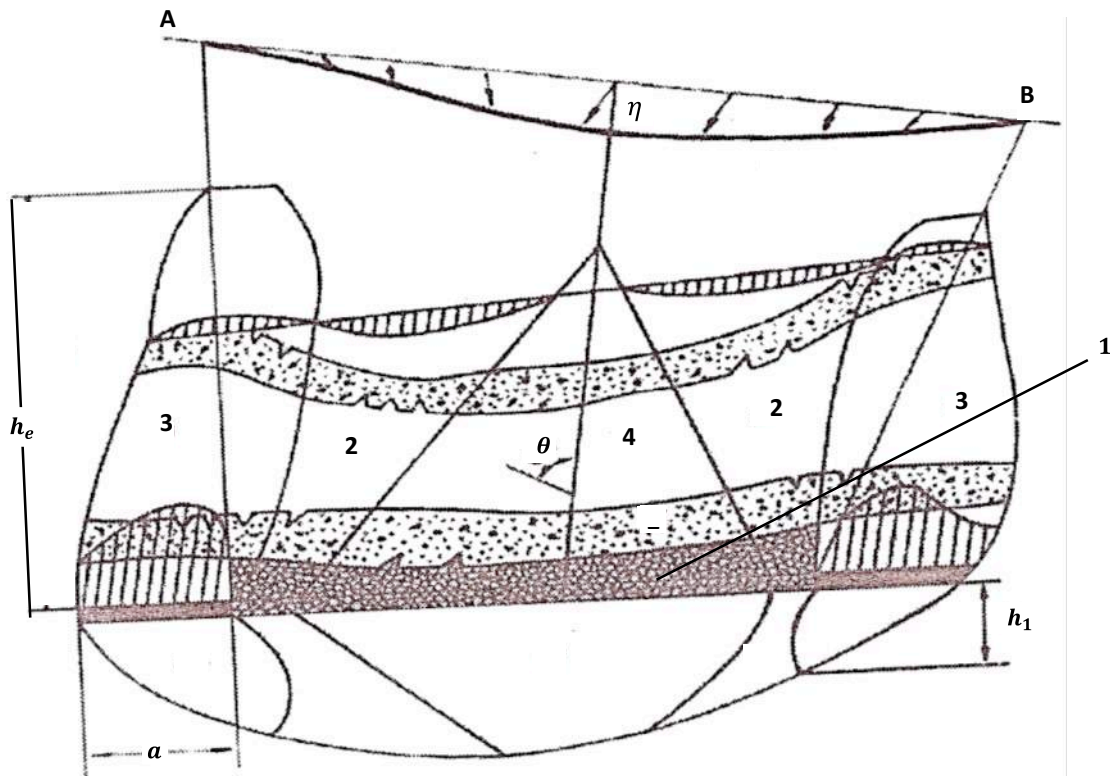


Figura II.5.- Esquema simplificado de la división en sectores para el caso de yacencia horizontal o poco inclinada.

En el sector que está directamente encima del frente de trabajo (sector 1), se encuentran las rocas más deformadas y fracturadas, con la formación de bloques pequeños. Este sector muchas veces se denomina de derrumbe.

Para la determinación de la altura de este sector de derrumbe (h_D) se emplean diferentes expresiones, una de ellas es la siguiente:

$$h_D = \frac{3m}{(K_e - 1) \cos \alpha} \quad (\text{II.21})$$

Siendo:

m : Altura del vacío

K_e : Coeficiente de esponjamiento de la roca (se determina experimentalmente).

α : Ángulo de buzamiento.

La dificultad de empleo de esta y otras fórmulas para el cálculo de la altura de derrumbe estriba en lo difícil que resulta obtener el valor del coeficiente residual de esponjamiento. Por ello en la práctica habitualmente esta magnitud de h_D se toma en dependencia de la altura del vacío formado.

La altura de esta zona de derrumbe depende de numerosos factores, tales como:

- Relación entre la altura del vacío y la potencia de las diferentes capas del techo.
- Características mecánico – estructurales del macizo.
- Sistema de laboreo.

Vinculado a la tendencia del macizo a derrumbarse esta la posibilidad de manifestarse hundimientos en los terrenos de superficie, sin embargo la altura de esta zona de derrumbe, no se debe identificar con la distancia de la excavación hasta la superficie.

Los parámetros de esta zona de derrumbe en particular su altura y el coeficiente de esponjamiento de la roca, tiene un gran significado durante la evaluación de la factibilidad de la realización de los trabajos subterráneos, sin que se produzcan afectaciones o que estas sean mínimas.

Sector II: Zona de roca flexionada, se forma preferentemente en macizos estratificados. En esta zona la roca se deforma dividiéndose, según los contactos formando, en un sistema de capas finas. La potencia de estas capas dependen del tipo de roca, su estructura y de sus propiedades físico–mecánicas.

En este sector II se pueden diferenciar dos subsectores, uno de descarga y otro de deformación y desarrollo de la fracturación del macizo. El de descarga se caracteriza porque en él las tensiones actuantes son menores que las que existían inicialmente en el macizo, en tanto que en el subsector de formación de fracturas se produce el desarrollo del proceso de bloqueidad, que tiende a fracturar al macizo rocoso en grandes bloques. En la figura II.6 se esquematiza el proceso de desarrollo de este proceso de fracturación.

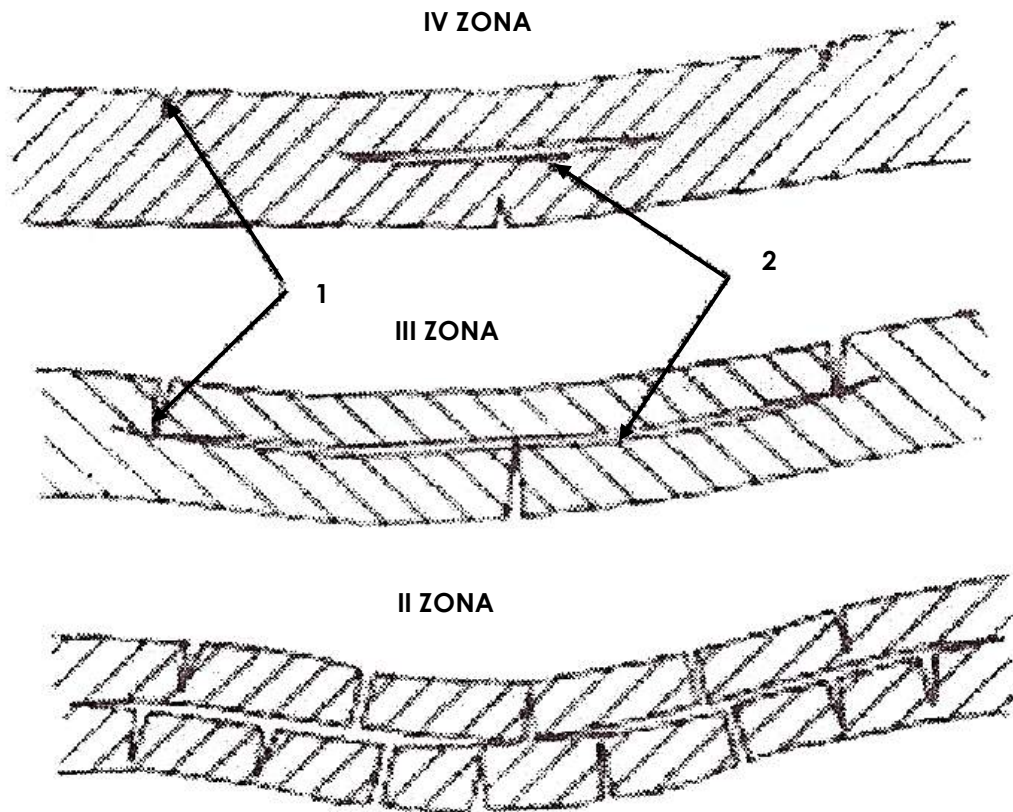


Figura II.6.- Esquema de fracturación

Como se ve en la figura, en la posición II, se muestra un macizo completamente fracturado, en tanto que en la posición III, que lo antecede se observa un estadio de este proceso de fracturación iniciado desde la posición IV, o sea el proceso se desarrolla desde la parte superior a la inferior en este sector flexionado (sector II).

En el sector III: denominada zona de presión reforzada, la deformación se produce en dependencia del aumento de las tensiones normales y el grado de disminución del empuje lateral en la frontera de la zona de flexión. Las formas fundamentales de manifestarse la deformación del macizo en este sector III, viene dada por los esfuerzos a compresión, según la dirección normal y por los esfuerzos al cortante en la superficie de contacto.

En el sector IV: denominada zona de desplazamiento total se pueden producir sectores de desplazamientos del macizo, que en dependencia de las condiciones existentes pueden o no afectar la superficie.

Se aclara que esta división en n sectores de la zona afectada del macizo, es convencional, ya que en dependencia del método de dirección de la presión empleado y otros factores, su número y ubicación se pueden diferenciar de los vistos.

II.3.1) Profundidad de seguridad

Es un parámetro de gran importancia que se debe determinar siempre en excavaciones de diferentes tipos (túneles, estaciones hidroeléctricas, estancias de metro y excavaciones mineras entre otras), que estén ubicadas a poca profundidad de la superficie.

El conocer el valor de la profundidad de seguridad (H_s) permite planificar con la debida antelación las medidas técnicas que se deben implementar para preservar las obras de superficie, tanto para el caso en que el valor de H_s exceda de lo necesario, como para los casos más peligrosos cuando esta profundidad no se satisfaga.

A causa del derrumbe del techo las rocas de distintos tamaños, lo cual va a depender de su naturaleza y de las propiedades físico-mecánicas, van a llenar el espacio trabajado.

El derrumbe del techo afecta primero a las rocas que constituyen la cubierta directa de la excavación, mientras que en caso de rocas con características plásticas muy acentuadas se produce la bajada suave del macizo. De igual forma se presenta este fenómeno en las capas de roca que yacen por encima del techo los que bajan suavemente, sin romperse hasta la roca ya deplomada de la cubierta (ver figura II.7).

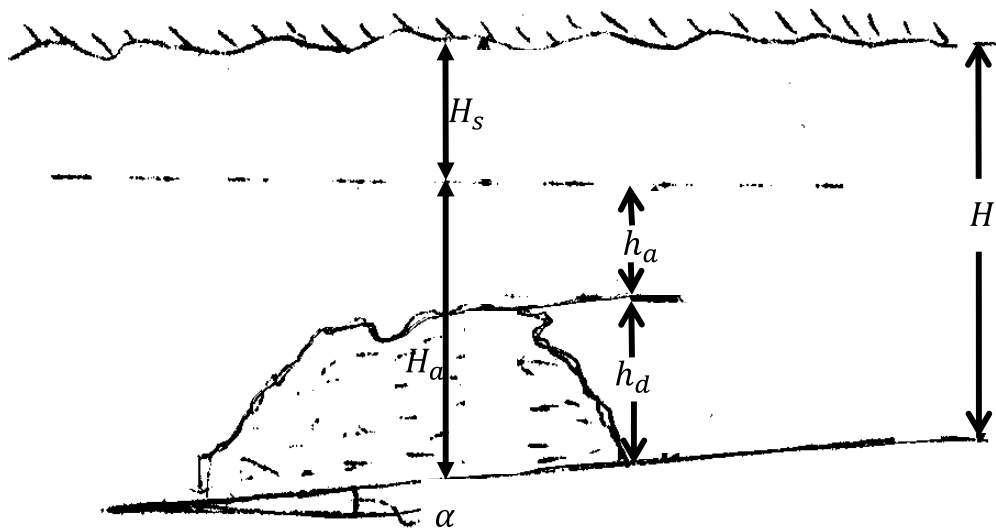


Figura II.7.- Esquema para la determinación de la profundidad de seguridad

A causa del esponjamiento de las rocas deplomadas y en dependencia de las dimensiones del vacío creado o del área de la excavación subterránea el fenómeno, de dislocación-desplome se puede limitar solamente al sector del macizo de la cubierta directa o a esta y parte del resto del macizo, las cuales garanticen un soporte, para el resto de las rocas del techo básico, aun no deplomado.

Con el transcurso del tiempo la masa de la roca desplomada se va a ir asentando bajo la acción de su peso propio, de la humedad y de las presiones de las rocas situadas sobre ellas y gradualmente se van haciendo más compactas y adquiriendo una mayor resistencia a causa de este proceso las rocas no desplomadas irán bajando suavemente hasta el momento que este proceso cese.

De una especial importancia desde el punto de vista práctico es la estabilidad de la profundidad de seguridad (H_s) que es la profundidad tomada desde la superficie y en cuyo tramo la explotación subterránea no ejerce ninguna influencia dañina sobre el terreno de la superficie.

Se tiene que:

H : Profundidad media a que esta la excavación,

h_D : Altura de la zona de desplome

h_a : Altura de la zona de asentamiento

H_s : Profundidad de seguridad

H_a : Profundidad de afectación.

Para que el desplome-asentamiento de las rocas del techo de los espacios trabajados no afecten los terrenos de la superficie debe cumplirse que:

$$H_s = H - H_a > 0 \quad (\text{II.22})$$

O sea:

$$H_s = H - (h_D + h_a) > 0 \quad (\text{II.23})$$

O lo que es lo mismo:

$$H > H_a \quad (\text{II.24})$$

Para el caso que:

$$H_s = H - H_a \leq 0 \quad (\text{II.25})$$

$$H_s = H - (h_D + h_a) \leq 0 \quad (\text{II.26})$$

O sea:

$$H < H_a \quad (\text{II.27})$$

O

$$H < h_D + h_a \quad (\text{II.28})$$

Las dislocaciones y desplazamientos de las rocas de la cubierta del espacio de trabajo llega hasta la superficie provocando asentamientos en ella o incluso su hundimiento.

La zona de la superficie en la cual se produce el asentamiento y/o hundimiento se llama zona de influencia de las obras subterráneas sobre la superficie.

Esta zona de influencia está constituida por la zona de hundimientos centrales y por la zona de asentamiento situada en la periferia de la zona donde se produce el hundimiento central.

Las dimensiones de estas zonas dependen de variados factores, entre ellos los que se han visto anteriormente.

Calculo de la profundidad de seguridad:

En la determinación de la profundidad de seguridad deben tenerse en cuenta los factores siguientes:

- 1) Métodos de laboreo aplicado
- 2) Tipo de sostenimiento utilizado (rígido, flexible, etc.)
- 3) Forma de realizar la instalación del sostenimiento.
- 4) Propiedades físico-mecánicas de la roca, cohesión, ángulo de fricción interna, coeficiente temporal y final de esponjamiento.
- 5) Características mecánico-estructurales del macizo, condiciones de yacencia, bloqueidad etc.

En referencia al esquema de análisis anterior y considerando que la superficie en el plano horizontal resultante es S y la altura de desplome de las rocas es h_D se tendrá que el volumen del espacio que se obtiene como resultado de los trabajos es $S \cdot h_d$.

Si se conoce que el volumen de las rocas desplomadas que se necesita para llenar el espacio creado (excavación) es $S (h_D - h) K_e^o$.

Siendo:

h : Altura del espacio abierto (excavación)

K_e^o : Coeficiente de esponjamiento residual

En base a esto se obtiene, de la siguiente relación:

$$S (h_d - h) K_e^o = S h_d \quad (\text{II.29})$$

Los valores de la altura h_d de desplome

$$s h_d K_e^o - S h_d = S_h K_e^o \quad (\text{II.30})$$

$$h_d (S K_e^o - S) = S_h K_e^o \quad (\text{II.31})$$

y

$$h_d = \frac{h K_e^o}{K_e^o - 1} \quad (\text{II.32})$$

Como ya se señaló anteriormente el valor de la profundidad de seguridad H_s vendrá dada por:

$$H_s = H - H_a \quad (\text{II.33})$$

Si se considera, que el valor de h_a con respecto a h_d es muy pequeño, se puede decir que:

$$H_a \geq h_D = \frac{K^o}{K^o - 1} \cdot h = K_s \cdot h \quad (\text{II.34})$$

Teniendo en cuenta que:

$$K_s = \frac{K_e^o}{K_e^o - 1}$$

Y debido a que

$$H_s = H - H_a \quad (\text{II.35})$$

Se obtiene que

$$H_s = H - h_D = H - \frac{K^o}{K^o - 1} h \approx H - K_s h \quad (\text{II.36})$$

Para poder determinar la profundidad de seguridad (H_s) es necesario determinar con precisión el valor del coeficiente de esponjamiento residual K^o de las rocas que se desploman.

Los valores de este coeficiente se establecen por pruebas de laboratorios o por cálculos basados en mediciones topográficas.

El proceso de estabilización de la profundidad de seguridad es un problema bastante difícil de resolver a causa del modo diferente de manifestarse el proceso de desplome-asentamiento del macizo en el techo de los vacíos (excavaciones), como también las repercusiones de estos sobre la superficie.

En algunas situaciones de análisis, ante esta situación se ha procedido a calcular la profundidad de seguridad a partir de la llamada potencia

equivalente. La cual representa la profundidad de un sector del macizo en el cual la realización de la excavación o vacío produciría en la superficie las mismas consecuencias que las excavaciones en el caso estudiado.

No existe hasta el presente un método de estudio riguroso para establecer la potencia equivalente.

CAPÍTULO 3



Estudio de los desplazamiento que ocurren en el macizo rocoso a causa de los trabajos subterráneos

Los desplazamientos que se producen en el macizo pueden ser estudiados con los métodos conocidos, solo cuando se establecen una serie de suposiciones, respecto a las características estructurales y deformacionales del macizo.

Así se tiene que en la mayoría de los casos que se estudian el macizo se considera como un medio continuo, en el que todas sus partes están fuertemente ligadas entre si y que cuando él se deforma lo hace como un cuerpo único y que posee iguales propiedades.

Es conocido que en muchos casos el macizo se debe considerar como un medio discreto, el cual está constituido por una serie de partes independientes unas de otras. Esto es característico en macizos muy fracturados.

Muchos de los métodos de cálculo actualmente existentes para el estudio de los desplazamientos que se producen en el macizo se basan en el empleo de modelos matemáticos, los que, hasta el momento, dan solo un carácter aproximado del proceso en estudio.

Es por ello que en muchas ocasiones se emplean métodos empíricos que han sido creados a partir de numerosos trabajos experimentales y mediciones geodésicas.

Durante el empleo, tanto de los métodos de modelación matemática, como de los métodos empíricos, se deben diferenciar 2 objetivos distintos, que por ende conforma 2 grupos diferentes de métodos:

- Los destinados al estudio de determinadas zonas del macizo, por ejemplo la zona de los frentes de trabajo, o la de un sector de superficie.
- Los destinados al estudio del proceso de desplazamiento del macizo.

III.1) Cálculo de los desplazamientos en los frentes de trabajo

Los desplazamientos de las rocas, que se originan e inician en el techo de los frentes de trabajo, se consideran la magnitud de partida para el estudio y cálculo del desplazamiento, que ocurre en el resto del macizo a causa de los trabajos subterráneos.

III.1.1) Métodos analíticos

Conociendo el volumen limitado por la superficie del techo antes y después de su desplazamiento (descenso), se puede estimar el volumen de los desplazamientos que van a ocurrir en el resto del macizo, teniendo en cuenta lógicamente, la diferencia entre estos valores, motivado por el esponjamiento del material en caso de derrumbe y su densificación entre otros aspectos. Todo lo cual está en dependencia, fundamentalmente, de las características geomecánicas y estructurales del macizo y del método de trabajo que se emplea.

Para el cálculo del descenso del macizo, por la zona del techo del frente de trabajo, este se puede representar en forma simplificada en esquemas muy variados a partir de la suposición que se haga sobre el medio y de cómo va a producirse este desplazamiento. Los esquemas más utilizados son:

- El techo desciende como una barra elástica que se flexa.
- Se produce el desplazamiento del techo como un medio suelto, desligado, mullido o en forma de bloques independientes.
- El descenso tiene lugar como un proceso de fluidez del material, que responde a las características de algún modelo reológico.

En muchos casos son empleados también métodos empíricos para determinar los desplazamientos esperados en los frentes de trabajo, a partir de los resultados obtenidos de las mediciones de desplazamientos en otros frentes de trabajo y excavaciones subterráneas y de su correlación con diversos parámetros; tales como: distancia al frente de trabajo, dimensiones del vacío extraído, velocidad de avance, profundidad de los trabajos y otros.

A continuación se analizan los 3 esquemas de cálculo antes señalados y posteriormente como ilustración dos métodos empíricos.

A. Se considera el techo básico como una viga

Se basa en la suposición que el techo se flexa al igual que una viga de longitud infinita, que descansa en un apoyo elástico y se flexiona por la acción de una fuerza concentrada F aplicada en un punto (ver figura III.1).

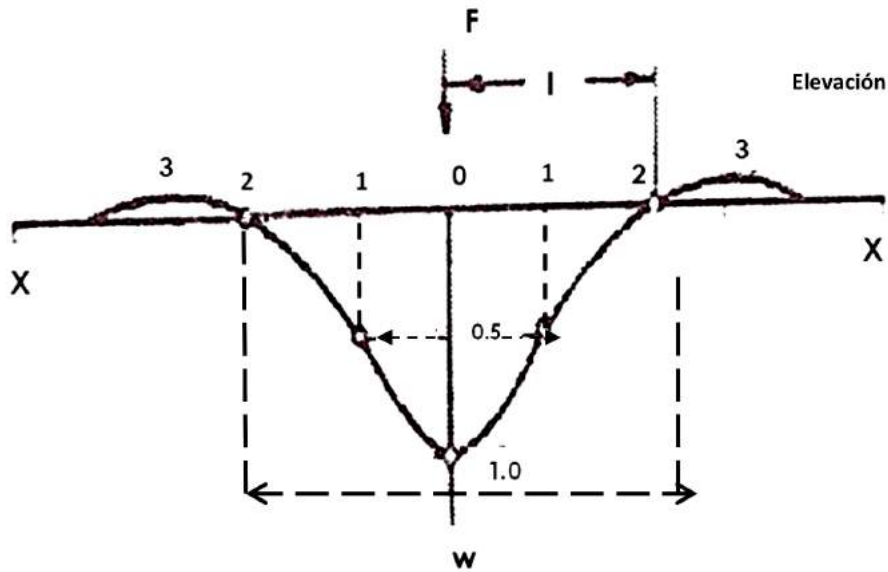


Figura III.1.- Esquema de cálculo para el caso en que se considera el techo como una viga.

Según este criterio el descenso del techo (w), en el sector central del espacio trabajado se determina por la expresión:

$$w = \left(\frac{F}{0.35 Ib^3} \right)^{1/4} \quad (\text{III.1})$$

Siendo:

b : Ancho de la viga.

F : Fuerza concentrada que actúa.

I : Momento de inercia.

B. Se considera el techo básico como un medio discreto

En este caso se parte de considerar a este sector como un medio suelto o constituido por bloques. En este caso sobre el área trabajada va a actuar el peso de la masa rocosa contenida en la columna ABCD (ver figura III.2), menos la fuerza que provoca la fricción en los planos AC y BD.

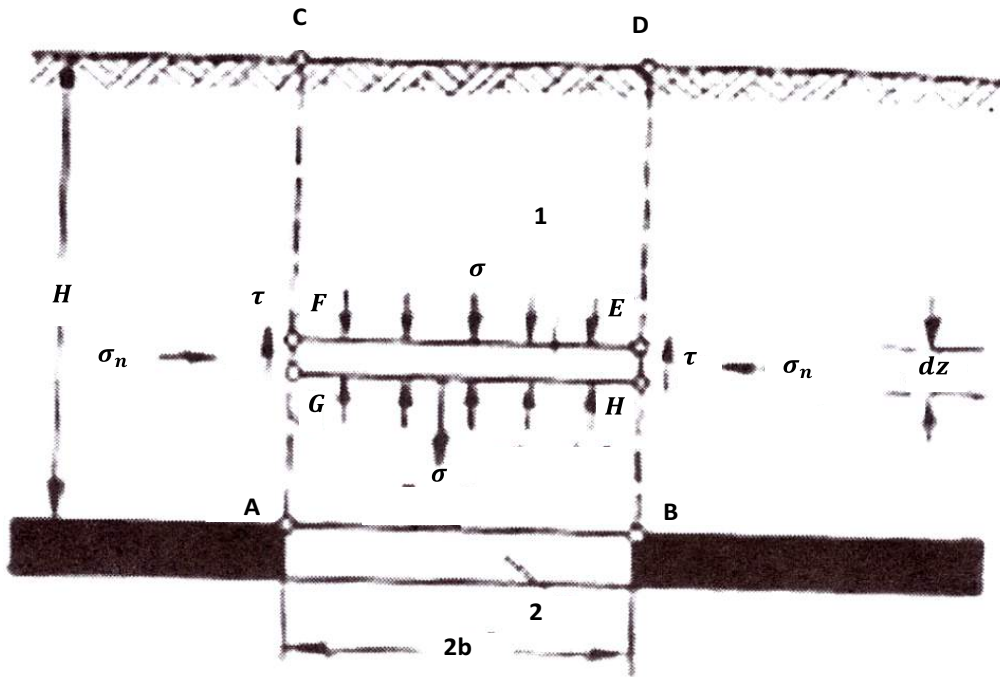


Figura III.2.- Esquema de cálculo al considerar el macizo como un medio discreto, 1) sector del macizo, 2) excavación.

Si se toma de esa columna un elemento EFGH que tiene altura \$dz\$ y se establece la condición de equilibrio para este elemento, entonces se obtendrá una expresión que permite calcular la carga actuante para un ancho \$2b\$.

$$\sigma = \frac{\gamma b}{\lambda T g \phi} \left(1 - e^{-\lambda T g \phi h/b} \right) \quad (\text{III.2})$$

Siendo:

\$\phi\$: Ángulo de fricción interna

\$\lambda\$: Parámetro empírico.

Para excavaciones (tipo galerías) de poco ancho, se puede emplear:

$$\sigma = \frac{\gamma b}{\lambda T g \phi} \quad (\text{III.3})$$

C. Se considera el techo como un medio reológico

En los dos casos anteriores se analizó el proceso de desplazamiento del techo, como si su afectación se sucediese inmediatamente después de la carga (o sea al crearse el vacío), sin embargo se conoce que esto habitualmente no siempre ocurre así, sino que este proceso se va desarrollando con el transcurso del tiempo.

Es por ello que se debe realizar este estudio de los desplazamientos teniendo en cuenta el factor tiempo, para lo que se considera a la roca

del techo como un medio que actúa, según un modelo reológico, por ejemplo uno con características elasto - viscosa; como es el caso del modelo de Voight (conocido también como el modelo de Kelvin) ver figura III.3.

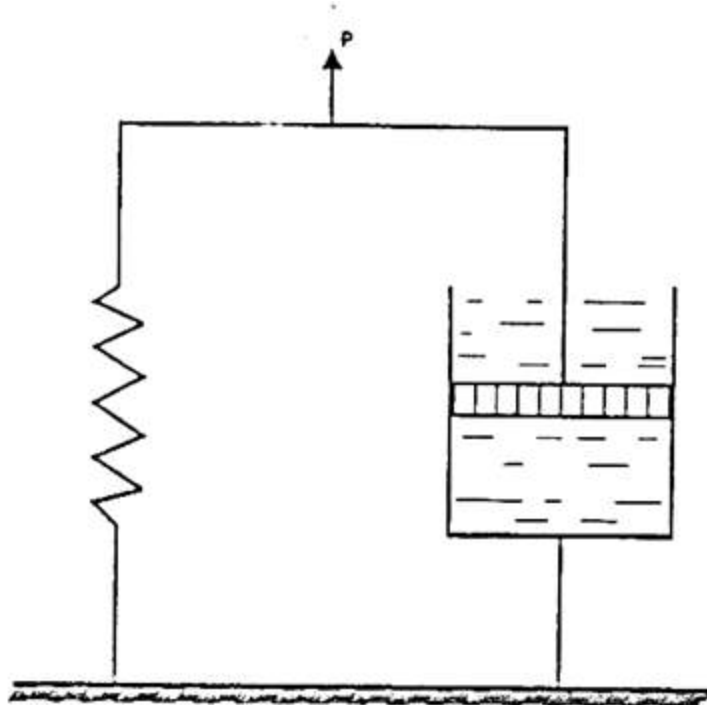


Figura III.3.- Modelo reológico de Voight (Kelvin)

Para este modelo, la tensión actuante será:

$$\sigma = \sigma_e + \sigma_v = E \cdot e + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (\text{III.4})$$

Siendo:

η : El coeficiente de viscosidad.

Considerando la tensión actuante constante, según este modelo de Kelvin (Voight), en el momento inicial del proceso de desplazamiento ($t = 0$), cuando empieza a actuar la carga constante la deformación inicial es nula ($\varepsilon = 0$), posteriormente esta comienza a crecer y en forma asintótica tiende a un límite dado por $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$ (ver figura III.4).

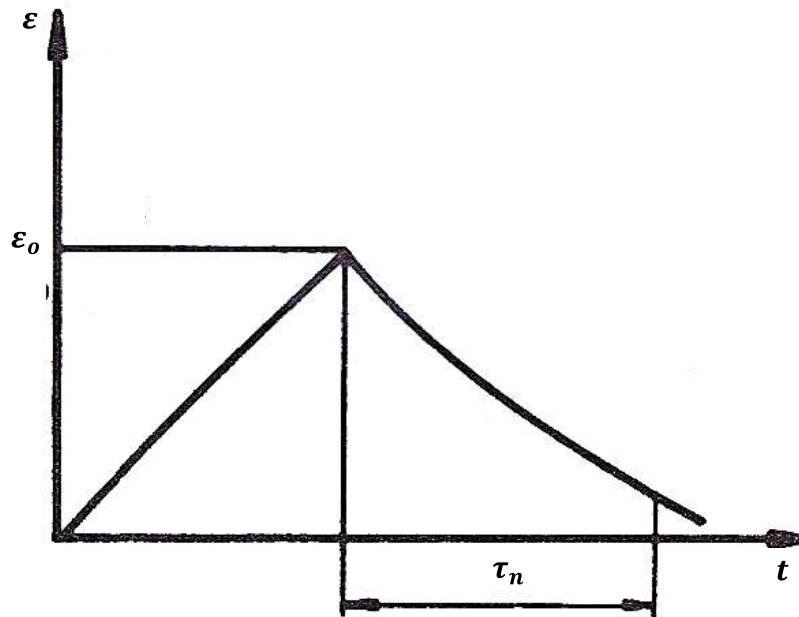


Figura III.4.- Variación de tensiones con el tiempo.

El desplazamiento con el aumento del ancho del espacio o excavación (b), va continuamente a crecer hasta que alcanza su valor límite, dado por las características del macizo y método de trabajo.

De tal forma, en un macizo rocoso formado por bloque o por un material suelto, el material que este en el espacio trabajado, se va a densificar a causa de la presión actuante por el techo no por la línea de flexión, sino en forma de descenso iguales.

Este modelo es el que considera el macizo como un medio desligado (en bloques o material suelto), permitiendo en forma correcta explicar el aumento de la presión actuante por el techo al crecer el ancho del espacio trabajado.

La variación de la deformación con el tiempo se da por la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{\sigma}{E} \left(1 - e^{-\frac{tE}{\eta}} \right) \quad \text{(III.5)}$$

III.1.2) Métodos empíricos

De los muchos y variados (según los parámetros que tienen en cuenta) métodos empíricos que aparecen en la literatura, como ilustración se hace referencia a 2 de ellos.

El primero empleado en varios países de Europa, se basa en la relación entre la magnitud de la convergencia diaria (Cd), medida inicialmente para la primera y después para la segunda fila de fortificación en el

frente con respecto al avance diario del frente Vd (m/día), calculándose la convergencia por la expresión:

$$Cd = 02Vd H^{1/4} (am)^{3/4} \quad (III.6)$$

Siendo:

H : Profundidad de los trabajos

m : Altura de vacío creado.

a : Coeficiente de asentamiento.

Otro método empírico usado en la cuenca del Don Ucrania, en la minería del carbón, es el que se plantea la dependencia entre el descenso del techo (ϖ), en el frente de trabajo hasta el límite de la zona de destrucción o el límite del sostenimiento empleado, con respecto a la velocidad de avance del frente de trabajo v (m/día). La expresión de cálculo es:

$$\varpi = \alpha mb e^{\beta.v} \quad (III.7)$$

Siendo:

m : Altura de la excavación o vacío

b : Ancho del espacio trabajado

α y β : Coeficientes empíricos que dependen en lo esencial del método de laboreo y las características geomecánicas del macizo.

III.2) Calculo de los desplazamientos que ocurren en el macizo

El cálculo de los desplazamientos que se producen en los macizos rocosos por la actividad subterránea tiene un gran significado; ya que por un lado permite tomar las medidas encaminadas a proteger a las instalaciones y construcciones de las propias excavaciones subterráneas y por otro lado constituye un eslabón intermedio, entre lo que sucede en los frentes de trabajo y excavaciones subterráneas y la afectación que se puede producir en la superficie; ya que el conocimiento de las magnitudes de los desplazamientos que sufre el macizo, sirve de base para el cálculo del asentamiento de superficie.

Los métodos de cálculo se pueden dividir en dos grupos: los empíricos y los basados en modelos del macizo. Las magnitudes de cálculo de estos métodos son las componentes verticales y horizontales del desplazamiento que se produce, a partir de lo cual se puede obtener la

magnitud del asentamiento y de los desplazamientos horizontales de los terrenos de superficie.

III.2.1) Método de integración de redes

Es un método gráfico para el cálculo del desplazamiento de la roca por sobre el espacio de trabajo, aplicado para macizos que buzan horizontalmente o poco inclinados.

Este método no necesita de la construcción de los perfiles de la zona de depresión, ni del empleo de expresiones de cálculo analítico, ya que se basa en mediciones del asentamiento realizadas directamente en la zona de afectación.

Para ello se representa, en la escala en que este el plan de los trabajos subterráneos, un círculo (que se corresponda con el área de los trabajos subterráneos) los que se desarrollan en formas de sectores (ver figura III.5).

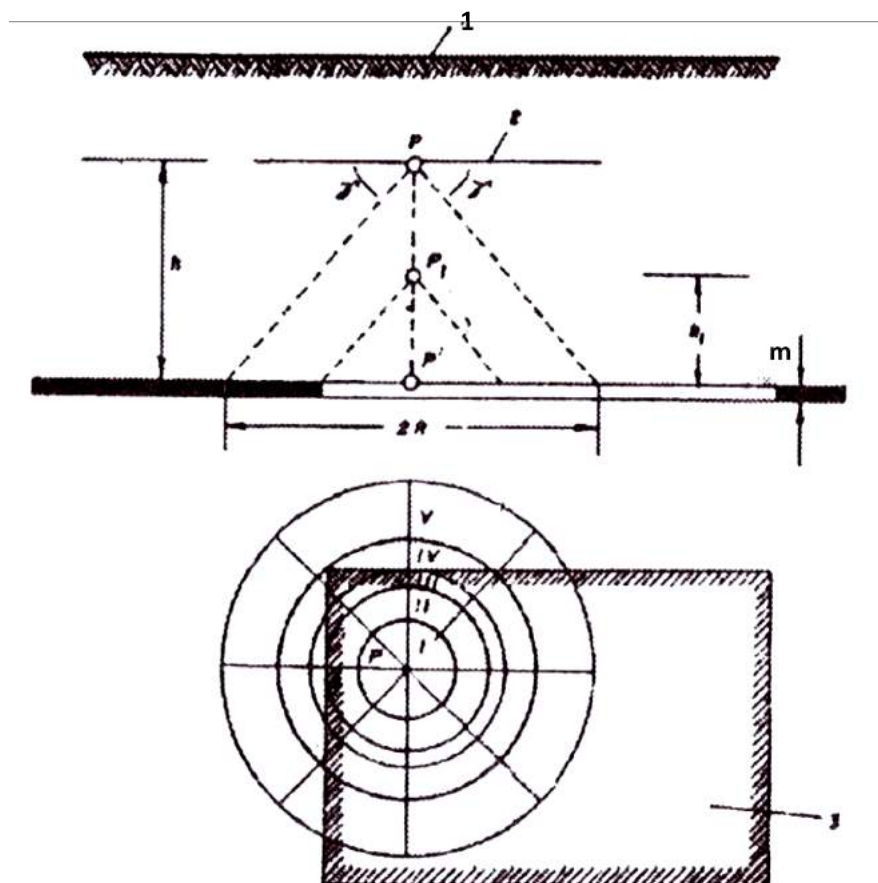


Figura III.5.- Esquema para el cálculo del asentamiento de la superficie a partir de un sector circular.

Posteriormente esta red se coloca sobre el plan de los trabajos subterráneos y sucesivamente se hace coincidir su centro con todos los

puntos de la superficie, para los que son conocidos (por la medición directa) las magnitudes del proceso de desplazamiento.

De tal forma, el método descrito para el cálculo del desplazamiento en la superficie, se puede trasladar a cualquier profundidad del macizo, conservando sus características y solo cambia (disminuye) las dimensiones de la red, en dependencia de la distancia que haya desde el sector estudiado del macizo al frente de trabajo.

La obtención, con el empleo del método de integración de redes, del asentamiento para cualquier horizonte no depende de que haya sobre el un horizonte con mayor o menor potencia.

Una deficiencia que se la señala al método es, que al no tener en cuenta durante los cálculos la profundidad del frente de trabajo no concuerda con el cuadro real del proceso de desplazamiento en el macizo, ya que el varía en dependencia de las cargas actuantes y de la rigidez (flexibilidad) del macizo rocoso, que depende de su potencia.

III.2.2) Método considerando al macizo como un medio continuo

El análisis se hace tanto, para el caso en que el macizo rocoso se considera como un medio elástico, como para el caso en que él se considera como un medio no elástico.

a) Medio elástico

Independiente del estado real del macizo en muchos casos para resolver problemas relacionados con su desplazamiento puede ser utilizada la teoría de elasticidad.

Para el caso de un semiespacio elástico incomprensible $\mu \approx 0.5$, que tiene en su superficie aplicada una fuerza uniformemente distribuida sobre el área de un círculo de radio $2a$. El valor del asentamiento (η_z) que se produce para el caso que actúa una presión uniformemente distribuida se puede calcular por la expresión:

$$\eta_z = \frac{F}{2b} \int_0^a \left(\frac{r}{(r^2 + h^2)^{1/2}} + \frac{h^2 r}{(r^2 + h^2)^{3/2}} \right) dr \quad (\text{III.8})$$

b) Medio no elástico

Para el estudio de formas de deformación no elásticas del macizo, se pueden usar distintos modelos reológicos y ecuaciones de estados.

Tal es el caso de la deformación elástico – viscosa, que después de un cierto periodo de retardo alcanza la magnitud del estadio final de una deformación elástica, o sea: $\varepsilon_{\infty} = \sigma/E$ y se puede calcular por la expresión:

$$\varepsilon = \varepsilon_{\infty} \left[1 - \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) e^{\frac{Gt}{\eta_v}} \right] \quad (\text{III.9})$$

Siendo:

G_0 : Modulo al cortante en el momento inicial;

G : Modulo al cortante al final, $G < G_0$;

η_v : Coeficiente de viscosidad.

La magnitud E_{∞} obtenida, por la teoría de elasticidad, puede ser usada cuando es dividida por el factor tiempo. Las desventajas del uso para este caso del modelo de Voight es la constante disminución que se produce (hasta cero) de la deformación con el proceso de descarga de las tensiones. Como es conocido en un medio plástico al descargarse debe conservar su deformación.

Con respecto al modelo de Maxwell, a pesar de que concuerda bien con el comportamiento del macizo durante su descarga, el no representa el proceso de escurrimiento de las deformaciones elásticas. Igual deficiencia para la caracterización de un medio elasto – viscoso tiene el modelo de Bingan.

Para caracterizar a un medio elasto – viscoso es posible usar el modelo de Loonen. Según este modelo reológico a causa de la redistribución de tensiones que se producen en el macizo que rodea al frente (se puede considerar para cualquier excavación en el caso general) el estado tensional en las rocas sobrepasa su límite de fluidez y se forma una zona de deformación plástica, la que con el transcurso del tiempo se difunde hasta determinados límites, tales que entre la zona de deformaciones elásticas y plásticas se establece un equilibrio de fuerzas.

En esta situación, varían con el tiempo, no solo las deformaciones que ocurren sino también las tensiones que actúan alrededor del frente de trabajo (excavación).

La curva de dependencia entre la deformación y el tiempo, cuya forma determina la viscosidad de la roca y su módulo de fricción, no tiene asíntota horizontal. Inicialmente la deformación elasto – viscosa se hace más lenta (módulo de Kelvin) y después de sobrepasar la fuerza

de fricción ella tiene una fluidez lineal (modelo de San Venan). Si durante este proceso de deformación, la tensión en diferentes sitios sobrepasa el límite de fluidez, entonces en tales sitios la deformación vuelve a ocurrir como un medio acorde al modelo de Kelvin.

Para el caso de una descarga total, en el modelo solo ocurre una pequeña deformación, ya que el resto se hace reversible gracias a la energía elástica acumulada en el muelle durante la deformación hasta el límite de la fluidez. La deformación residual que persiste se corresponde con la cantidad de energía gastada en la deformación viscosa y plástica.

La condición de fluidez en un medio elasto – plasto – viscoso, se puede expresar:

$$\tau - \tau_{lim} = -\eta_c \frac{dv_x}{dy} = 0 \quad (III.10)$$

Siendo:

τ : La tensión tangencial actuante; que se puede expresar según la teoría de Coulomb

$$\tau = c + \sigma_n Tg \varphi \quad (III.11)$$

τ_{lim} : Limite de la tensión tangencial.

η_c : La viscosidad cinemática

$\frac{dv_x}{dy}$: Gradiente de velocidad de fluidez plástica

c : Cohesión.

El límite de la tensión tangencial se produce en el plano de deslizamiento, si se cumple que:

$$\sigma_n + \frac{d\sigma_n}{dt} > \sigma_0 \quad (III.12)$$

La tensión normal estática σ_n , aumenta su magnitud hasta su significado dinámico $\frac{d\sigma_n}{dt}$ y sobrepasa un determinado valor empírico σ_0 para el cual en el macizo se produce la fluidez plástica. De tal forma, la fluidez en las rocas, a diferencia de la fluidez en los líquidos, no se determina por la suma de las tensiones tangenciales, sino solamente por la parte de ellas que sobrepasa los límites de tensión de la deformación elástica ($\tau - \tau_{lim} = \Delta\tau$).

El proceso de desplazamiento debe de cesar después que se llena el vacío (excavación) y no después que se empareja la superficie y el

campo tensional, como tendría lugar si el medio fuera completamente plástico o viscoso.

Si no se tiene en consideración la zona de destrucción frágil, que se puede formar directamente sobre el frente de trabajo, el proceso de deformación plástico – viscoso del macizo rocoso se puede describir con el empleo de 3 ecuaciones diferenciales, obtenidas de la condición de equilibrio para las componentes verticales y horizontales de las deformaciones de un volumen elemental.

$$\frac{\partial v_x}{\partial t} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial y} = X - \frac{1}{\gamma} \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\eta}{\gamma} V^{-2} v_x \quad (\text{III.13})$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial t} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} = Y - \frac{1}{\gamma} \frac{\partial F}{\partial y} + \frac{\eta}{\gamma} V^{-2} v_y \quad (\text{III.14})$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_t}{\partial y} = 0 \quad (\text{III.15})$$

Siendo:

X, Y : Proyecciones de la fuerza gravitacional

F : Compresión volumétrica en el punto examinado

V^{-2} : Operador de Laplace

$V_y \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$, V_x : Componentes de la velocidad de desplazamiento

η_v : Coeficiente de viscosidad

γ : Densidad de la roca

En general se puede decir que la teoría del medio elasto – plasto – viscoso, con gran cercanía a la realidad describe el proceso de desplazamiento que ocurre en el macizo, dando posibilidad de tener en cuenta el factor tiempo y la velocidad de avance y sentido del frente de trabajo; por lo que ella en un futuro puede encontrar una amplia aplicación práctica.

III.2.3) Método considerando al macizo rocoso como un medio discreto

Un macizo muy fracturado se puede describir como un medio formado por muchos bloques, los que en mayor o menor grado no están relacionados entre sí.

Los bloques de este macizo al entrar en movimiento, tienen tantos grados de libertad, que para el cálculo de su desplazamiento deben usarse métodos estadísticos.

En el desplazamiento de estos bloques, no ligados entre si, no se puede hablar de que existe regularidad, ya que poco influye sobre esto las propiedades de los propios bloques, por lo que sus desplazamientos tienen un carácter caótico dependientes de efectos casuales.

Una forma de representar el proceso de deslizamiento de un medio como este es empleando un esquema constituido por esferas colocadas en forma de una pirámide invertida.

En la figura III.6 se representa un esquema constituido por figuras de forma esférica, colocados como una pirámide invertida. Si se quita el círculo c, quedara libre el espacio que él ocupaba, el que puede ser ocupado solamente por el círculo A o el B.

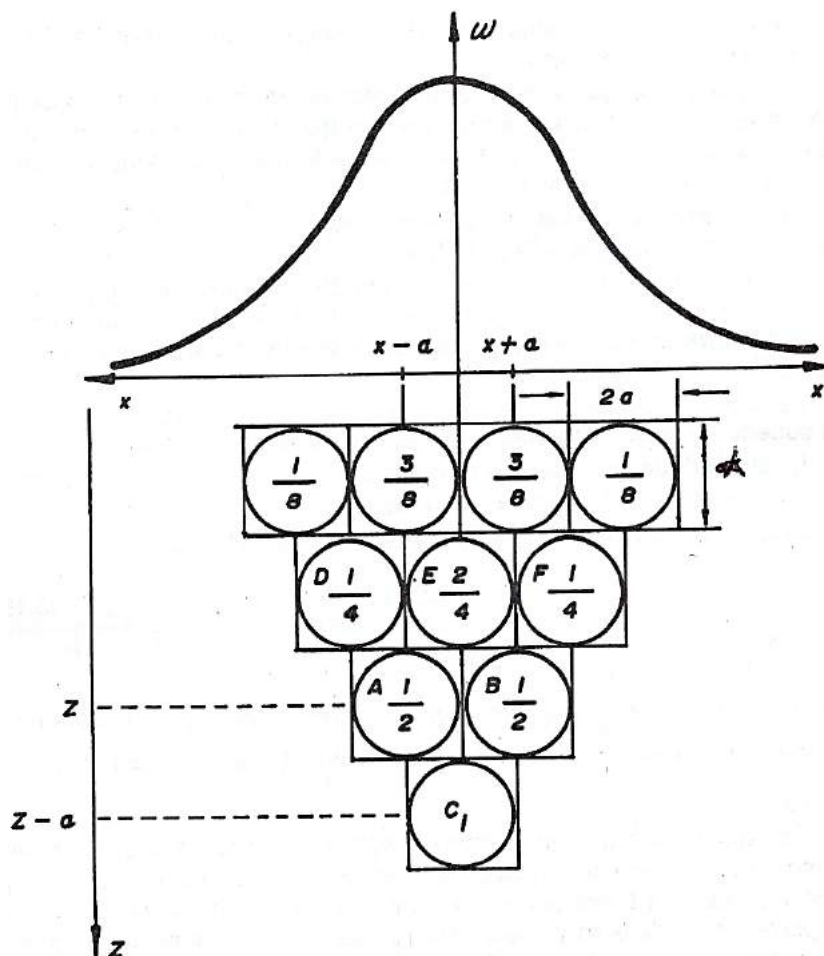


Figura III.6.- Esquema del proceso de desplazamiento en un medio discreto.

La probabilidad de que este espacio vacío de coordenadas centrales $x, z + \alpha$ sea ocupado por un círculo A de coordenadas en su centro $x - a, z$ se da por la expresión:

$$1/2 P(x - a, z) + 1/2 P(x + a, z) = P(x, z + \delta) \quad \text{(III.16)}$$

Si se eliminan en ambas partes de esta igualdad $P(x, z)$ se obtiene:

$$\frac{a^2}{2\alpha} \left[\frac{P(x-a,z) - 2P(x,z) + P(x+a,z)}{a^2} \right] = \frac{P(x,z+\alpha) - P(x,z)}{\alpha} \quad (\text{III.17})$$

Cuando se tiende a un límite $a^2/\alpha \rightarrow 1$

Se obtiene una expresión parabólica de forma diferencial:

$$1/2 \frac{\partial^2 P(x,z)}{\partial x^2} = \frac{\partial P(x,z)}{\partial z} \quad (\text{III.18})$$

Lo que describe este proceso como uno difuso.

El proceso de movimiento de círculos puede continuar y pasa al nivel superior, si el círculo A se movió al C, entonces el espacio vacío que dejó A puede ser ocupado por D o por E y así sucesivamente.

La expresión anterior se puede escribir:

$$B(z) \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = \frac{\partial \omega}{\partial z} \quad (\text{III.19})$$

Lo que expresa la variación entre la infinitamente pequeña deformación vertical $\frac{\partial \omega}{\partial z}$ (compresión) y la curvatura en la dirección horizontal $\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2}$ para el de una resolución en el plano. Estas dos magnitudes están vinculadas a través de un coeficiente de proporcionalidad B (z). Lo expresado tiene validez en aquellos en que el proceso de desplazamiento de las rocas desde el frente de arranque hasta la superficie se haga acorde al proceso de difusión de los gases o de transmisión del calor.

De tal forma la ecuación fundamental del modelo analizado, para el caso de un asentamiento pequeño (ω) en un punto de coordenadas x,y,z producido por el arranque de un volumen elemental, tiene la siguiente forma:

En coordenadas cartesianas

$$\frac{\partial \omega}{\partial z} = \beta(z) \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right)$$

En coordenadas polares

$$\frac{\partial \omega}{\partial z} = \frac{\beta(z)}{r} \frac{d}{dr} \left(r \frac{\partial \omega}{\partial z} \right)$$

En estas expresiones el coeficiente (z) es una magnitud dependiendo de la coordenada z, que se expresa en metros y representa las

características de deformación de la capa de roca que yace sobre el horizonte z .

Para un horizonte $z = h$, la solución de la expresión viene dada por:

$$W(r) = \frac{\alpha M}{4\pi\varphi(h)} e^{-\frac{r}{4\varphi(h)}} \quad (\text{III.20})$$

Siendo:

α : Coeficiente de asentamiento

m : Altura del vacío creado

$$\varphi(H) = \int_0^H B(z) dz \quad (\text{III.21})$$

De tal forma se obtiene, que un abatimiento infinitamente pequeño (ω) que se produce sobre el espacio trabajado va disminuir con el aumento de la profundidad (H) y la distancia radial (r).

Método de elementos finitos

Es aplicado para macizo considerado continuo como discreto. Consiste en suponer el macizo como un medio formado por muchos elementos, únicos con otros solo por sus extremos, en lo que se produce interacción mediante las tensiones, que actúan y se desplazan de tal forma que de elemento por separados se pueden pasar a analizar el estado del conjunto (macizo rocoso).

Por esta vía se puede realizar el cálculo para cualquier forma del vacío (espacio trabajado) y para cualquier grado de heterogeneidad del macizo.

CAPÍTULO 4



Análisis del proceso de desplazamiento en la superficie.

Para el análisis del proceso de desplazamiento en los terrenos de superficie se pueden utilizar diferentes métodos, entre ellos se analizan los siguientes:

- El estudio instrumental del proceso de desplazamiento en la superficie.
- Investigación del proceso de desplazamiento de los terrenos en el sector de la superficie utilizando modelos físicos.
- Descripción matemática del proceso de desplazamiento de la superficie.

IV.1) Estudio instrumental del proceso de desplazamiento de la superficie

Un gran aporte al desarrollo de los métodos para el pronóstico del desplazamiento y trabajos subterráneos, han brindado los resultados obtenidos de la observación visual de este proceso.

La observación visual del proceso de desplazamiento de los terrenos de superficie se hace desde las estaciones de observación. Se denomina estación de observación a un conjunto de puntos de observación que se colocan según un perfil en la superficie.

Durante la realización de los trabajos se diferencian dos tipos de estaciones de observación: las típicas y las especiales.

Las estaciones típicas de observación se destinan para la determinación de los parámetros fundamentales del proceso de desplazamiento del terreno de superficie, en tanto que las especiales tienen como fin, obtener informaciones adicionales acorde a las características del macizo rocoso estudiado.

Según el tiempo de trabajo de estas estaciones de observación ellas pueden ser: estaciones para un largo tiempo de servicio, estaciones para un tiempo medio y estaciones para un corto tiempo de servicio.

Las estaciones destinadas para un largo tiempo de observación tienen la función de determinar simultáneamente los parámetros del proceso de desplazamiento en las condiciones de explotación de una o varias excavaciones subterráneas, que incluso se ubiquen a distinta profundidad. El tiempo de servicio de estas estaciones de observación es mayor de 3 años.

Por su parte las estaciones destinadas para un tiempo mediano de servicio, tienen la función de determinar los parámetros esenciales del proceso de desplazamiento del terreno de la superficie, motivado por los trabajos de una o varias excavaciones subterráneas situadas a la misma profundidad. El tiempo de servicio de estas estaciones de observación oscila de 6 meses a 3 años.

Con respecto a las estaciones de observación de corto tiempo de servicio están destinadas para el estudio de los parámetros del proceso de desplazamiento del terreno de la superficie a profundidades no mayor de 250 metros. El tiempo de servicio de estas estaciones se prevé que no exceda de los 6 meses.

IV.1.1) Características de las estaciones de medición

Las características de construcción de las estaciones de observación se eligen en dependencia de la tarea que se quiera resolver y de las condiciones minero - geológicas existentes. Habitualmente estas estaciones constan de una o dos líneas de referencias colocadas perpendicular al rumbo y por una línea de referencia colocada por el rumbo de los vacíos estudiados.

En la figura IV.1 se da un esquema típico de una estación de observación para la medición de los parámetros del proceso de desplazamiento para el caso de excavaciones subterráneas, con un ángulo de buzamiento de hasta 25 grados.

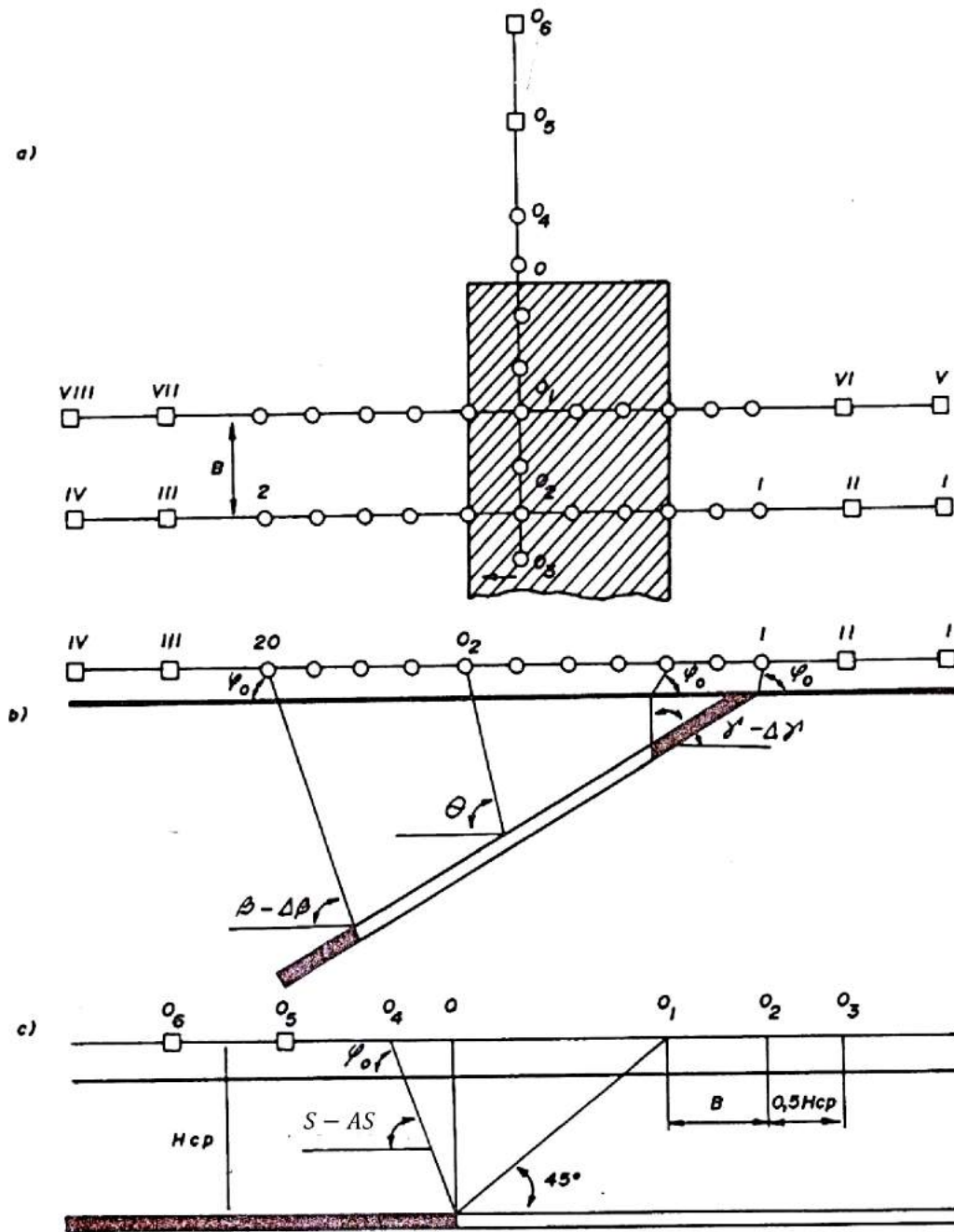


Figura IV.1.- Estación de medición para macizos rocosos con ángulos de buzamientos de hasta 25 grados; a) vista de planta, b) perfil perpendicular al rumbo, c) perfil por el rumbo.

En la figura IV.2 se da un esquema típico de una estación de medición para el caso de ángulos de buzamiento del cuerpo mineral entre 25 y 45 grados.

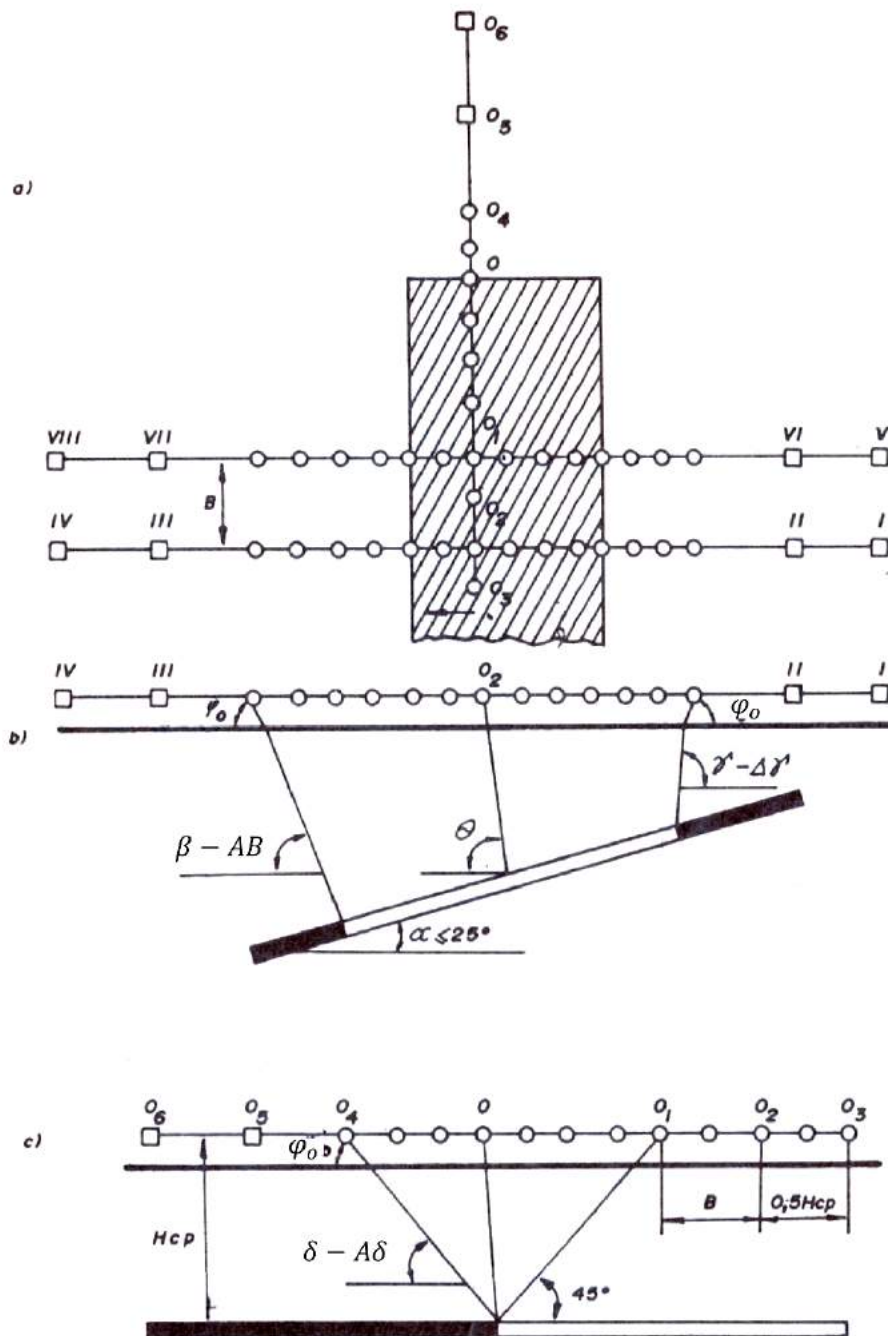


Figura IV.2.- Estación de medición para macizos rocosos con ángulos de buzamiento entre 25 y 45;
a) vista en planta, b) perfil perpendicular al rumbo, c) perfil por el rumbo.

Para la ubicación de la estación de observación se realiza su proyecto, el cual se compone de la memoria y los anexos gráficos.

El material gráfico del proyecto contiene: el plano combinado de la superficie y de los trabajos mineros con la representación de las líneas de perfiles de la estación de observación (las escalas del plano deben ser de 1:500, 1:1000 o 1:2000). En este plano se señalan los límites

de terreno de superficie afectado por los trabajos subterráneos, el estado de los trabajos en el momento de confeccionar el proyecto y su desarrollo futuro, la zona de desplazamiento que se considera va a desarrollarse, las dislocaciones tectónicas, el proyecto de avance de los puntos de los cortes geológicos por las líneas de perfiles con la representación en ellos de las excavaciones y las construcciones de los puntos de trabajo.

El lugar de ubicación de las estaciones de observación se determina por la posición de los trabajos subterráneos y por el objetivo de las observaciones. Es más cómodo, siempre que se pueda elegir, para las observaciones, la presencia de un terreno llano, poco poblado, situado cerca de una vía o caminos.

Habitualmente, en estos trabajos se trazan 2 líneas de perfil por la dirección perpendicular al rumbo y una tercera por el rumbo.

Durante los trabajos subterráneos con condiciones geológicas y técnicas variables las líneas de perfiles se distribuyen sobre varios sectores que se diferencian unos de otros por los elementos de yacencia, por la potencia de las capas litológicas del macizo y por los métodos y volumen de los trabajos de construcción.

Cercano al pilar de protección o sostenimiento construido, la línea de un perfil, perpendicular al rumbo del macizo, se debe situar a una distancia no menor de $0.85 Hm$ (es la profundidad media a que se ubica la excavación) del frente de trabajo o del lugar que se quiera evaluar.

Si el frente de trabajo se alejó del sector de corte a analizar entonces la distancia desde él hasta la línea de perfil se determina por la expresión:

$$d = Hm \cot \delta_o + 0.85 m \quad (IV.1)$$

La segunda línea de perfil se sitúa paralela a la primera a una distancia de 50 m.

La longitud de las líneas de perfil perpendicular al rumbo (figura IV.3) se determina en los cortes verticales, por los ángulos límites del desplazamiento. En la continuación de las líneas de perfil, fuera del límite de la zona esperada del movimiento, se fijan dos puntos de apoyo. La distancia del primer punto de apoyo, hasta el límite de la parte de trabajo de la línea de perfil, debe ser no menos de 50 m, en tanto que las distancias entre los puntos de apoyo, en dependencia de las condiciones locales, se toma de 50 a 100 m.

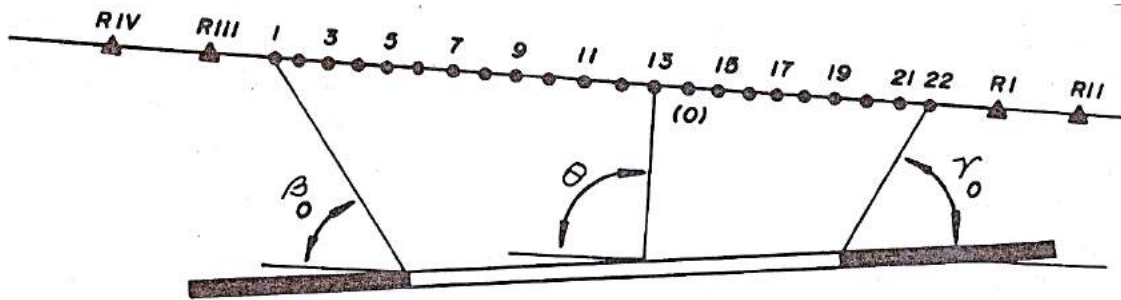


Figura IV.3.- Esquema para la determinación de la longitud de la línea del perfil perpendicular al rumbo.

La línea de perfil por el rumbo debe pasar por el punto de la depresión de desplazamiento con mayor asentamiento; para su determinación en el corte perpendicular al rumbo desde el medio del espacio laboreado, se traza una línea con un ángulo hasta interceptarse con la superficie.

La longitud de la línea de perfil por el rumbo se determina de la siguiente manera (figura IV.4).

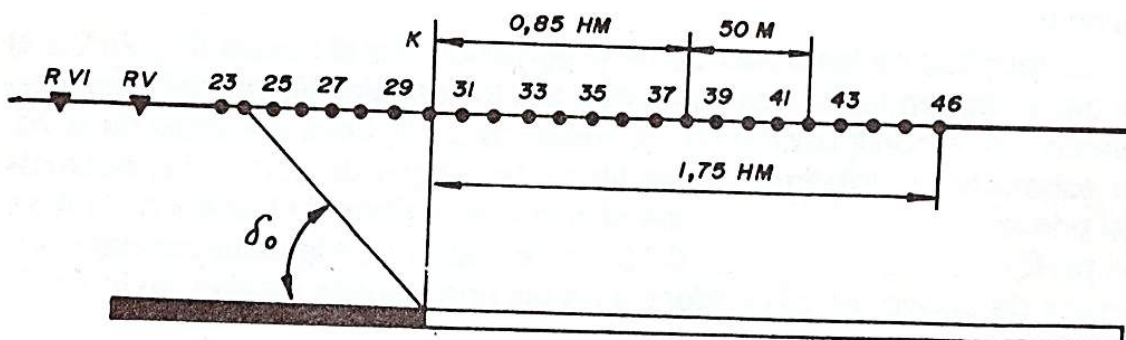


Figura IV.4.- Esquema para la determinación de la longitud de la línea de perfil según el rumbo.

El lugar propuesto por la ubicación del frente se proyecta en la superficie (punto K). Por el lado del pilar se deja la distancia $B = Hm \cot \delta_0$ y por el lado del espacio laboreado se pone a una distancia igual a $1,75 Hm$.

Los referidores de apoyo se ponen según las mismas reglas que se aceptaron para las líneas de perfil perpendicular al rumbo. En las líneas de perfil se ponen los referidos de trabajo, la distancia entre ellos se toma en dependencia de la profundidad de los trabajos mineros.

La construcción de los puntos de apoyo debe garantizar, ante todo, su estabilidad y conservación con el transcurso del tiempo y además ser barato y contribuir a la mejor y más cómoda realización de las observaciones. Para las estaciones permanentes y las ordinarias como reglas, los puntos de apoyo se hacen con tubos metálicos de hormigón,

pedazos de rieles, (que se deben colocar a una profundidad por debajo del nivel de congelación en los países fríos). En calidad de puntos de apoyo para las estaciones temporales se pueden utilizar estacas de madera. Para la conservación de los puntos, se hace un hoyo en el suelo a la profundidad de 30-40 cm.

IV.1.2) Realización de las observaciones

Las observaciones en las estaciones de observación de la superficie constan de los siguientes pasos:

- Amarre de los puntos de apoyo de la estación con los de la red de apoyo.
- Observaciones preliminares en las estaciones de apoyo en los planos horizontales y verticales.
- Repetición de las observaciones.

El amarre de los puntos de apoyo de la estación de observación en el plano horizontal se realiza por el método de triangulación o con empleo de poligonales cerradas. El error de cierre permisible de la poligonal no debe superar a 1:2000.

El amarre de los puntos de apoyo en el plano vertical se realiza desde los puntos de apoyo de la red de nivelación con el empleo de la nivelación geométrica con un error en el cierre que no debe exceder de la magnitud $15\sqrt{L} mm$ (donde L= longitud de la poligonal en milímetros).

Después del amarre de las estaciones de medición (observación) se realizan las observaciones primarias y posteriormente estas se reiteran.

La serie completa de las observaciones instrumentales incluye: La nivelación de todos los puntos de apoyo, la determinación de las distancias entre los puntos de apoyo a lo largo de la línea del perfil, la determinación de las desviaciones de los puntos de apoyo de trabajo de la zona de la lineal del perfil, el levantamiento de las zonas agrietadas que se forman en la superficie lo que incluye la determinación del tiempo de su manifestación y la medición de las deformaciones que sufren las obras de superficie.

La primera observación de la estación se recomienda realizarla después de 7 a 10 días de fijado los puntos de apoyo (si ellos se han hormigonado) y después de 2 a 3 días si ellos fueron hincados. La

observación inicial se realiza dos veces y como resultado se da la media aritmética de ambas mediciones.

El intervalo que debe existir entre mediciones va a depender del objetivo que se persigue con la observación. Si es necesario obtener un comportamiento detallado del proceso de desplazamiento, entonces es menester realizar, en el intervalo de tiempo comprendido entre la primera y última observación no menos de cuatro observaciones intermedias. El intervalo de tiempo (t) entre la primera y última medición se puede determinar por la expresión:

$$t = H (6v) \quad (IV.2)$$

Siendo:

H : Profundidad del piso de la excavación (m);

v : Velocidad de avance de los trabajos (m/días)

IV.1.3) Empleo de estaciones especiales

Para condiciones ingeniero-geológicas difíciles (por ejemplo para el caso de un macizo muy fracturado) o cuando se necesita obtener información específica para la resolución de una tarea fuera de lo común, se emplean las denominadas estaciones espaciales de medición.

En estas estaciones, además de los perfiles habituales, se colocan puntos de apoyo complementarios según perfiles ubicados en la zona fracturada.

La longitud de estos perfiles, adicionales oscilan entre 80 y 100 m, en tanto que la distancia entre puntos de referencia en estos perfiles se reduce a 5 o 10 m independientemente de la profundidad a que se realicen los trabajos.

En las estaciones especiales de observación en el periodo inicial de medición y en la etapa activa del proceso de desplazamiento, la observación debe realizarse por lo menos tres veces al mes, en tanto que en la etapa de conclusión de este proceso por lo menos una vez por mes. La realización de las nivelaciones en las estaciones de observación debe llevarse a cabo según las normas establecidas para las poligonales de nivelación de 4^{to} orden.

En cualquier de los tipos vistos de las estaciones de observación, la medición de las distancias entre los puntos de apoyo a lo largo de la

línea de perfil, se debe realizar con el empleo de cintas compensadas de acero.

Durante la elaboración de los datos obtenidos de la observación del proceso de desplazamiento y deformación de la roca es bueno utilizar para el cálculo de los diferentes parámetros que caracterizan este proceso, las formulas siguientes.

Para el cálculo del asentamiento (η)

$$\eta = H_l - H_n \quad (\text{IV.3})$$

Siendo:

H_l : Cota del punto de apoyo en la observación inicial

H_n : Cota del punto de apoyo en una observación posterior.

Para el cálculo de la inclinación (i):

$$i = \frac{(\eta_n - \eta_{n-1})}{i} \quad (\text{IV.4})$$

Siendo:

η_n : Magnitud de asentamiento del punto de apoyo n ;

η_{n-1} : Magnitud de asentamiento del punto de apoyo $n-1$;

i : distancia entre los puntos de apoyo n y $n-1$.

Para el cálculo de la curvatura (k):

$$K = \frac{(i_n - i_{n-1})}{\ell_p} \quad (\text{IV.5})$$

Siendo:

i_n : Inclinación para el intervalo n ;

i_{n-1} : Inclinación para el intervalo $n-1$;

ℓ_p : Longitud promedio de los intervalos n y $n-1$.

El radio de curvatura (R) se determina de la expresión:

$$R = \frac{1}{K} \quad (\text{IV.6})$$

Y el desplazamiento horizontal (ξ) por la expresión:

$$\xi = D'_n - D_n^o \quad (\text{IV.7})$$

Siendo:

D'_n : Distancia del punto de apoyo base, al punto de apoyo n en un momento de la medición;

D_n^o : Distancia del punto de apoyo base, al punto de apoyo n en el inicio de la medición.

Por último el cálculo de la deformación horizontal (ε) se realiza por la expresión:

$$\varepsilon = \frac{I_n - I_{(n-1)}}{I} \quad (\text{IV.8})$$

Siendo:

I_n : Longitud de los intervalos en la observación n;

$I_{(n-1)}$: Longitud de los intervalos en la observación (n-1).

IV.2) Investigación del proceso de desplazamiento de la superficie utilizando modelos físicos

El método de laboratorio más utilizado para el estudio del proceso de desplazamiento de las rocas, es el método de modelación con el empleo de materiales equivalentes.

La esencia de este método consiste en que el macizo rocoso se modela en una determinada escala con el empleo de diferentes materiales, que se denominan equivalentes. Las propiedades físico – mecánicas y la construcción de este modelo deben satisfacer tres exigencias fundamentales:

- Debe observarse la semejanza geométrica entre todos los elementos del macizo y los correspondientes elementos del modelo (o sea, todos los elementos del modelo deben diferenciarse de sus correspondientes elementos del macizo en un coeficiente determinado).
- Es necesario la semejanza de las propiedades mecánicas del modelo y del macizo (las propiedades mecánicas del modelo deben encontrarse en una determinada relación con sus similares del macizo).

- Deben observarse las condiciones límites y las iniciales en el entorno de la zona estudiada (magnitud de las cargas, deformación, etc.).

Las propiedades mecánicas del material que conforma el modelo se determina, sobre la base de la ley de semejanza mecánica de Newton.

De tal forma a la hora de elegir los materiales equivalentes para la construcción del modelo debe observarse la condición de semejanza dada por la expresión:

$$N_m = \frac{\ell \gamma_m}{L \gamma_n} N_n \quad (\text{IV.9})$$

Siendo:

N_m : Propiedades del material del modelo (tiene dimensiones kg/cm^2 o MPa)

N_n : Propiedades del macizo (estado natural) kg/cm^2 o MPa

L/ℓ : Escala geométrica elegida

γ_m : Masa volumétrica del material equivalente

γ_n : Masa volumétrica del macizo.

En muchos casos los materiales equivalentes elegidos no pueden satisfacer a la vez todas las propiedades que comprende el criterio de semejanza. En tales ocasiones es necesario tener en cuenta las más importantes para el caso que se analice.

Durante la modelación del proceso de desplazamiento de las rocas, una particular atención se le presta a las características estructurales del macizo y a la relación existente entre la altura del vacío formado y la profundidad de los trabajos subterráneos.

Durante la modelación del proceso de desplazamiento de la roca es necesario conocer la escala de tiempo en la que ocurren los procesos geomecánicos. Esta escala se puede utilizar para ajustar las velocidades de las diferentes operaciones y para evaluar la influencia que tiene la velocidad de realización de los diferentes trabajos sobre los parámetros del proceso de desplazamiento.

Habitualmente para obtener la escala de tiempo se emplea la siguiente expresión:

$$\alpha_t = \frac{T}{t} = \frac{V_m}{V_n} \frac{l}{T} \quad (\text{IV.10})$$

Siendo:

V_m y V_N : Máxima velocidad de asentamiento de los terrenos de la superficie en el modelo y en condiciones naturales respectivamente;

T : Tiempo de duración del proceso estudiado en las condiciones reales;

t : Tiempo de duración del proceso estudiado en el modelo.

Para la modelación del proceso de desplazamiento de la roca se utilizan dos tipos de modelo: los planos y los volumétricos.

IV.3) Descripción matemática del proceso de desplazamiento

En el proceso de desplazamiento de las rocas un sector del macizo puede deformarse como un medio elástico, otro como un medio plástico y un tercero como medio discreto. Es por ello que crear una fórmula o expresión universal que permita, en forma satisfactoria, describir el proceso que ocurre en el macizo rocoso afectado por los trabajos subterráneos es extremadamente complejo, ya que habría que tener en cuenta, en forma simultánea, las leyes de deformación de medios elásticos, plásticos, discretos y otros.

El anterior criterio puede ser incluso más complicado, ya que en un mismo sector del macizo en diferentes estadios del proceso de desplazamiento este puede ocurrir de diferentes formas.

Es por ello que en la mayoría de las investigaciones, se trata de describir matemáticamente el proceso de desplazamiento, empleando la resolución de una tarea concreta en condiciones dadas. En este sentido son muy empleadas las expresiones que describen el carácter de distribución de las deformaciones en la zona de depresión para el estudio final del proceso de desplazamiento.

Estas expresiones son necesarias para dar respuestas a las cuestiones relacionadas con la protección de las obras de superficie, de lo que se deduce su gran importancia práctica.

Existen muy variados métodos para describir el carácter y la distribución de las deformaciones en la zona de depresión, uno de los primeros fue el planteado por el científico ruso C.Avershin, a partir de considerar que se analiza un macizo rocoso con una yacencia horizontal o muy poco inclinado.

El propuso para el cálculo de los desplazamientos verticales, la siguiente expresión:

$$n_x = n_{max} \left(1 - \frac{x}{2.13\ell}\right)^{4.54} e^{2.13x/\ell} \quad (IV.11)$$

Siendo:

η_x : Asentamiento en un punto de abscisa x (el origen de coordenadas está en el punto de máximo asentamiento).

η_{max} : Asentamiento máximo

l : Abscisa del punto de inflexión de la curva de asentamiento.

La inclinación (i) en la zona de depresión se puede caracterizar por la primera derivada de la curva de asentamiento con respecto a x o sea:

$$i_x = \frac{d\eta}{dx} \quad (IV.12)$$

En tanto que la curvatura de cálculo (K_c) , con la segunda derivada, o sea:

$$L_{px} = \frac{d^2 \eta}{dx^2} \quad (IV.13)$$

El desplazamiento horizontal ξ se puede obtener de la siguiente expresión:

$$\xi_x = K_H \frac{d\eta}{dx} \quad (IV.14)$$

Siendo:

ξ_x : Desplazamiento horizontal en el punto de abscisa x

K_H : Coeficiente que está dado por la relación ξ_{max}/i_{max}

e_{max} : Deformación horizontal máximo

i : Máxima pendiente de la curva de asentamiento.

Y la deformación (ξ) se determina por la expresión:

$$\varepsilon_x = K_H \frac{d^2}{dx^2}$$

Siendo:

ξ : Diferencia horizontal relativa en el punto con abscisa x

Para el caso estudiado, cuerpos minerales con poco buzamiento, el valor del coeficiente K_H se puede asumir de la relación:

$$K_H = (0.15 - 0.18)H \quad (IV.15)$$

Las expresiones anteriormente vistas, tienen entre otras como deficiencia que en ellas no aparece las dimensiones de los espacios de trabajo, ni la profundidad a que estos se ubican.

Un sistema de fórmulas más perfeccionado para la determinación de los desplazamientos y deformaciones de las secciones principales de la zona de depresión, es el siguiente:

$$\left. \begin{aligned}
 \eta_x &= \frac{1}{2} \eta_0 \phi \left(\frac{S_2}{CH} \right) \left[\phi \left(\frac{S_1+x}{CH} \right) + \phi \left(\frac{S_1-x}{CH} \right) \right] \\
 \eta'_x &= \frac{1}{2CH} \eta_0 \phi \left(\frac{S_2}{CH} \right) \left[\phi' \left(\frac{S_1+x}{CH} \right) - \phi' \left(\frac{S_1-x}{CH} \right) \right] \\
 \eta''_x &= \frac{1}{2C^2 H^2} \eta_0 \phi \left(\frac{S_2}{CH} \right) \left[\phi'' \left(\frac{S_1+x}{CH} \right) - \phi'' \left(\frac{S_1-x}{CH} \right) \right] \\
 \xi_x &= K_N \eta'_x \\
 \varepsilon_x &= K_N \eta''_x
 \end{aligned} \right\} \text{(IV.16)}$$

Siendo:

$\eta_{xi}, i_{xi}, K_{pxi}, \xi_x, \varepsilon_x$: El asentamiento, inclinación, curvatura, desplazamiento y deformación horizontal en el punto de abscisa x (el origen de coordenadas está en el punto de máximo asentamiento).

η_0 : Asentamiento máximo, correspondiente al estadio final del proceso de desplazamiento.

S_1, S_2 : Parámetros que se calculan, por las expresiones:

$$\left. \begin{aligned}
 2S_1 &= D_1 - 2d + AS_1 \\
 2S_2 &= D_2 - 2d + AS_2
 \end{aligned} \right\} \text{(IV.17)}$$

D_1 y D_2 : Dimensiones reales de la excavación por el buzamiento y el rumbo, respectivamente.

d : Corrección por la característica de las rocas.

ΔS : Corrección por activación del desplazamiento por otras excavaciones.

H : Profundidad media de los trabajos.

C y K_N : Coeficientes que se determinan por las expresiones

$$C = \frac{q_0}{2\pi A_0} \quad (\text{IV.18})$$

$$K_N = ac (2\pi H)^{1/2} \quad (\text{IV.19})$$

Coeficiente q_0 , A_0 , y a dependen de las profundidades de las excavaciones subterráneas y estructura del macizo. Se determinan en forma experimental.

ϕ : Función integral de probabilidades (función de Gaus).

$$\phi(t) = \frac{2}{2\sqrt{\pi}} \int_0^t e^{-z^2/2} dz \quad (\text{IV.20})$$

Para dar solución a muchas tareas, es necesario conocer las características del proceso de desplazamiento, no solo en las secciones principales de la zona de depresión, sino en cada punto de esta zona.

La dependencia del asentamiento de diferentes puntos de la superficie en dependencia de su posición en la zona de depresión, formada por la influencia de una sola excavación se puede dar por la siguiente expresión:

$$\eta_{x,y} = \frac{q'_0 m}{4} \left\{ \phi \left[\frac{5.013}{L} (S_1 + X) \right] + \phi \left[\frac{5.013}{L} (S_1 - X) \right] \right\} \left\{ \phi \left[\frac{5.013}{L} (S_2 + Y) \right] + \phi \left[\frac{5.013}{L} (S_2 - Y) \right] \right\} \quad (\text{IV.21})$$

Siendo:

$\eta_{x,y}$: Asentamiento en el punto de coordenada xy (el origen de coordenadas está en el punto de máximo asentamiento)

L : Semi longitud de la zona de depresión para el estadio final del proceso de desplazamiento.

q'_0 : La relación entre el máximo asentamiento para el estadio final del proceso de desplazamiento y la altura de la excavación. A medida que la roca es más resistente menor es q'_0 . Como norma su valor oscila de 0.45 a 0.9.

a : Coeficiente que depende de las características de resistencia de las rocas, a medida que la roca es más resistente, mayor es a ; su valor oscila de 0.15 a 0.4.

CAPÍTULO 5



Calculo de los desplazamientos de los terrenos de la superficie

En este capítulo se estudiarán diferentes métodos usados para el cálculo del asentamiento y la deformación horizontal que se producen en la superficie por la acción de los trabajos subterráneos.

V.1) Cálculo de asentamiento en la superficie

Desde tiempos remotos debido al rápido crecimiento poblacional, en zonas mineras surgió el problema de valorar las afectaciones que producen los trabajos mineros sobre las edificaciones, vías de comunicaciones, sembrados, etc. Lo que motivó la necesidad de una observación cotidiana del proceso de desplazamiento de los terrenos de la superficie y de la elaboración de métodos de cálculos que permitiesen determinar la magnitud esperada de estas afectaciones.

Los métodos de cálculo, existentes actualmente para valorar los asentamientos que ocurren en la superficie, se pueden clasificar convencionalmente en tres grupos:

- 1) Métodos empíricos de cálculo
- 2) Métodos de cálculo con el empleo de la función de distribución
- 3) Métodos de cálculos basados en modelos teóricos.

V.1.1) Métodos empíricos de cálculo

Muchos autores plantean las ventajas de estos métodos de cálculos, ya que son simples de aplicar y se utilizan datos que se obtienen experimentalmente en los propios lugares en que se producen los desplazamientos y deformaciones del terreno de superficie.

Los primeros métodos empleados para el cálculo del asentamiento se basaron en criterios obtenidos de la observación visual y la dependencia de la magnitud de este fenómeno del volumen ocupado por los trabajos subterráneos, profundidad a que los trabajos se ubican, ángulo de buzamiento de los estratos de roca, área explotada y del tiempo en que transcurre el proceso de asentamiento. A continuación se analizan dos ejemplos de estos métodos:

a) Método para el caso de yacencia horizontal o poco inclinada

En este caso se puede emplear la siguiente expresión para describir el perfil de la zona de depresión (ver figura V.1).

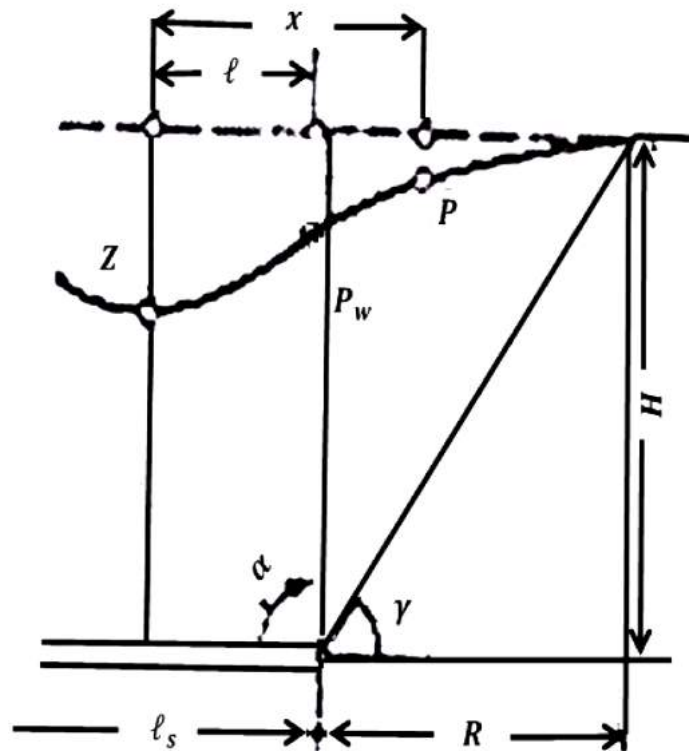


Figura V.1.- Esquema de cálculo

$$\eta_Z = \eta_{zi} e^{\frac{x^2}{2l^2}} \quad (V.1)$$

Siendo:

x: Distancia horizontal del centro de la zona de depresión al punto *p* examinado.

l: Distancia horizontal del centro de la zona de depresión al punto de inflexión de la curva (*P_w*).

Para el caso de un trabajo incompleto, cuando $l_s < 2R$, el asentamiento máximo $\eta_{z_{max}}$ será:

$$\eta_{z_{max}} = \eta_{zi} \frac{l_s}{2R} \quad (V.2)$$

La abscisa ℓ del punto de inflexión de la curva se calcula para una magnitud empírica del ángulo del punto de inflexión (oscila entre 73 a 86 grados) y la profundidad de los trabajos H.

b) Propuesta de Akimov

Propuso una fórmula de cálculo en la que se tiene en cuenta el volumen del espacio trabajado (m), un coeficiente de amortiguamiento K_a del proceso de desplazamiento – asentamiento del macizo, en la zona del techo de los espacios de trabajo en función del aumento de la profundidad de los trabajos subterráneos y del ángulo de buzamiento (α) del macizo y los valores de los ángulos β y γ .

$$\eta_{max} = \frac{K_a \cdot 2m}{2 + Tg \alpha (Cot \beta - Cot \gamma)} \frac{2H_M}{H_M + H} \quad (V.3)$$

Siendo:

H_m : Profundidad media, se calcula por la expresión:

$$H_m = \frac{\ell (2 + Tg \alpha (Cot \beta - Cot \gamma)) \cos \alpha}{2 \cot \gamma + \cot \beta} \quad (V.4)$$

Siendo:

ℓ : Ancho de la excavación subterránea.

c) Métodos de las curvas típicas

También dentro de estos métodos empíricos, se incluyen algunos métodos grafos – analíticos, que se basan en el empleo de curvas típicas, redes de integración y otros medios (a estos métodos algunos investigadores, lo denominan como semi - empíricos).

Según estos métodos la forma generalizada de la curva de asentamiento (curva típica), obtenida a partir de un gran número de mediciones in situ, se describe con ayuda de un nomograma, con el empleo del cual pueden ser determinada la posición de los puntos característicos del perfil de la depresión de asentamiento para unas condiciones técnico-geológicas dadas y condiciones concretas del frente de trabajo subterráneo.

A continuación se pasa a estudiar algunos de estos métodos.

Método inglés de las curvas típicas

Inicialmente, aproximadamente hasta los años 50, en Inglaterra se utilizaban curvas típicas, obtenidas a partir de tres puntos característicos, que eran: el límite de la zona de los trabajos subterráneos, el punto en el cual el asentamiento era la mitad del máximo y en el centro de la zona de depresión (ver figura V.2).

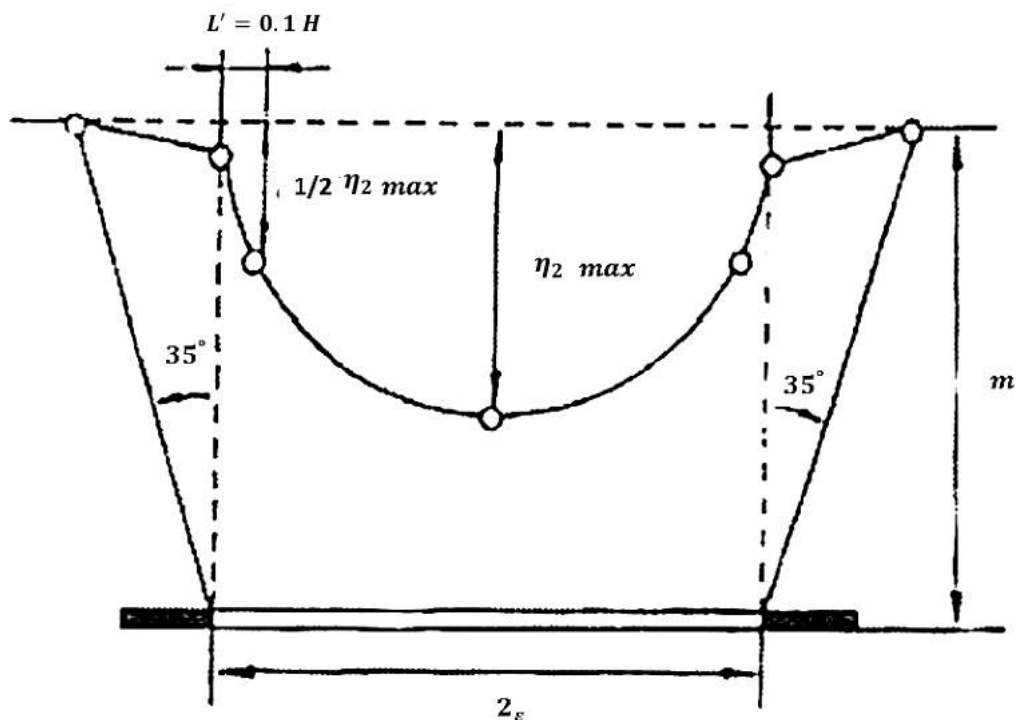


Figura V.2. Curva típica obtenida a partir de tres puntos

En esta curva el punto, en el cual el asentamiento es igual a la mitad del máximo, se encuentra cercano a los límites del espacio trabajado, a una distancia de dicho contorno que en forma aproximada se puede obtener por la relación:

$$L' = 0,1 H, m \quad (V.5)$$

Siendo:

H : Profundidad de la zona de trabajo subterráneo (m)

Posteriormente, sobre la base de un gran número de datos obtenidos de la observación visual y de mediciones in situ fue elaborado un

método de cálculo más exacto basado en la utilización de tres diafragmas adicionales a partir de los cuales se puede determinar el asentamiento en diferentes puntos de la curva típica para diferentes profundidades de los trabajos (H), diferentes longitudes de los frentes de trabajos (L_f) y según los intervalos (L) de los puntos de medición.

Para analizar este método se va a utilizar el caso de un frente de 200 m de ancho y de una longitud de 300 m ubicado a una profundidad de 400 m. La altura del espacio trabajado se considera de 2 m.

En primer lugar, con la utilización del diagrama dado en la figura V.3 se determina el máximo asentamiento (η_0) sobre el punto medio del espacio trabajado.

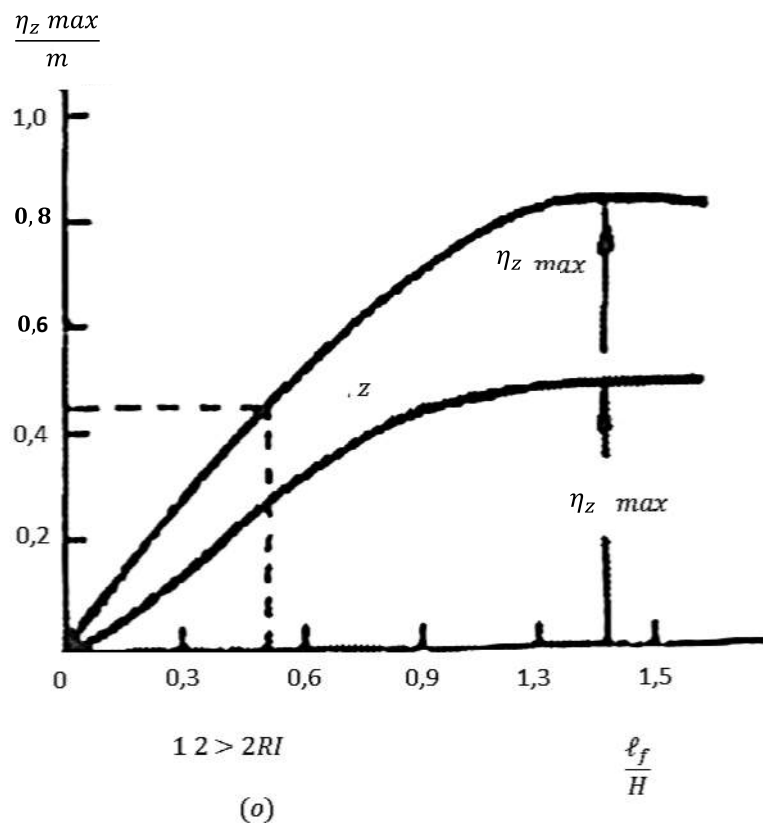


Figura V.3.- Diagramas para la determinación del asentamiento máximo: a) Curvas que dan la dependencia entre el asentamiento máximo (η_0) y la relación entre la longitud del frente (L_f) para la profundidad (H):1.

A partir de la suposición de que en el espacio trabajado se emplea uno u otro método de sostenimiento y de que la relación L_f / H para este caso es de $200/400 = 0,5$ se obtiene con el empleo del diagrama de la figura V.3, para el caso en que se produce el derrumbe total del techo (curva 1), un valor de 0.45, con el que se afecta la potencia (m) del

espacio trabajado y se obtiene la magnitud del asentamiento máximo, o sea $\eta_o = 0.90 m$.

Para el caso en que el techo del espacio de trabajo se conserve, el valor que se obtiene del asentamiento máximo es menor, $\eta_o = 0.50$.

En el punto de inflexión del perfil de la depresión, el asentamiento será igual a la mitad del máximo. Para los frentes trabajados de poco ancho este punto estará ubicado a una distancia del contorno de la zona no mayor de 0,15 H. A medida que aumenta el ancho de la zona trabajada este punto se desplaza hacia el límite de la zona trabajada y coincide con ella para una magnitud del ancho de 0,41 H.

La curva típica que se construye por esta vía puede ser utilizada para el caso de yacencia horizontales y para cualquier sección de la zona de depresión, según el rumbo o el buzamiento.

Método de las curvas típicas empleado en Rusia

Este método se diferencia del anterior, en que el perfil de la depresión de asentamiento no se construye con el empleo de diagramas, sino con la utilización de expresiones analíticas que describen la trayectoria de la curva de asentamiento, para lo que se propone la siguiente expresión:

$$\eta = \eta_o \left[1 - \frac{x}{L} + \frac{1}{2\pi} \operatorname{sen} \left(2 \pi \frac{x}{L} \right) \right] \quad (\text{V.6})$$

Siendo:

X: Distancia horizontal entre el punto examinado de la superficie (P) y el centro de la depresión;

L: Distancia desde el centro de la depresión hasta su contorno.

La magnitud del asentamiento máximo se determina por la expresión:

$$\eta_o = a.m \cos \alpha \sqrt{\eta_1 \eta_2} \quad (\text{V.7})$$

Siendo:

$$\eta_1 = 0,9 \frac{I_R}{H_m} \quad (\text{V.8})$$

$$\eta_z = 0,9 \frac{I_f}{H_m} \quad (V.9)$$

Siendo:

a : Coeficiente que tiene en cuenta la forma de sostenimiento del espacio trabajado);

H_m : Profundidad de la zona media del espacio trabajado (ver figura V.4).

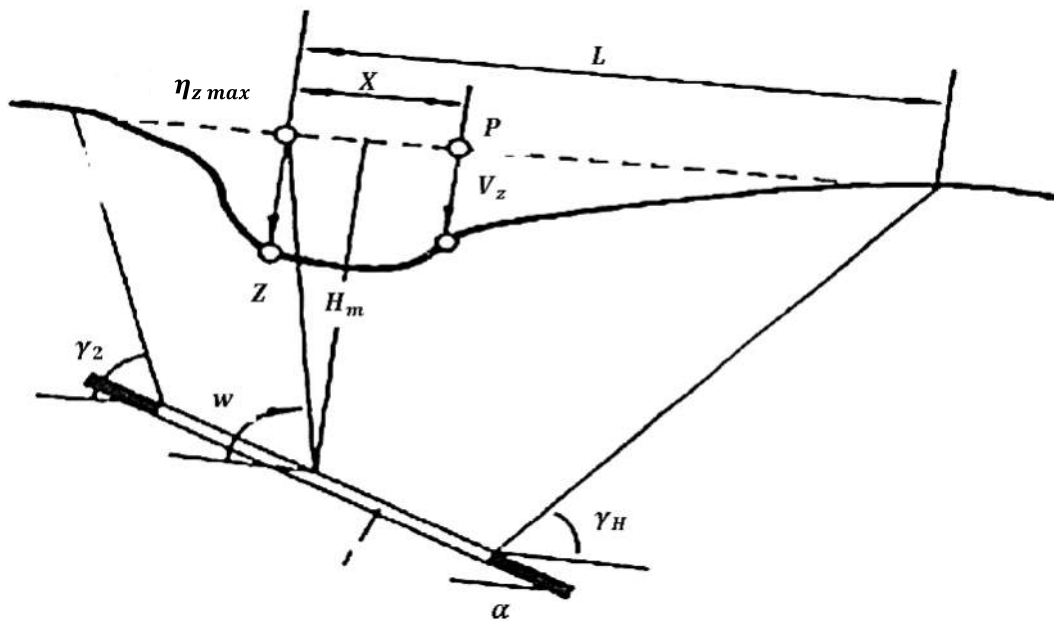


Figura V.4.- Curva típica obtenida según la expresión analítica

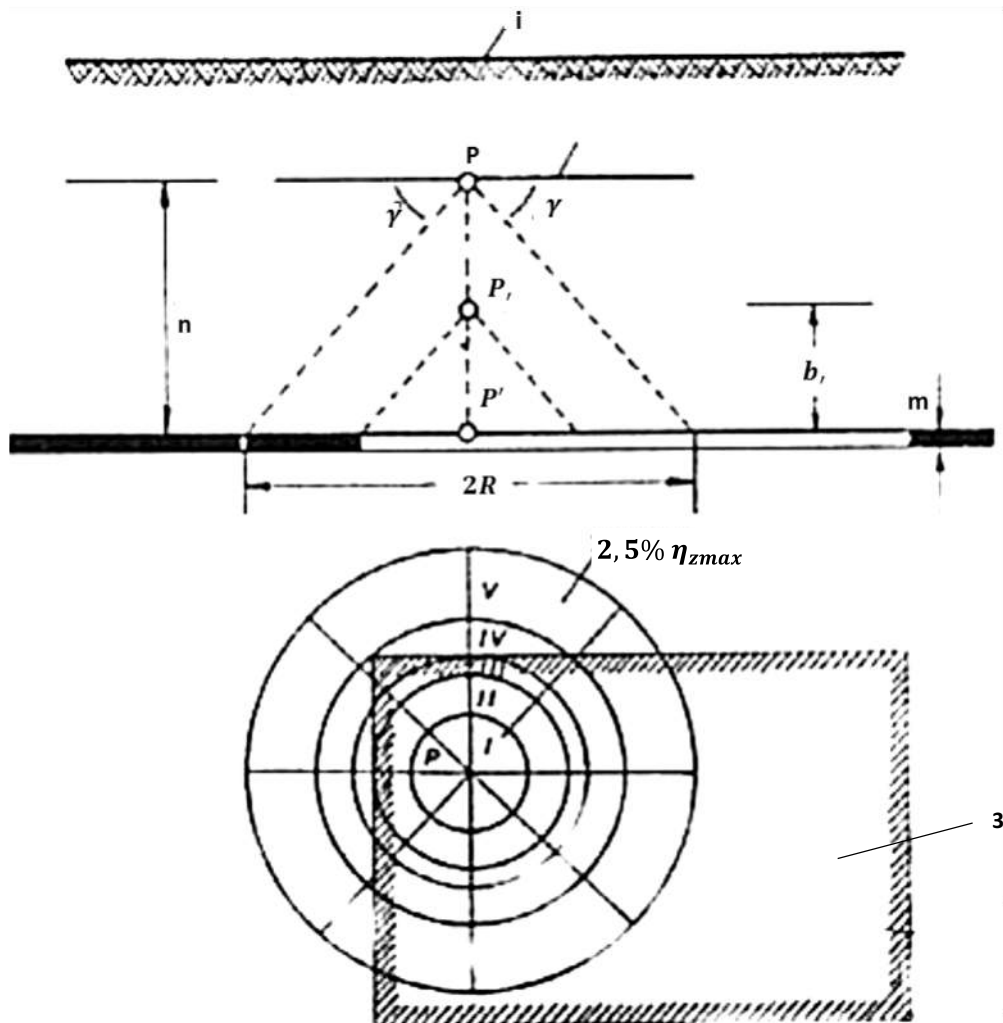
Si la dimensión del espacio trabajado, ya sea por el rumbo o el buzamiento, excede de la magnitud de la profundidad H_m , los valores respectivos de los coeficientes n_1 y n_2 que se utilizan en las expresiones (V.8 y V.9) serán iguales a 0.9.

V.1.2) Método de integración de redes

Se emplea para el caso de yacencia horizontal. Este método no necesita de la construcción de los perfiles de la zona de depresión, ni del empleo de expresiones de cálculo analítico, ya que basa en mediciones del asentamiento que se realizan directamente en la zona de afectación.

El método consiste en representar, en la escala en que este el plan de los trabajos subterráneos, un círculo o un cuadrado (que se corresponda con el área de los trabajos subterráneos), el que

desarrolla en forma de zonas sectoriales de rectángulo según sea el caso. En la figura V.5 se representa el caso de un círculo.



**Figura V.5.- Esquema de cálculo del asentamiento de la superficie.
1) Superficie, 2) sectores de estudio, 3) área de trabajos subterráneos.**

Para cada uno de estos puntos se conforman ecuaciones de asentamiento con coeficientes que se obtienen por la relación:

$$\left. \begin{aligned} C_i &= C_1 A_1 / A_1 \\ b_1 &= C_2 \frac{C_2'}{A_2} \\ J_1 &= C_2 A_{10}' / A_{10} \end{aligned} \right\} \quad (V.10)$$

Siendo:

C_1 : Convergencia en el frente de trabajo subterráneo.

Para n puntos de la superficie y la red conformada por n zonas se obtiene un sistema de ecuaciones que permite realizar el cálculo de los parámetros buscados.

V.1.3) Métodos de cálculo del asentamiento basado en la utilización de la función de distribución

Los métodos de cálculo del asentamiento, basados en la utilización de la función de distribución, ocupan un lugar intermedio entre los métodos empíricos y los métodos que se fundamentan en modelos.

Todos los métodos comprendidos en este grupo tienen de común que ellos se basan en la denominada función de distribución o la función de influencia, que es la que describe el carácter y grado de influencia de áreas elementales, en las que se divide el área del sector subterráneo explotado, sobre la superficie.

Así se tiene (figura V.6) que el elemento dA , del frente de trabajo cercano al área que ya fue trabajada, ejerce sobre el punto P de la superficie, menos influencia que el elemento dA_z situado en el centro del espacio trabajado, debido a que este elemento (el dA) se encuentra más alejado de ese punto P y la línea por la que se produce su afectación es inclinada (o sea, tiene un ángulo menor con respecto a la horizontal en relación con la del elemento dA_z).

Durante el cálculo, en la mayoría de los métodos de este grupo, los elementos infinitesimales se unen formando zonas en forma de sectores circulares (ver figura V.6).

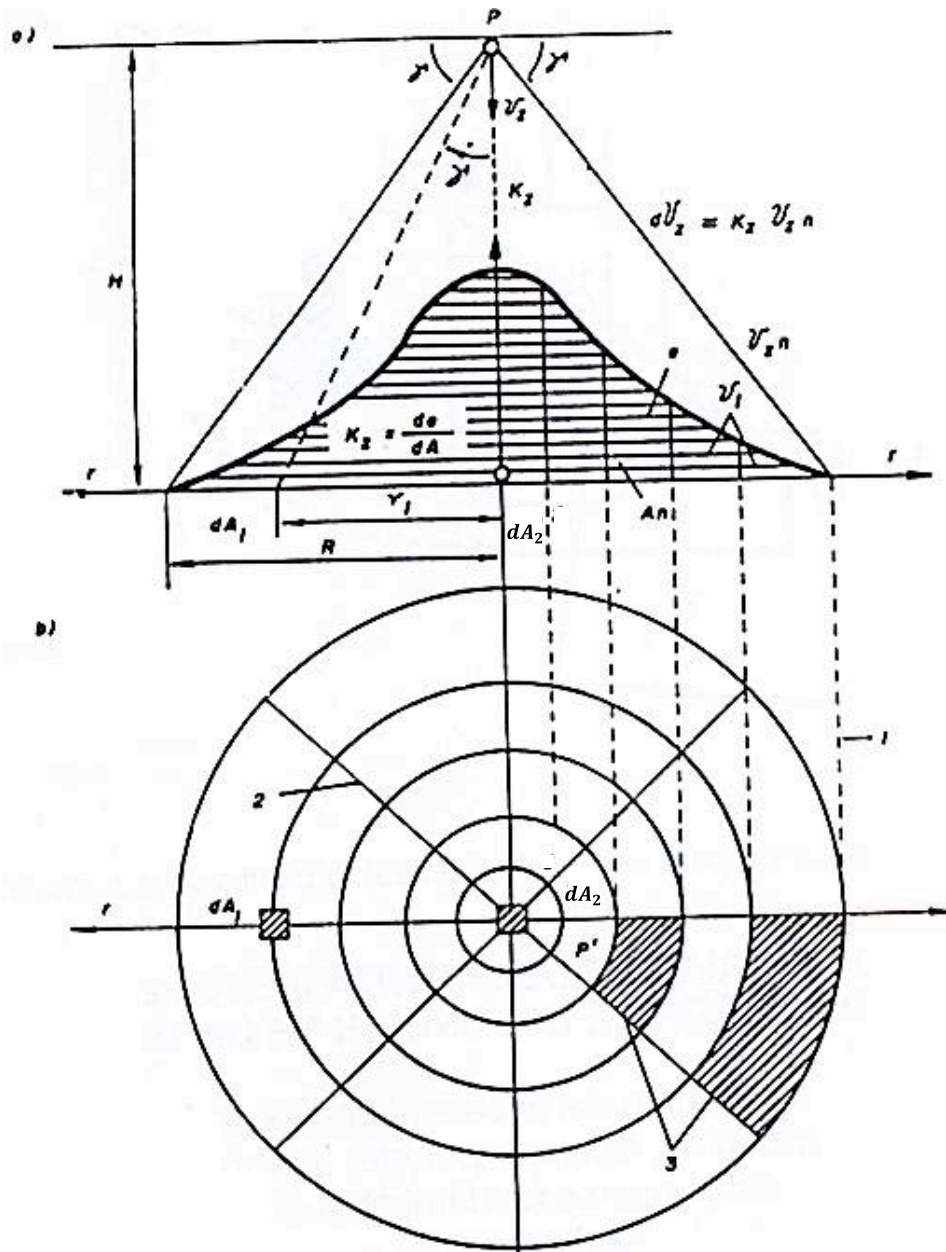


Figura V.6.- Esquema para el cálculo del asentamiento según las funciones de distribución.

Las dimensiones de estos sectores (círculos), se eligen a partir del criterio de que el grado de influencia de cada una de estos sectores sobre el punto P de la superficie, situado en el centro de la zona de depresión, fuesen aproximadamente iguales (sectores de igual influencia).

A partir de esta construcción se puede determinar el asentamiento esperado en diferentes puntos de la superficie, mediante la valoración de las dimensiones relativas de estos sectores en relación a las áreas del frente de arranque, dadas en por ciento del área total de cada zona.

El primer método difundido para el cálculo del asentamiento con el empleo de la función de distribución fue elaborado por H. Keinhorst en Alemania en el año 1925; a partir del cual se han desarrollado otros métodos en otros países.

A continuación se mencionan las funciones de distribución más difundidas para el cálculo del asentamiento.

Función de distribución según R. Bals

$$K'_z = \cos^2 \gamma \quad (\text{V.11})$$

$$K_z = 0.25 (\text{sen } 2\gamma + 2\gamma) \quad (\text{V.12})$$

Según el método de F. Beyer

$$K'_z = K' (1 - J^2)^2 \quad (\text{V.13})$$

$$K_z = 2\Pi K' R^2 \left(\ell^2 - \ell^4 + \frac{\ell^6}{3} \right) \quad (\text{V.14})$$

Según el método de B. Sann

$$K'_z = 2,256 \frac{1}{r} e^{-4r^2} \quad (\text{V.15})$$

$$K_z = 2\Pi (2,256)(\ell - 1,33\ell^3 + 1,60\ell^5 - 1,523\ell^7 + 1,185\ell^9 \dots) \quad (\text{V.16})$$

Por el método de W. Ehrhard y A. Saber

$$K'_z = 0,01392 e^{-0.5r^2} \quad (\text{V.17})$$

$$K_z = 2\Pi (1 - e^{-0.5r^2}) \quad (\text{V.18})$$

Siendo:

K_z : Función que caracteriza la ley de crecimiento de la influencia de los trabajos subterráneos sobre la superficie;

k'_z : Función de distribución de un elemento.

Las funciones de distribución mencionadas y empleadas anteriormente son utilizadas para el caso de yacencia horizontal.

Las funciones de distribución empleadas en los diferentes métodos de cálculo del desplazamiento de la superficie se basan en elaboraciones analíticas obtenidas de datos de las observaciones visuales o en diferentes suposiciones teóricas.

V.1.4) Métodos de cálculo basados en los modelos teóricos

En calidad del modelo para el estudio del proceso de desplazamiento del macizo y de la superficie, pueden emplearse diferentes tipos de modelos teóricos: los que consideran al macizo como un medio continuo (elástico o plástico), los que consideran al macizo como un medio discreto y los que usan una representación matemática (método de los elementos finitos).

En algunos casos es recomendable para el estudio integral del proceso de desplazamiento usar un modelo para los frentes de arranque y otro para el resto del macizo y la superficie; por ejemplo: el empleo de un modelo discreto para los frentes de arranque, para caracterizar bien los diferentes procesos de deformación y ruptura del macizo y un modelo elástico para el resto, que permita caracterizar todo el proceso de desplazamiento del macizo y en la superficie.

a) Método que considera el macizo como un medio continuo

Se considera un macizo que se representa por un medio plástico – viscoso. En este caso la solución se obtiene para el estadio final del proceso de desplazamiento.

Se hacen las siguientes consideraciones:

- a) En cualquier sección transversal del macizo, por encima del frente de trabajo, en el proceso de asentamiento interviene un volumen de asentamiento igual a volumen del desplazamiento (convergencia) en el frente de arranque, o sea:

$$V = -2 \int_0^{\infty} c(x) dx \quad (V.19)$$

Siendo c la convergencia en el frente de trabajo

- b) Según la línea que limita al frente de trabajo, la magnitud del desplazamiento vertical del techo directo será $c = am$, en tanto que el desplazamiento horizontal será nulo, (siendo m : altura del espacio de trabajo y a un coeficiente de asentamiento).
- c) Por toda la longitud de eje vertical (y), los desplazamientos horizontales son nulos.
- d) A medida que crecen las longitudes de las coordenadas, el desplazamiento gradualmente se va amortiguando.
- e) El desplazamiento de los puntos del medio, ubicados sobre cada elemento del frente de trabajo, ocurren independientemente del desplazamiento de los puntos en los elementos vecinos.

Empleando las ecuaciones diferenciales que describen el proceso de deformación en un medio plástico – viscoso:

$$\frac{\partial v_x}{\partial t} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial y} = X - \frac{1}{\gamma} \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\eta}{\gamma} \bar{\nabla}^2 v_x \quad (\text{V.20})$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial t} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} = Y - \frac{1}{\gamma} \frac{\partial F}{\partial y} + \frac{\eta}{\gamma} \bar{\nabla}^2 v_x \quad (\text{V.21})$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{\partial v_x}{\partial y} = 0 \quad (\text{V.22})$$

Siendo:

X y Y : Las proyecciones de las fuerzas gravitacional en los ejes X y Y ;

F : Compresión unilateral en el punto examinado;

$\bar{\nabla}^2$: Operador de Laplace;

η : Coeficiente de viscosidad;

γ : Densidad de la roca.

Para el vector vertical de desplazamiento de acuerdo con las condiciones de formación de una depresión elemental en la superficie (*para $y = H$*) se obtiene la siguiente expresión:

$$\partial x = -dv_z d_x = -\frac{am}{2} Th \left(\alpha_0 \frac{x_0}{H} \right) dx \quad (V.23)$$

Siendo:

x_0 : Coordenada variable del volumen;

Th : Tangente hiperbólica;

α_0 : Magnitud que caracteriza las propiedades reológicas del macizo, en dependencia de la velocidad media de asentamiento (η_{zm}) y la viscosidad característica del medio (η) o sea se plantea:

$$\alpha_0 = \frac{\eta_{zm}}{4\eta} \quad (V.24)$$

De la expresión anterior, integrándola por toda la línea del frente de trabajo se obtiene la expresión para el cálculo de asentamiento:

$$\eta_z = \frac{am}{2} \left[Th \left(\alpha_0 \frac{x-0.5\ell}{H} \right) - Th \left(\omega \frac{x+0.51}{H} \right) \right] \quad (V.25)$$

Siendo:

X : La coordenada del perfil de la depresión superficial

b) Método cuando se considera el macizo como un medio discreto

Del estudio estadístico del proceso de desplazamiento en un medio discreto, se obtiene una expresión exponencial que caracteriza la depresión elemental, que se produce en el macizo ubicado por sobre el frente de trabajo, a cualquier distancia de él, como consecuencia del arranque de un volumen elemental en dicho frente de arranque, lo que se ofrece a continuación:

$$\bar{\omega}_r = \frac{am \left(\frac{L^2}{4\varphi_h} \right)}{4\pi \varphi_h} \quad (V.26)$$

La característica estructural del macizo, dada en la expresión anterior, por $\varphi_{(h)}$, se puede determinar por:

$$\varphi(h) = \frac{H^2}{4\pi \tan^2 \gamma} \quad (V.27)$$

Si la expresión, que caracteriza la depresión elemental, que se produce a cualquier distancia por sobre el frente de arranque, se coloca en la expresión de una función de distribución (K_z) se obtiene:

$$K_z = 2\pi \int_0^{r-R} r K_2(r) dr \quad (V.28)$$

Siendo:

m : Altura del espacio de trabajo;

a : Coeficiente de asentamiento, se obtiene experimentalmente y depende en lo esencial del método de dirección de la presión (forma de sostenimiento).

H : Profundidad de los trabajos;

h : Altura con respecto al frente, de la depresión elemental analizada;

η : Asentamiento;

R : Radio correspondiente al estadio final del proceso de desplazamiento;

γ : Angulo limite.

A partir de este análisis y utilizando el método de la función de distribución se pueden obtener expresiones para el cálculo del asentamiento (en cualquier punto de la superficie ubicado dentro de la zona de depresión), producido por los trabajos de arranque a una profundidad H .

c) Método de análisis del macizo por elementos finitos

Consiste en considerar al macizo rocoso (tanto para un medio continuo, como para uno discreto) formado por muchos elementos, que se unen entre sí, solo por sus extremos, en los que tiene lugar la interacción entre estos elementos debido a las tensiones y desplazamientos que surgen en ellos, lo que se puede llevar a todo el macizo.

Por este método se puede con bastante facilidad, calcular el estado tenso – deformacional de un campo de forma irregular y heterogéneo.

Por ejemplo, la estructura de un macizo rocoso estratificado, puede ser representado en forma de una malla (cerchas) constituida por triángulos planos, en los que los vértices del triángulo, son los puntos a través de los cuales pasan las líneas que limitan a cada elemento. Las magnitudes que se desean calcular son los desplazamientos u y v del vértice. Cada zona o capa del macizo tiene un determinado valor del módulo de elasticidad (E).

El resultado final de este sistema permite calcular el estado tenso – deformacional del macizo afectado.

Para los cálculos vinculados al proceso de desplazamiento de las rocas en el macizo, este método de los elementos finitos, puede emplearse según dos vías:

- 1) En un modelo estructural plano del macizo rocoso estratificado se señalan las componentes horizontales y verticales del desplazamiento w_i , v_i en los vértices de cada triángulo, (correspondiente al techo directo y piso del cuerpo mineral). La resolución se inicia tomando en calidad de un resultado intermedio, la fuerza f_i que surge en los vértices, a causa de los desplazamientos que estos sufren $\delta (w_i v_i)$. Estos esfuerzos se unen en un vector $[f]$. En este caso se crea el denominado modelo de desplazamiento para un asentamiento dado de los elementos de un horizonte, para el cual se puede componer la matriz de rigidez del sistema $[S]$ que se puede expresar:

$$[f] = [S] [\delta] \quad (V.29)$$

Calculando los esfuerzos que surgen en los vértices del sistema, pueden ser determinados los desplazamientos que se producen en los restantes vértices, con el empleo de la denominada matriz de rigidez.

$$[\delta] [S]^{-1} [f] \quad (V.30)$$

- 2) El peso propio de los diferentes elementos, que actúan como una fuerza externa vertical F , aplicada en el vértice superior o inferior

del elemento, se considera en el modelo como la presión provocada por el peso del macizo que yace sobre el cuerpo mineral.

Por la acción de la carga producida por el peso propio sobre el perfil del modelo, que comprende el frente de trabajo, se producen desplazamientos y deformaciones que los elementos, siendo estas magnitudes los valores buscados.

En el horizonte del frente de trabajo el asentamiento de los vértices condiciona la reacción del relleno (roca derrumbada, pilares u otros sostenimientos), lo que va a crecer conjuntamente con el desarrollo de la deformación del macizo (techo) sobre el espacio trabajado.

Para este modelo, denominado modelo de carga, se constituye una matriz de reacción del sistema H , con el empleo de la cual, conociendo los esfuerzos en los vértices f , puede ser obtenido la magnitud buscada del desplazamiento $[\delta]$ para todos los vértices del modelo.

$$[\delta] = [H] [f] \quad (V.31)$$

Por lo que en este caso la matriz de reacción H es una matriz inversa a la matriz? Estas 2 matrices describen la interacción entre el desplazamiento y los esfuerzos que actúan.

En dependencia del grado, en que el modelo matemático empleado para el estudio del proceso de desplazamiento y las magnitudes de las características elásticas usadas en su construcción se correspondan con la realidad; se podrá emplear el "Modelo de Desplazamiento", valorar el asentamiento de los terrenos de superficie a partir de los datos de las observaciones y con el modelo de carga, además valorar las deformaciones del techo directo (mediante el cálculo del asentamiento de la fila inferior y superior de los elementos).

El cálculo por esta vía se realiza en cuatro etapas:

- Según un corte transversal o longitudinal, que pasa por el centro del frente de trabajo, la estructura plana de un macizo rocoso estratificado se representa en forma de un sistema de elementos triangulares. Teniendo en cuenta que las tensiones y desplazamientos en los límites de cada elemento se considera

constante, la red de elementos empleada para un sector de altos gradientes de deformación (como lo es el sector del techo), debe ser lo suficientemente densa; o sea estar constituida por elementos lo suficientemente pequeños.

- Las propiedades cinemáticas de los elementos se valoran con el empleo de los modelos de rigidez.
- Por el método de aproximaciones sucesivas (método de interacción) se calcula el desplazamiento de los vértices (desplazamiento de puntos del macizo rocoso) con ayuda de la expresión:

$$[\delta] = [S]^{-1} [f] \quad (V.32)$$

Pudiéndose después extrapolar estos valores a puntos situados fuera del perfil analizado.

Aquí se deben cumplimentar simultáneamente tres condiciones:

- Que exista equilibrio entre las fuerzas externas e interna en los vértices.
- Que se produzca una deformación conjunta de los elementos en el contorno.
- Mantener la dependencia entre las fuerzas internas y la deformación de cada elemento, de su forma y las características del material.
- Además para las investigaciones geomecánicas, puede ser determinada las componentes de la tensión σ para cada elemento, lo que se puede hacer a partir del desplazamiento de σ en los vértices con el empleo de la matriz de información de las tensiones [M].

$$[\sigma] = [M] [\delta] \quad (V.33)$$

Con el empleo de esta matriz puede ser determinada la distribución de la presión minera en el horizonte de los trabajos de arranque.

V.2) Cálculo del desplazamiento horizontal

Por muchas causas la determinación de los desplazamientos horizontales de la superficie se hace más complejo que el cálculo del asentamiento. Esto está vinculado, en parte, a que las mediciones de las deformaciones lineales en las líneas de observación, a diferencia del caso de la medición del asentamiento, solo en algunos casos puede realizarse durante un largo periodo de tiempo, ya que la medición es muy compleja y además con el paso del tiempo muchos puntos de mediciones (referidores ubicados en la superficie) pueden perderse.

Por esta razón en muchos casos los datos que se poseen, no se pueden considerar totalmente confiables de el punto de vista estadístico, a pesar de que hoy en día las mediciones lineales se pueden garantizar con un alto grado de precisión.

Es necesario señalar, que la magnitud total del desplazamiento horizontal (V_{xy}), que no se puede obtener en forma tan simple como la magnitud total del asentamiento) utilizando los términos de altura de los espacios de trabajo, forma de dirección de la presión y otras, habitualmente solo pueden ser determinados en forma aproximada.

Por otra parte el cálculo de los desplazamientos horizontales posee una menor importancia práctica, que el cálculo del asentamiento, ya que según datos existentes estos provocan solo entre un 20 y un 30% de los daños totales que causan las afectaciones de los trabajos subterráneos en la superficie.

Sin embargo debido a que las deformaciones a tracción y compresión son muy peligrosas para construcciones grandes o que tengan una gran longitud en el plano (vías, medios de comunicación, etc.); la elaboración de métodos lo más exactos posibles, para el cálculo del desplazamiento horizontal, tiene un gran interés, tanto para evitar o disminuir por esta causa los daños de las obras de superficie, como para garantizar la mayor seguridad posible.

Para el cálculo de los desplazamientos horizontales existen variados métodos: empíricos y semi – empíricos, los que se basan en modelos teóricos del macizo, los que parten de criterios probabilísticos y lo que emplean funciones de distribución, entre otros.

V.2.1) Método basado en el concepto del centro de gravedad

Según este método el desplazamiento de un punto del macizo se produce en dirección al centro de gravedad, el cual se ubica por debajo del frente de trabajo, en el punto de intersección de las prolongaciones de las líneas que determinan los ángulos límites (γ) de la zona de depresión (ver figura V.7).

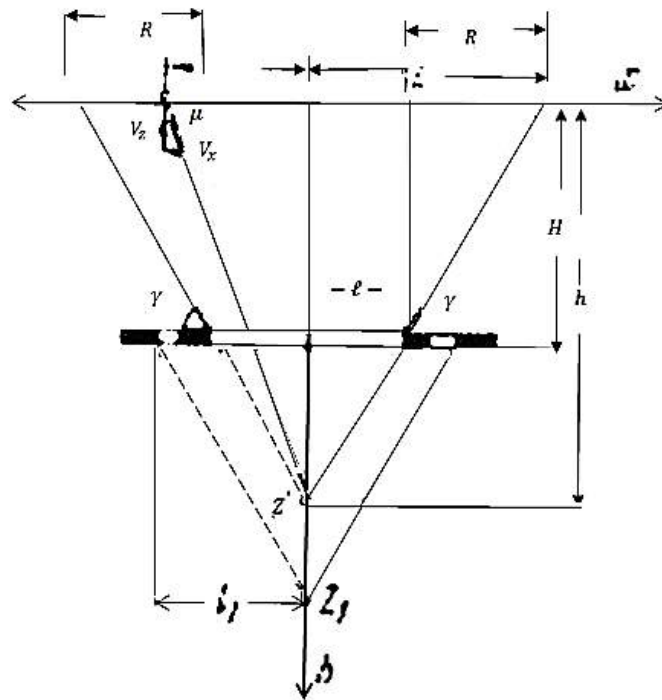


Figura V.7.- Esquema de desplazamiento de un punto en la superficie.

Utilizando las siguientes expresiones, que definen el desplazamiento horizontal:

$$v_y = y \frac{ek}{H} \qquad v_x = x \frac{ek}{H} \qquad (V.34)$$

Y la expresión:

$$Kx = Kz \frac{R}{H} \qquad (V.35)$$

Que es una curva de distribución para el cálculo del desplazamiento horizontal.

Conociendo que; $v_z = eK$ se puede obtener la relación:

$$\frac{v_x}{v_z} = \frac{x}{h} \quad (\text{V.36})$$

Debido a que el centro de gravedad Z a medida que aumenta la longitud del frente de trabajo (2ℓ) se desplaza hacia abajo, el valor de la profundidad (h) es útil expresarla mediante la semilongitud de la zona de depresión (L) (que depende de la longitud del frente), la profundidad de los trabajos (H) y el radio de superficie de R, o sea:

$$h = \frac{LH}{R} \quad (\text{V.37})$$

Por lo que la fórmula para el cálculo de los desplazamientos horizontales es:

$$v_x = v_z \frac{xR}{LH} \quad (\text{V.38})$$

Variando la distancia x se pueden obtener los diferentes valores del desplazamiento horizontal.

V.2.2) Cálculo del desplazamiento horizontal a partir de la curvatura de la zona de depresión

Los desplazamientos horizontales en la superficie de la zona de depresión se pueden determinar como una función de la curvatura de las capas superiores del macizo rocoso y estudiar su deformación como la flexión que sufre una varilla. En la parte superior de la zona de depresión de esta varilla se producen tensiones a compresión, en tanto que en la inferior a tracción. Entre estas dos zonas, de tracción y compresión se encuentra un sector neutral (línea), en el cual no existe ni tensiones ni deformaciones (ver figura V.8).

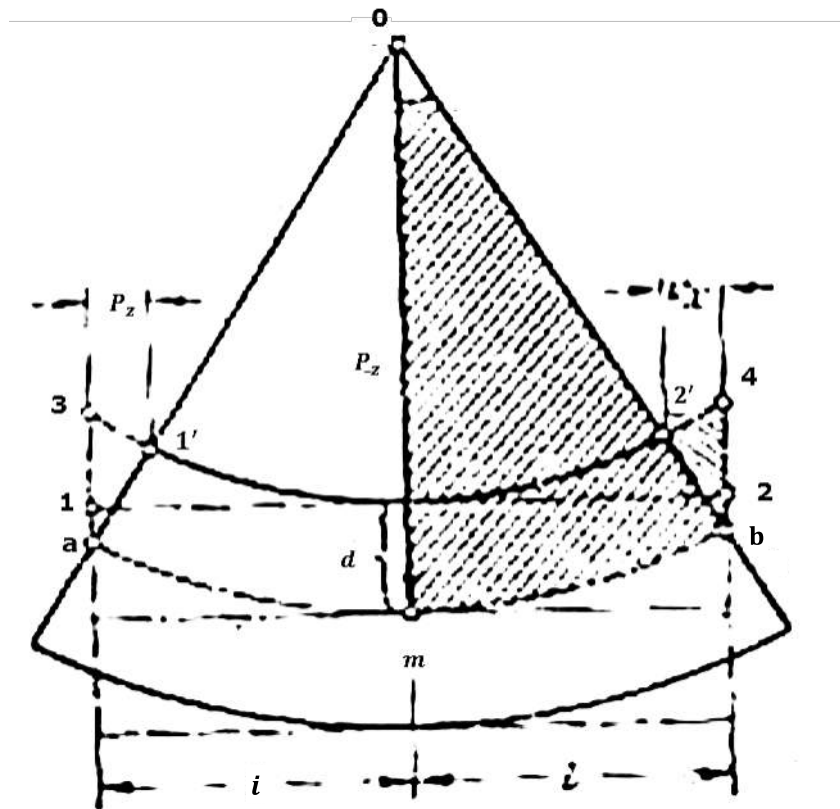


Figura V.8.- Esquema para el cálculo de desplazamiento

Si a los puntos a y b de la línea neutra se trazan normales a ellas, hasta que se corten un punto 0, entonces los trazos oa y ob van a ser los radios de curvatura (R_c). Antes de que existiese la curvatura de la varilla, estas normales eran paralelas entre sí y continuaban a través de los puntos 1 y 2 hasta la superficie. Considerando a partir del Teorema de Vernulli, que la sección de la varilla, por encima de la deformación vertical, después de la flexión permanece plana y perpendicular a la línea neutra; es posible, utilizando el gráfico anterior, plantear que como resultado de la deformación producida, la distancia entre los puntos 1 y 2 se redujo, haciéndose igual a la existente entre $1' - 3$ y $2' - 4$.

Esto significa que el desplazamiento horizontal en los puntos 1 y 2, al tomar la posición $1' - 2'$ son iguales.

De la relación que existe entre los sectores amb y $b2'4$ de la figura, para una curvatura constante ($\bar{v} = \frac{l}{R_c}$), la deformación a compresión en la superficie de la zona de depresión será:

$$-\varepsilon_s = v_x/l \quad (V.39)$$

Para el caso de una curvatura variable, el desplazamiento horizontal en la superficie de un punto P_i situado en la zona de depresión, puede ser determinado por la suma continua de las deformaciones infinitamente pequeñas ε_0 desde el límite de la zona de depresión ($x = 0$), hasta el punto $P_1(x)$; o sea.

$$v_x = \int_0^x \varepsilon_0 = \int_0^x dv''_z dx \quad (V.40)$$

V.2.3) Calculo de los desplazamientos horizontales a partir de la inclinación de la superficie de depresión

Analizando las curvas del proceso de desplazamiento de la superficie de depresión, se llega a la conclusión de que las curvas de inclinación de la superficie y la del desplazamiento horizontal son muy parecidas. Ambas dan valores nulos en el centro y en los límites de la zona de depresión, en tanto que en los límites de los frentes de trabajo tienen su valor máximo, además ambas curvas entre sus valores extremos tienen forma aproximada a la de una senoide.

Esta coincidencia en las curvas del desplazamiento horizontal y de inclinación de la superficie de la zona de depresión, son usadas para el cálculo del desplazamiento en la superficie, por la expresión:

$$v_x = K \eta'_z \quad (V.41)$$

Siendo:

K: Coeficiente de proporcionalidad que depende del radio del área de los trabajos.

La inclinación en el lugar analizado de la zona de depresión puede ser determinada por la diferencia de asentamiento entre 2 puntos vecinos con respecto a la distancia (S) que exista entre estos puntos, o sea:

$$\eta'_z = \frac{\eta_{z1} - \eta_{z2}}{S} \quad (V.42)$$

V.2.4) Cálculo del desplazamiento horizontal, con el empleo de modelos teóricos del macizo rocoso

Al igual que para el asentamiento, la determinación del desplazamiento horizontal de la superficie se puede efectuar a partir de considerar que el macizo se deforma similar a un medio idealizado, que se puede considerar elástico, plástico u otra forma como un medio continuo, o incluso como un medio discreto.

Medio elástico

Para desplazamientos radiales horizontales producidos por la acción de una fuerza concentrada vertical (F), que se origina por la acción de un frente de trabajo elemental (ver figura V.9), los desplazamientos horizontales, orientados desde el centro a la periferia, que ocurren en puntos del macizo ubicados en el horizonte de aplicación de la fuerza, se pueden obtener con el empleo de las expresiones siguientes:

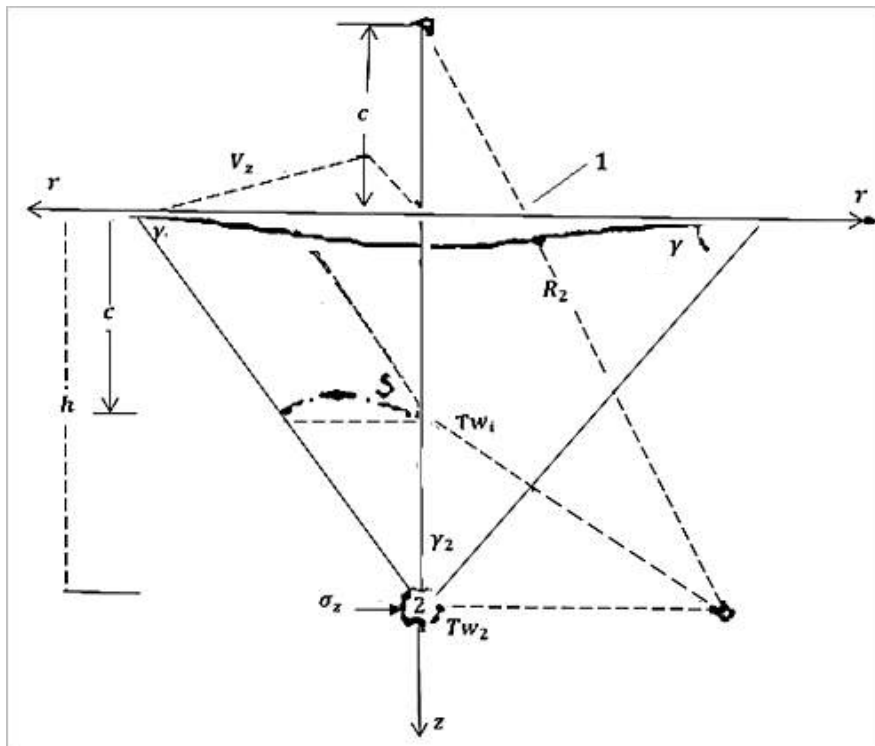


Figura V.9.- Influencia de una fuerza virtual, sobre un medio elástico, 1) superficie, 2) excavación elemental A.

$$w = \left[\frac{F}{8\pi G} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{z^2+c^2}{R_2^3} + \frac{6zc(z+c)^2}{R_2^5} \right) \right] \quad (\text{V.43})$$

$$u = \left[\frac{Fr}{8\pi G} \left(\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{z+c}{R_1^3} + \frac{6zc(z+c)}{R_2^5} \right) \right] \quad (\text{V.44})$$

Siendo:

u : Desplazamiento horizontal

w : Asentamiento infinitamente pequeño.

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z-c)^2} \quad (\text{V.45})$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z+c)^2} \quad (\text{V.46})$$

$$r^2 = x^2 + y^2 \quad (\text{V.47})$$

En la superficie donde $z=0$ y $R_1 = R_2 = R$, se obtiene que $R = \sqrt{(r^2 + c^2)}$ y la expresión del desplazamiento horizontal, se simplifica a:

$$u = \frac{Fr}{4\pi G} \frac{Cr}{R^3} \quad (\text{V.48})$$

Además el desplazamiento radial se orienta hacia el interior, o sea al igual en la zona de depresión.

Medio plástico – viscoso

Utilizando las expresiones que describen el proceso de deformación plástico – viscoso de un macizo rocoso; o sea:

$$\frac{\partial v_x}{\partial t} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial y} = X - \frac{1}{\partial} \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\eta}{\gamma} \bar{V}^2 v_x \quad (\text{V.49})$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial t} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial y} = Y - \frac{1}{\partial} \frac{\partial F}{\partial y} + \frac{\eta}{\gamma} \bar{V}^2 v_x \quad (\text{V.50})$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_x}{\partial y} = 0 \quad (\text{V.51})$$

Siendo:

X y Y : Las proyecciones de las fuerzas gravitacional en los ejes X y Y ;

F : Compresión unilateral en el punto examinado;

\overline{V} : Operador de Laplace;

v_x v_y : Componentes de la velocidad de desplazamiento del punto;

γ : Densidad del macizo;

La expresión diferencial del vector de desplazamiento ψ

$$\partial_{\psi} = -\partial v_2 \partial_x - 1 - \frac{am}{2} th \left(w \frac{x}{H} \right) dx \quad (V.52)$$

Siendo:

th : Tangente hiperbólica

x : Coordenada variable del punto de la superficie para el cual se realiza el cálculo.

Se puede obtener una expresión para el cálculo de los desplazamientos horizontales; que se puede dar por:

$$v_x = \frac{am}{2} \left[x_1 th \left(w \frac{x_1}{H} \right) - x_2 th \left(w \frac{x_2}{H} \right) - \frac{H}{w} \lg \frac{ch \left(w \frac{x}{H} \right)}{ch \left(w \frac{x_2}{H} \right)} \right] \quad (V.53)$$

Siendo:

ch : Coseno hiperbólico;

$$x_1 = x - 1/2 \quad (V.54)$$

$$x_2 = x + 1/2 \quad (V.55)$$

l : Longitud del frente de trabajo;

w : Característica del macizo rocoso, se puede describir por la siguiente expresión:

$$w = \frac{v_{zm}}{4\eta} \quad (V.56)$$

CAPÍTULO 6



Desarrollo con el tiempo del proceso de desplazamiento en la superficie

En los métodos de cálculo existentes del desplazamiento de los terrenos de superficie, los parámetros de este proceso se determinan para su etapa final. Es conocido que este proceso, en dependencia de las características del macizo, puede durar desde meses hasta decenas de años.

Por lo antes expuesto a la hora de planificar los trabajos bajo tierra y de elegir las medidas de protección para obras de superficie se debe tener en cuenta, no solo la caracterización de la etapa final, sino también de las etapas intermedias de este proceso de desplazamiento.

Los parámetros de este proceso de desplazamiento: asentamiento, inclinación y deformación (debido a esfuerzos a compresión o tracción) de los terrenos de superficie motivado por el desarrollo de los trabajos subterráneos, van a ir variando con el transcurso del tiempo.

A la hora de estudiar el proceso de desplazamiento de la superficie con el tiempo, se debe dar respuesta a las siguientes cuestiones.

- Determinar cuándo se puede producir en la superficie la primera manifestación peligrosa a causa de los trabajos subterráneos, con el objetivo de implementar, con el tiempo necesario, las medidas necesarias.
- Determinar cuando la afectación en la superficie, motivada por la influencia de los trabajos subterráneos, se amortigua con vistas a realizar, de ser necesario, los mantenimientos de las obras de superficie.
- Determinar en qué momento se va a producir la afectación máxima sobre la superficie, para efectuar mediciones de las deformaciones en las obras de superficie y poder implementar, de ser el caso, medidas correctoras.
- Determinar los asentamientos esperados, en determinados intervalos de tiempo, con el objetivo de poder, profilácticamente, tomar las medidas necesarias.
- Analizar las características del proceso de deformación en la superficie y su variación cuando existen simultáneamente

excavaciones o vacíos subterráneos a diferentes profundidades, con el objetivo de poder realizar los trabajos subterráneos con las menores afectaciones posibles.

Con este fin se introduce el empleo de un coeficiente (Z) que caracteriza el proceso de desplazamiento con el tiempo y se da en porciento del asentamiento, por la relación:

$$Z = \frac{\eta_{int}}{\eta_f} \quad (VI.1)$$

Siendo:

η_{int} : Asentamiento en un intervalo dado de tiempo;

η_f : Asentamiento final.

VI.1) Análisis del desarrollo del proceso de desplazamiento en el transcurso del tiempo

El criterio de los investigadores sobre cómo se produce el desarrollo con el tiempo del desplazamiento de los terrenos de superficie, producto de la influencia de los trabajos subterráneos, es variable.

Se conoce que muchos especialistas (R. Bals, A. Eckardt y otros) consideran que el asentamiento de la superficie comienza inmediatamente cuando el techo del espacio trabajado comienza a descender, otros especialistas (entre ellos F. Mohor) plantean que en la dirección de abajo hacia arriba va a tener lugar una disminución de la velocidad de asentamiento, o sea, la velocidad de asentamiento de las distintas capas de rocas va a ser diferentes en dependencia de su profundidad.

El proceso de desplazamiento de la roca con el tiempo depende fundamentalmente de tres factores: flexibilidad del relleno usado o de las rocas destruidas situadas por encima del espacio creado; la velocidad de avance del frente de trabajo y de la rigidez del complejo de capas de las rocas.

Para unas propiedades determinadas del material de relleno, la velocidad de desplazamiento de las rocas en el macizo depende, tanto de la velocidad de aplicación de la carga, como de la altura de la columna de rocas que provoca dicha carga (profundidad de la zona trabajada y distribución de la carga) y también de la potencia de la zona rellena.

La velocidad del avance del frente de trabajo ejerce una influencia doble: por un lado sobre la velocidad del aumento de la luz del espacio trabajado y por ende de su techo con el consecuente aumento de la magnitud de su flexión y por el otro sobre el aumento con el tiempo de la carga. A medida que aumenta la velocidad de avance del frente de trabajo tiende a acelerarse todo el proceso de desplazamiento.

Durante el análisis del desarrollo del proceso de desplazamiento con el tiempo, es necesario diferenciar la observación realizada desde puntos independientes, de las realizadas desde líneas trazadas por el rumbo o por el buzamiento del macizo relativo a la excavación, así como también diferenciar el desplazamiento que se produce sobre frentes inmóviles (donde no se trabaja) de los que se producen sobre frentes de trabajo que están en desarrollo.

De los resultados de la medición en puntos aislados, solo se obtiene la diferencia del desplazamiento en estos puntos en dependencia del tiempo. En tanto que de las mediciones en líneas determinadas de observación se obtiene el cuadro de desarrollo de la deformación de la zona de depresión de desplazamiento en el perfil dado del macizo.

Si el ancho del frente de trabajo sobrepasa la magnitud $2R$, entonces para la medición del asentamiento en un punto dado pueden ser construidas las denominadas curvas típicas de dependencia del asentamiento con respecto al tiempo, para diferentes velocidades de avance del frente de trabajo. Esta curva de dependencia entre el asentamiento y el tiempo muestra el aumento de la influencia con el tiempo que tiene el lugar que ocupa el frente de arranque, en la marcha del proceso de asentamiento de la superficie (esta curva no se debe confundir con la curva de cálculo del asentamiento en la zona de depresión).

Con el objetivo de poder comparar el asentamiento observado, habitualmente en sectores de la superficie para el caso de trabajos subterráneos que aún estén en desarrollo, con la curva típica del asentamiento en dependencia del tiempo, se debe proceder como se indica: poner en el eje vertical de asentamiento, también el coeficiente (e) y en el eje horizontal de tiempo, el diámetro correspondiente al frente de trabajo terminado o el tiempo necesario para el arranque a toda la longitud ($2R$) (ver figura VI.1).

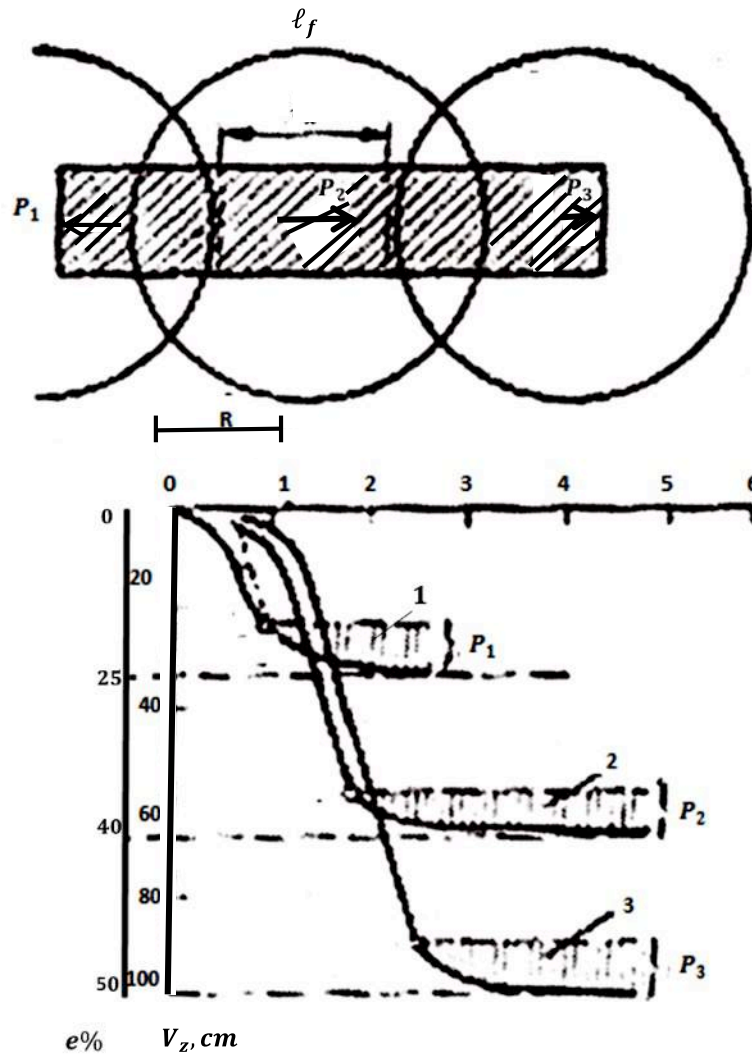


Figura VI.1.- Desarrollo en el tiempo del asentamiento en diferentes puntos, p_1 frente de trabajo que se inicia, p_2 frente que se trabaja, p_3 frente ya trabajado.

En la figura además se puede apreciar que la velocidad máxima de asentamiento, o sea el mayor crecimiento del asentamiento en la unidad de tiempo, para diferentes puntos de la superficie, según la línea de observación en dirección al frente de trabajo en movimiento tiene diferentes valores. Es mayor en la parte central de la zona de depresión y menor hacia su extremo.

Si se analiza un perfil transversal en la parte media del frente de trabajo se ve que en cada punto de este perfil se produce un asentamiento diferente, por lo que se puede plantear que la velocidad de asentamiento de los puntos de superficie no depende solo de la velocidad del frente de trabajo, sino también de la posición que ellos ocupen con respecto a la del frente de trabajo.

La curva típica de dependencia del asentamiento en el tiempo puede ser obtenida teóricamente a partir de la curva de asentamiento con el tiempo (que se hace en el análisis de la zona de deformación) a partir de la suposición de que ella (la curva típica) es aplicable para cualquier frente de trabajo y para cualquier velocidad con que se desplace.

VI.2) Cálculo de asentamiento con el transcurso del tiempo

El cálculo del desplazamiento esperado de los terrenos de superficie a partir de los trabajos planificados, que se van a realizar en condiciones subterráneas, habitualmente se hace por trimestre o semestre, considerando un valor $Z=1$.

Según este método simplificado de cálculo de la zona afectada se desarrolla en pequeños sectores, para cada uno de los cuales son determinados los diferentes parámetros del proceso de desplazamiento.

La sumatoria de todos los valores obtenidos en las diferentes etapas analizadas, hasta ese momento ofrece un cuadro cualitativo confiable del desarrollo de este proceso de desplazamiento, en función del aumento que va teniendo el área de la zona trabajada (en condiciones subterráneas).

Con el empleo de este método se puede conocer, por ejemplo, cuando las deformaciones que sufren los terrenos, ubicados bajo las construcciones, cambian de signo (tracción – compresión) factor este de vital importancia a la hora de proyectar las medidas de protección. También por este método se determinan las deformaciones máximas que se pueden producir para las condiciones más adversas o sea $Z=1$.

Este análisis tiene como deficiencia que la afectación que se produce en la superficie, por la influencia de los trabajos subterráneos, no alcanza inmediatamente su significado total, sino que este se va produciendo gradualmente con el desarrollo del tiempo.

Por ello, para poder de una forma más precisa pronosticar sobre el desarrollo del proceso de desplazamiento en determinados lapsos de tiempo, en los cálculos se debe introducir el factor tiempo Z de forma variable. El valor z se puede obtener en forma práctica como resultado de observaciones que se hacen del desplazamiento de puntos de superficie situados sobre espacios subterráneos trabajados. Para esto se realiza el cálculo de la relación entre el asentamiento (η_z) que se produce en un intervalo dado de tiempo (un trimestre, o semestre, por

ejemplo) con respecto al asentamiento η_t final (cuando la zona subterránea de trabajo alcanza su valor planificado).

Con el empleo de la expresión $(Z = \frac{\eta_{int}}{\eta_f})$ se puede ir obteniendo valores de Z_t para diferentes intervalos de tiempo I, II, III, IV... Después que se inició la afectación sobre el terreno de superficie (ver figura VI.2).

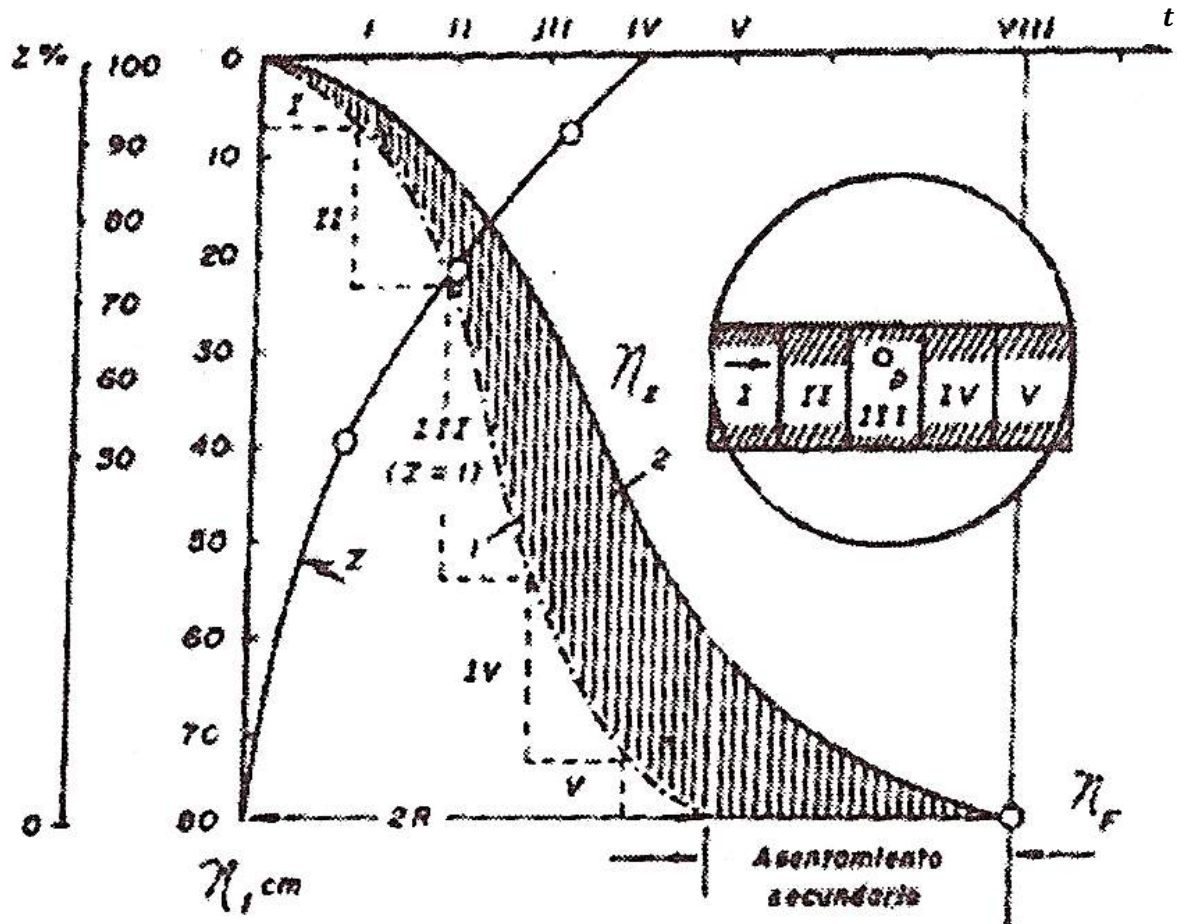


Figura VI.2.- Cálculo del coeficiente Z:

- 1) curva de asentamiento final
- 2) curva de asentamiento para frentes móviles de trabajo.

Utilizando el ejemplo de la figura VI.2 donde se señala que la magnitud final del asentamiento η_t se toma de 80 cm. Y suponiendo que en los diferentes intervalos de tiempo analizados I, II... V, se producen asentamientos de 8,15, 33,15 y 9 cm. (se obtienen la curva 1). Se puede hallar para cada intervalo el valor correspondiente de Z_t .

Así tenemos que Z_t para, el primer intervalo será: $Z_I = \frac{8}{80} = 0.10$.

Para el segundo: $Z_{II} = \frac{15}{80} = 0,187$

Para el quinto: $Z_V = \frac{9}{80} = 0.11$

Y de existir otros intervalos de análisis se procedería de igual forma. Una vez obtenido el valor Z_t se puede determinar el asentamiento que se produce al final de cualquiera de los periodos analizados, por ejemplo al final de periodo 1.

$$\eta_z = 80.60,1 = 8cm \quad (VI.2)$$

Al final del periodo II

$$\eta_z = (80 \times 0,87 + 8) cm. = 15 + 8 = 23 cm. \quad (VI.3)$$

Y así sucesivamente con este análisis se supone que el frente de trabajo subterráneo se desplaza a una distancia total igual al diámetro fina de la zona trabajada (en la figura VI.2, es $2R$) y que la velocidad de avance de los trabajos subterráneos y su profundidad se corresponden con las condiciones de observación para los que fueron calculados los valores de Z .

Se puede determinar también el coeficiente de tiempo (Z_t) como la relación entre el asentamiento (η_z) que se produce en un intervalo dado de tiempo con respecto al asentamiento total que se ha producido hasta ese momento (curva 1 figura VI.2).

Por ejemplo si analizamos el segundo intervalo:

$$Z_t = \frac{\eta_{II}}{\eta_z} = \frac{15}{23} = 0,65 \quad (VI.4)$$

Para el IV intervalo:

$$Z_t = \frac{\eta_{IV}}{\eta_t} = \frac{15}{71} = 0,21 \quad (VI.5)$$

Este coeficiente Z obtenido por cualquiera de las formas indicadas debe usarse en condiciones similares a las que se obtuvo.

Existe otra vía para determinar Z , que se emplea habitualmente en los casos en que no se produzca un crecimiento gradual de la zona trabajada (como se previó en el caso anterior), sino que se quiere evaluar la influencia, para un periodo determinado de una zona trabajada (del área constante) sobre el terreno de la superficie.

En este caso el grado de influencia de cualquier zona trabajada, al final de cada intervalo de tiempo (trimestre, semestre, etcétera) se puede expresar en función de la magnitud total del coeficiente Z . Por ejemplo al final de un periodo III, el asentamiento que ha sufrido el punto P de la superficie, (ver figura VI.2), va a estar dado por el asentamiento que

se produce debido a los trabajos en el intervalo III, pero además por los trabajos anteriores realizados, o sea los del intervalo I y II.

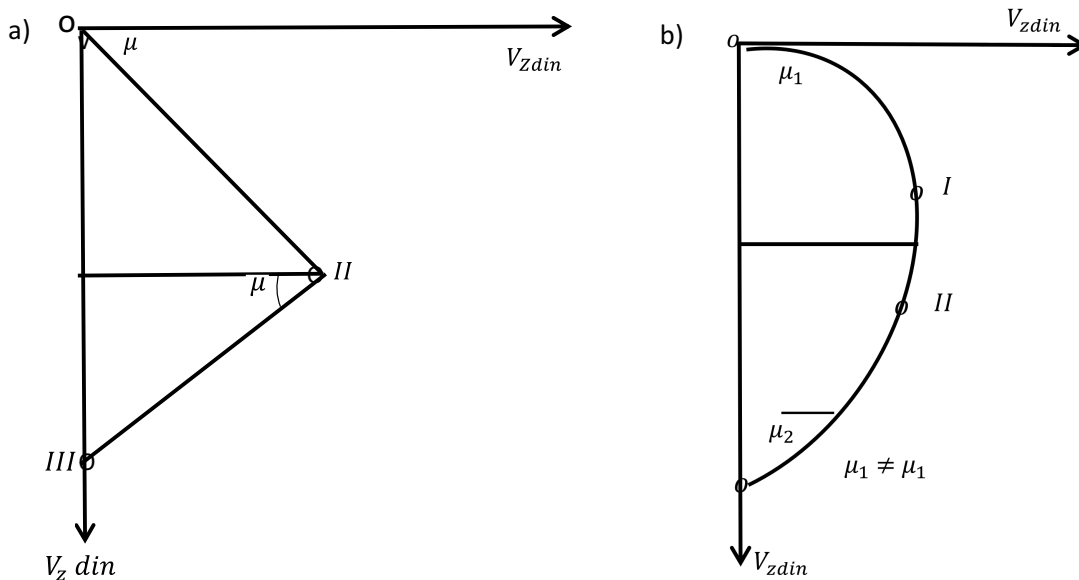
O sea el valor de Z_t para su intervalo (III) será:

$$Z_t = \frac{\eta_{I-III}}{\eta_o} = \frac{56}{80} = 0.70 \quad (\text{VI.6})$$

VI.3) Desarrollo del proceso de deformación horizontal en la superficie con el transcurso del tiempo.

Los coeficientes obtenidos para el estudio de los desplazamientos verticales, (asentamientos), deben ser utilizados para el estudio de los desplazamientos horizontales, ya que no existen datos de resultados más precisos. Por lo que se conoce el desarrollo del proceso de desplazamiento horizontal sigue las mismas reglas que el proceso de asentamiento. El momento de mayor crecimiento de los desplazamientos y el de amortiguamiento para el asentamiento y la deformación horizontal coinciden.

Se analiza la trayectoria del punto P de la superficie (ubicado en el eje central de simetría orientado según el rumbo, por lo que él solo puede desplazarse según el plano XZ), esquemáticamente representado en la figura VI.3 en forma de un triángulo isósceles, cuya base va a ser el eje $V_{z\text{din}}$.



**Figura VI.3.-Trayectoria de un punto en la superficie.
a) Idealizada, b) real (medida).**

En este caso la inclinación de la trayectoria de desplazamiento, antes y después que se varié la dirección de los desplazamientos horizontales, que ocurre durante la posición II del frente es:

$$Tq \mu = \frac{V_{zdin}}{V_{xdin}} \quad (VI.7)$$

En este caso los coeficientes utilizados en el cálculo del asentamiento, tienen validez para el cálculo de los desplazamientos horizontales, desde el inicio hasta el final del periodo de influencia de los trabajos subterráneos.

Si se compara este grafico idealizado con la trayectoria real del desplazamiento de un punto de la superficie (ver figura VI.3b), se puede observar que la variación de la dirección del desplazamiento tiene lugar según una trayectoria curva, con un ángulo sé que puede llegar generalmente a los 90 grados y posteriormente, de igual forma disminuir hasta un ángulo similar al del caso anterior, aquí es necesario aclarar que $\mu_1 \neq \mu_2$.

De tal forma se ve, que durante el movimiento del punto de la superficie por los sectores 0-I, I-II y II-III, las relaciones entre el asentamiento y los desplazamientos horizontales en diferentes momentos van a ser distintas.

Por ejemplo en el sector I-II, se obtiene que la velocidad del asentamiento de un punto de la superficie va a ser la mayor, en tanto que su desplazamiento horizontal va a ser casi nulo.

De lo anterior se obtiene, que la utilización de estos coeficientes temporales, para el cálculo del asentamiento y el desplazamiento horizontal, solo es posible cuando la diferencia de μ_1 y μ_2 no sea significativa y cuando el intervalo de tiempo del cambio de dirección del desplazamiento I-II sea lo suficientemente corto.

CAPÍTULO 7



Medidas para la protección de las obras en las zonas de influencia de los trabajos subterráneos

El desplazamiento y la deformación de los terrenos de superficie producen en las construcciones y obras que se encuentran en su radio de acción diferentes afectaciones, cuyas características dependen, en lo esencial, de cómo estas construcciones y obras asimilan los efectos producidos a causa de los trabajos subterráneos.

Se conoce que las viviendas y edificios, ubicados en el sector de influencia, más que todo sufren de las inclinaciones, curvaturas y deformaciones horizontales del terreno de superficie; en tanto que para la mayoría de las obras de transporte y diferentes redes, lo más peligroso es el asentamiento en los terrenos de superficie y la deformación producida por los esfuerzos a tracción-compresión, lo que puede variar la traza y provocar deformaciones longitudinales y transversales en la vía férrea, en el asfalto de las vías, en tuberías, canales y otros, que pueden incluso producir su destrucción. Por último para los canales, sistemas de drenaje y otros, lo más dañino es el asentamiento.

A continuación se estudiarán brevemente diferentes afectaciones que se pueden producir sobre las diferentes construcciones de la superficie, ubicadas en la zona de influencia de trabajos subterráneos, para posteriormente analizar diferentes medidas que se pueden aplicar para evitar o minimizar las afectaciones.

VII.1) Afectaciones de los terrenos y obras de superficie por los trabajos subterráneos

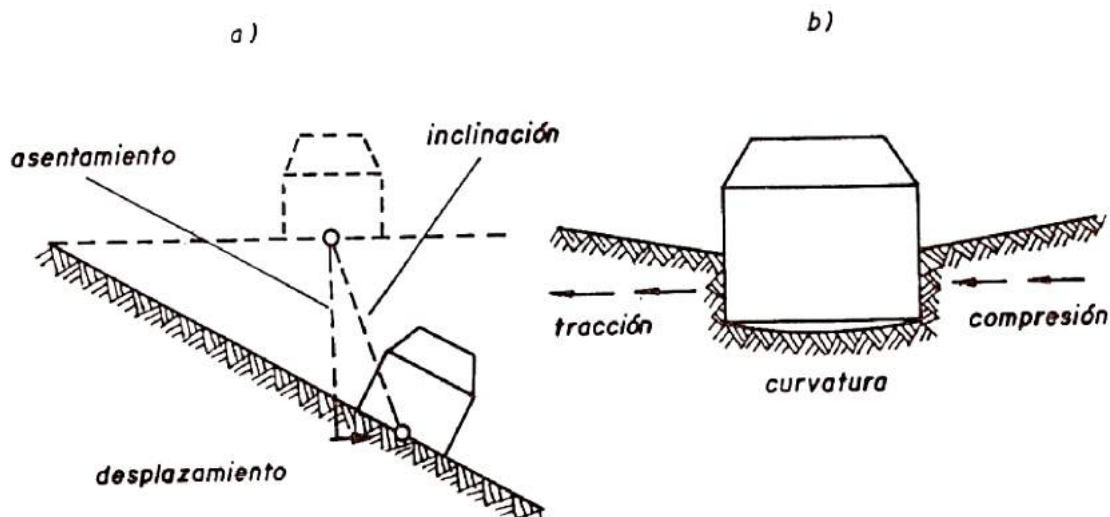
Los aspectos anteriormente vistos del proceso de desplazamiento, o sea, el asentamiento, desplazamiento horizontal y deformaciones del terreno de superficie, sirven de fundamento para la evaluación de la acción de los trabajos subterráneos sobre las diferentes construcciones de superficie.

aunque en cada caso concreto va a existir una determinada dependencia entre esas magnitudes.

Sobre estas obras de superficie simultáneamente van a actuar las cargas exteriores que pueden producir en ellas esfuerzos a compresión, tracción flexión y otros.

Muchas obras debido a su longitud, por ejemplo: carreteras, vías férreas, canales, redes soterradas y otras, debido a su rigidez no están en condiciones de asimilar la depresión que se produce en el terreno sin deformarse. Estas construcciones por la acción de su peso propio van detrás del asentamiento del terreno y se flexionan.

Si las obras están construidas sobre un cimiento rígido ellas pueden no flexionarse, sino seguir la deformación del terreno (ver figura VII 1b), en estos casos tiene lugar una redistribución de tensiones en el terreno.



**Figura VII.1.- Esquema de influencia de los desplazamientos y deformaciones de los terrenos sobre las edificaciones de superficie
a) desplazamiento, b) deformaciones.**

Con respecto a las deformaciones horizontales que sufre el terreno, se puede decir que la mayoría de las construcciones asimilan favorablemente su acción, debido a que ellas poseen una mayor rigidez que el terreno suelto y erosionado de superficie. Por esta causa, en ocasiones, el terreno deformado se desplaza bajo las zapatas y por las superficies laterales del cimiento, surgiendo fuerzas de fricción que se transmiten a la obra.

Por otra parte el terreno en la zona deformada produce sobre la pared del cimiento una presión lateral en una dirección perpendicular al desplazamiento.

Para el sistema terreno – cimiento de la construcción se pueden diferenciar cuatro tipos de manifestaciones características:

- Desplazamiento de toda la construcción, en una magnitud igual a la magnitud del desplazamiento del terreno de superficie.
- Manifestación de un empuje lateral complementario del terreno sobre la pared del cimiento.
- Transmisión de la fuerza de fricción por la zapata y las superficies laterales del cimiento.
- Variación de la presión del terreno sobre el cimiento debido a la existencia de un cimiento rígido.

De los cuatros aspectos antes mencionados solo el primero de ellos se puede decir que está completamente resuelto. En este caso, el desplazamiento de la obra ocurre sin su deformación. En los restantes tres casos mencionados va a producirse la deformación de la construcción, pero se debe significar, que ella siempre va a ser menor que la deformación del terreno.

Por esta causa la suposición que generalmente se utiliza en los cálculos de que la deformación que va a sufrir la construcción, es igual que la que sufre el terreno, conduce a que se aumente artificialmente la carga que actúa sobre la construcción.

Esta suposición simplifica los cálculos, pero al utilizarse en los trabajos de proyección o planificación de obras y construcciones, produce un aumento injustificado del coeficiente de reserva, lo que trae consigo mayores costos de la obra.

La tarea de determinar los esfuerzos que se transmiten, desde la capa de terreno deformado a los cimientos de las obras de superficie, en la actualidad es resuelta con bastante confiabilidad, con el empleo de la mecánica de suelos. La hipótesis de trabajo de la mecánica de suelos y algunas fórmulas empíricas pueden ser utilizadas incluso en la resolución de las tareas más complejas, si se tiene en cuenta durante los cálculos las suposiciones hechas.

Para poder determinar el grado esperado de afectación que van a sufrir las construcciones en dependencia de las deformaciones de los terrenos de superficie, es necesario partir del análisis del estado tenso – deformacional del terreno y después calcular la afectación producida por la presión del terreno y por la fuerza de fricción.

Presión del terreno sobre el cimiento

Cuando la construcción o edificio de superficie se encuentra ubicada en la zona afectada, en un sector de curvatura convexa, las paredes de su cimentación se descargan (ver figura VII.2).

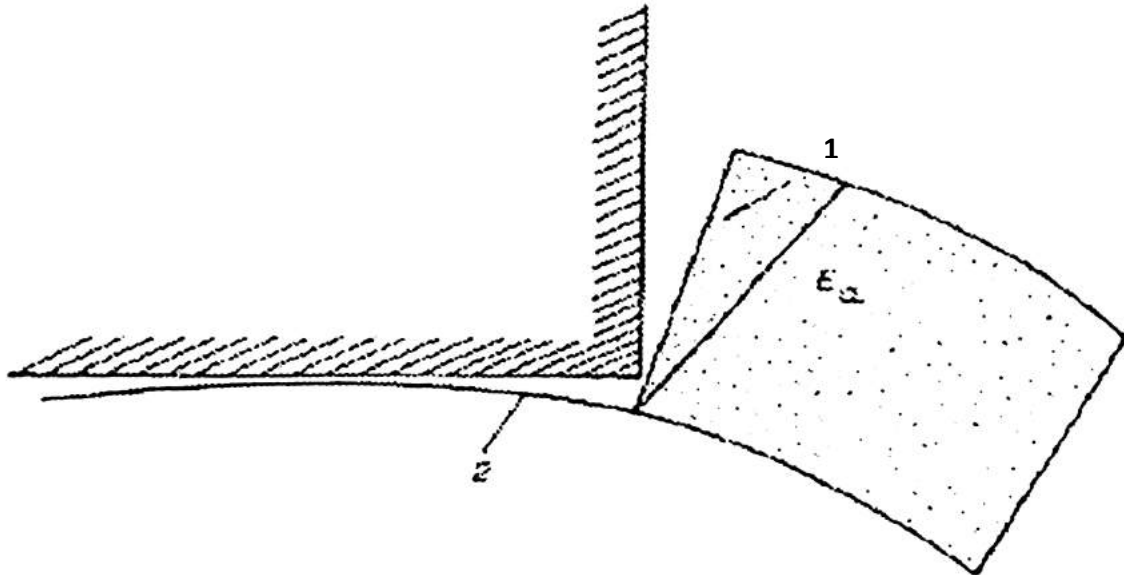


Figura VII. 2.- Esquema de la presión del terreno sobre la pared del cimiento al deformarse el terreno con una inclinación convexa 1) cimiento, 2) línea de consolidación.

En tanto cuando ella se ubica en un sector de terreno con curvatura cóncava sobre esta pared, además de la presión normal de terreno (que es la que tiene lugar para el caso de un cimiento no deformado), comienza actuar una presión complementaria (ver figura VII 3).

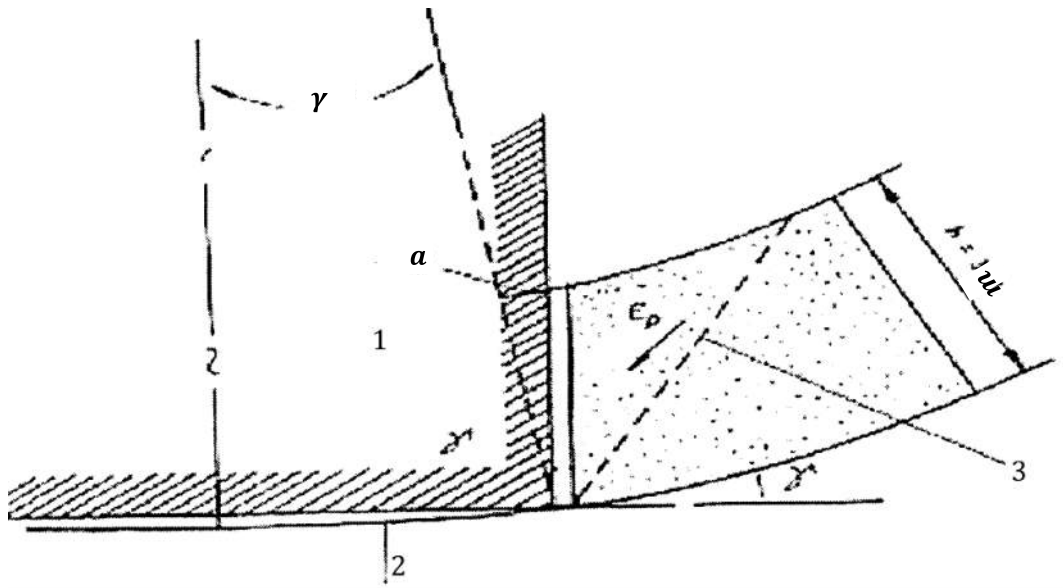


Figura VII.3.- Presión del terreno sobre la pared del cimiento al deformarse el terreno con una inclinación cóncava: 1) cimiento, 2) flecha, 3) superficie de corte, γ : ángulo de inclinación, a) magnitud de compresión.

En los casos límites, o sea, para valores altos de inclinación de las capas de terreno, la presión sobre la pared del cimiento puede, en la zona de tracción, disminuir hasta el valor de la presión activa (E_a), en tanto que en la zona de compresión, puede aumentar hasta la magnitud de la presión (E_p).

La presión activa del terreno se produce cuando surgen grietas en la zona de tracción del terreno de superficie. Estas grietas, que pueden tener profundidades de 1,0 a 3,0 m o algo más, se manifiestan en forma inclinada con respecto a la dirección del frente de trabajo y surgen en aquellos casos de curvatura convexa, en que la deformación a tracción del terreno excede de una magnitud límite de 5 a 7 mm/m con la cual se sobrepasa el límite de resistencia al cortante del terreno.

Para los especialistas que se ocupan de los problemas relacionados con el desplazamiento de los terrenos de superficie, tiene también un gran interés el estudio de la presión complementaria que actúa sobre las construcciones, o sea la presión pasiva del terreno.

En la zona de compresión, para una curvatura cóncava del terreno la presión que el ejerce sobre la pared del cimiento alcanza su máxima magnitud. Durante la acción de una carga creciente sobre el terreno él puede perder su resistencia al cortante y al alcanzar el límite de resistencia se produce el corte del terreno según dos planos de

deslizamiento, que forman, con las direcciones de las tensiones horizontales máximas, un ángulo igual a $(45 - \frac{\rho}{2})$ grados.

Según la teoría de destrucción de la roca de Coulomb – Mohr este plano de deslizamiento surge en el terreno cuando la relación entre la tensión tangencial y la normal alcanza un valor de:

Para terrenos deslizados:

$$T_g \rho = \frac{\tau}{\sigma_n} \quad (\text{VII.1})$$

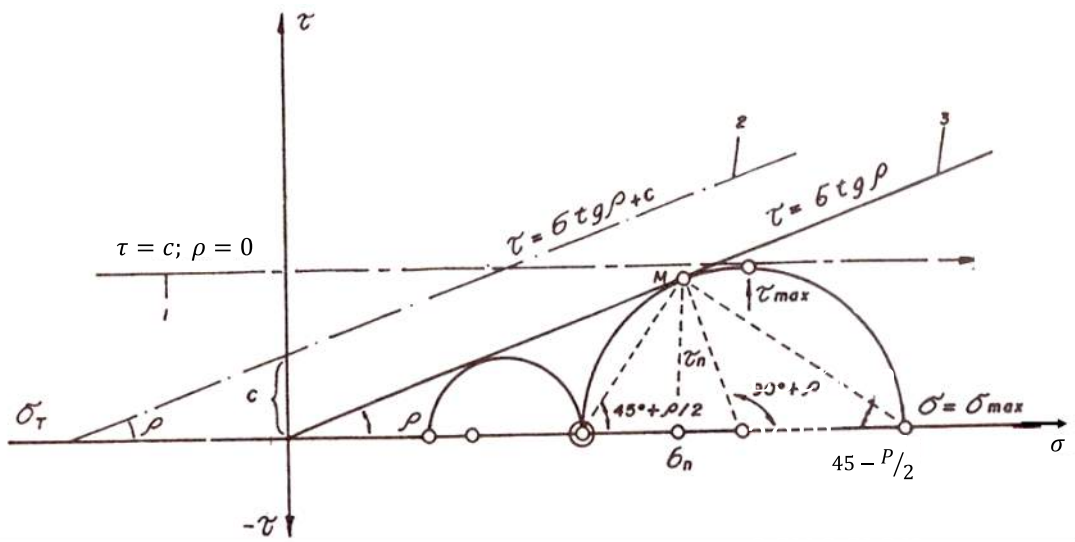
Para terrenos ligados:

$$T_g \rho = \frac{\tau - c}{\sigma_n} \quad (\text{VII.2})$$

Siendo:

ρ : Angulo de fricción interna

c : Fuerza de cohesión.



**Figura VII.4.- Condición límite de Coulomb – Mohr para los terrenos:
1) plásticos, 2) ligados, 3) deslizados.**

La condición límite a la ruptura, según Coulomb – Mohr puede expresarse por la función:

$$\tau = f(\sigma, \rho, c) \quad (\text{VII.3})$$

Esta función se puede representar gráficamente (ver figura VII.5) que habitualmente se denomina pasaporte de resistencia de la roca (del terreno).

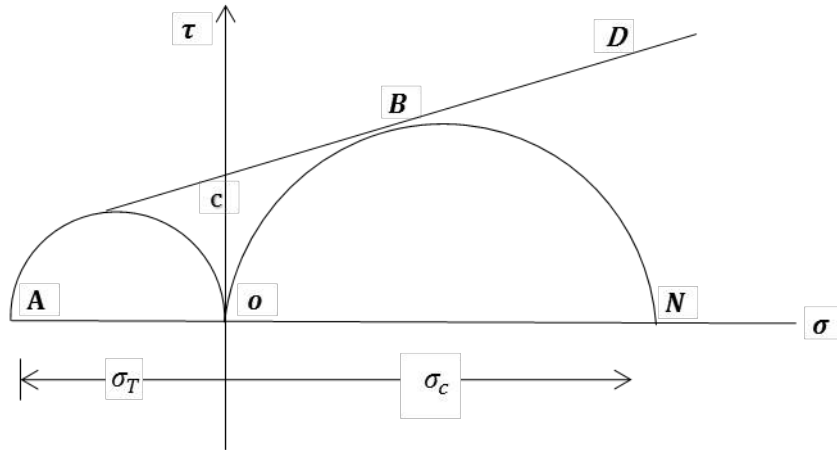


Figura VII.5.- Esquema típico de un pasaporte de resistencia de la roca

La relación λ entre las tensiones (σ_v y σ_h) se puede determinar por la expresión:

$$\lambda = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = Tg^2 \left(45 + \frac{\rho}{2} \right) \quad (\text{VII.4})$$

Entonces para:

$$\rho = 20^\circ; \quad \lambda = 2, \text{ arcilla normal}; \quad (\text{VII.5})$$

$$\rho = 25^\circ; \quad \lambda = 2,5, \text{ arcilla de gruesa a fina}; \quad (\text{VII.6})$$

$$\rho = 35 - 38^\circ; \quad \lambda = 3,8 - 3,85; \text{ arena - grava.} \quad (\text{VII.7})$$

La presión pasiva que actúa por lm de la pared del cimientto es:

Para terrenos desligados

$$E_p = \int_0^h \sigma_h dz = Y_2 \sigma_h \cdot h \quad (\text{VII.8})$$

Pero

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot \lambda \quad (\text{VII.9})$$

Y se conoce que

$$\sigma_v = \gamma h \quad (\text{VII.10})$$

Siendo:

γ : Masa volumétrica del terreno

h : Altura del cimiento.

Por lo que sustituyendo los valores de σ_h y σ_v se obtiene

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \lambda \quad (\text{VII.11})$$

Para terrenos ligados

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \lambda + 2 \cos \text{hip} \sqrt{\lambda} \quad (\text{VII.12})$$

La práctica demuestra que la presión que ejerce el terreno sobre los cimientos de las construcciones, cuando se produce desplazamientos de los terrenos de superficie, excede en varias veces lo que actúa en condiciones en que no existe esta afectación, pudiendo esta presión en determinadas situaciones alcanzar altos valores.

Por esta razón se recomienda que a la hora de calcular el espesor de las cimentaciones se utilice un valor doble de la magnitud de la presión pasiva obtenida por la expresión VII.8.

Del análisis hecho sobre el comportamiento del terreno de superficie con relación a la cimentación de las obras en él ubicadas se puede señalar los siguientes aspectos:

- La presión lateral del terreno crece proporcionalmente al cuadrado de la profundidad de ubicación de la cimentación.
- Antes de iniciarse el proceso de desplazamiento de los terrenos sobre los cimientos actúa una presión.
- Cuando surgen en el terreno deformaciones a tracción, la presión lateral que se ejerce sobre el cimiento E_a (presión activa) va a ser menor que la que se producía antes del desplazamiento, o sea, $E_a > E_o$.

- En la zona de deformaciones a compresión la presión lateral del terreno se hace mayor que la inicial. Para los casos de grandes desplazamientos relativos cimiento – terreno, esta presión alcanza sus máximos valores.

VII.2) Principios fundamentales para la elección de las medidas de protección

Para la protección de obras de la afectación negativa de los trabajos subterráneos se pueden emplear diferentes métodos de protección los cuales, en forma convencional, se pueden clasificar 4 grupos: métodos profilácticos, métodos ingeniero-técnicos, métodos constructivos y los integrales.

Métodos profilácticos.- Poseen como objetivo fundamental evitar o disminuir las afectaciones subterráneas. Estas medidas deben ser cumplimentadas, tanto en el periodo de confección de los proyectos y el plan general de trabajo, como en la etapa de preparación para el inicio de los diferentes trabajos.

Medidas ingeniero-técnicas.- Estas medidas de protección están orientadas a la disminución de la deformación del terreno de superficie y de las construcciones sobre él situadas. Ellas incluyen el empleo de métodos específicos en la realización de los trabajos subterráneos y el empleo de medidas de protección, ente otras medidas de seguridad.

Medidas constructivas.- Estas medidas están encaminadas a adecuar las construcciones y edificaciones de superficie para recibir las deformaciones con un mínimo de secuelas lo que posibilita que para la posterior reparación (una vez que cesa la afectación por la afectación del terreno de superficie) de estos edificios y construcciones, es necesario gastar mucho menos recursos que en la reparación de edificios y construcciones que no hayan recibido el beneficio de tales medidas. Estas medidas se consideran aún más efectivas, si ellas se prevén y realizan durante el periodo de construcción de dichas obras y edificios.

Medidas integrales de protección.- Consisten en la combinación de dos o los tres grupos de medidas vistas.

Estas medidas de protección habitualmente son acompañadas de un control visual e instrumental de los objetos de obras.

La elección de la medida (o medidas) a emplear se hace a partir de los siguientes aspectos:

- Categoría de las obras que se va a proteger
- Deformación esperada del terreno de superficie.
- Condiciones hidrogeológicas del sector en estudio.
- Particularidades constructivas: dimensiones, condiciones técnicas, características de explotación de las obras.
- Y otras más.

Una protección total de la obra (o sea, el empleo de medidas que tiendan a evitar cualquier deformación) se utiliza raramente debido a que a esto va ligado a un mayor gasto de recursos, una mayor dificultad en su realización y a que no siempre es necesario. Más frecuentemente se emplea una protección parcial que permite que se produzcan en los edificios y construcciones deformaciones de tal magnitud, que no provoquen la destrucción de dichas obras y por ende el cese de su explotación y no sean peligrosas para las personas que laboren o vivan en ellas.

Por lo antes expuesto cuando se realizan los proyectos de trabajos subterráneos en zonas en que existan construcciones y edificaciones en la superficie, es necesario diferenciar la deformación permisible y la deformación límite del terreno de superficie, que sirve de base a dichas obras.

Cuando se producen deformaciones permisibles tienen lugar afectaciones en las obras, que son relativamente poco significativas y no crean problemas que afectan sustancialmente la explotación posterior de dichas obras.

Por el contrario, cuando se producen deformaciones que sobrepasan los valores límites, la afectación a las obras pueden ser considerables e incluso provocar que cese su explotación o que sea peligrosa para la vida del personal.

Cuando la magnitud de la deformación que se calcula es mayor que la permisible, pero menor que la límite, entonces se pueden prever medidas técnicas o constructivas de protección, que garantice una explotación segura de la construcción.

El cálculo de la deformación esperada de los terrenos de superficie se realiza empleando los métodos de análisis y cálculos vistos anteriormente.

Durante la resolución de esta tarea en muchas ocasiones no se realiza un análisis por separado para cada obra, sino que se determina la denominada profundidad de seguridad (H_s), o sea la profundidad por debajo de la cual los trabajos (excavaciones) subterráneas no producen en las obras de superficie deformaciones mayores que las permisibles.

La profundidad de seguridad (H_s) se determina en forma preliminar por la expresión:

$$H_s = K_\varepsilon \frac{m}{\varepsilon_p}$$

$$H_s = K_i \frac{m}{i_p}$$

Siendo:

m : Altura de la excavación (vacío), m

ε_p y i_p : Deformación permisible e inclinación permisible de la obra que se analiza, que se pueden obtener de tablas; o se determina como se analizó anteriormente.

K_ε y K_i : Coeficientes que reflejan la dependencia de la deformación de los terrenos de superficie del buzamiento del macizo y de sus propiedades mecánico-estructurales.

De los 2 valores obtenidos de H_s por las expresiones antes vistas, se elige la mayor magnitud.

En aquellos casos, cuando para la obra que se analiza es peligroso solamente uno de los factores indicado (la deformación o la inclinación), el cálculo de H_s se realiza utilizando la expresión en donde figura este parámetro.

La mayoría de las normas existentes de protección permiten la determinación de la profundidad de seguridad utilizando las expresiones anteriores en aquellas condiciones en que, la diferencia de tiempo entre la construcción de las obras subterráneas (excavaciones)

es mayor que el tiempo de duración del proceso de desplazamiento-deformación producida por cada obra por separado.

Durante la elección de las medidas de protección de diferentes obras se realiza, como regla, un análisis técnico-económico de las variantes posibles a emplear.

Como variante base referencial habitualmente se establece aquella que contempla el empleo de pilares de seguridad u otro medio de sostenimiento adecuado.

VII.2.1) Medidas profilácticas de protección

La medida de protección profiláctica que se considera fundamental es la construcción de un plano con las deformaciones esperadas del terreno de la superficie en la zona de estudio. En este plano, en primer lugar, debe estar bien definido qué área de la superficie queda fuera de la influencia de los trabajos subterráneos y el área que está en un sector donde el proceso de desplazamiento ya cese, o sea, debe quedar bien claro el área de la superficie que se puede emplear para la construcción de obras y edificaciones sin tener en cuenta ningún tipo de restricción con la relación al proceso de desplazamiento.

El territorio restante se divide en los siguientes sectores:

- Sectores en los que se producen deformaciones relativamente no muy grandes. En este sector se pueden ubicar obras que no sean del primer orden y no muy sensibles a las afectaciones por los desplazamientos y deformaciones del terreno de superficie.
- Sectores con un proceso amortiguado de deformación del terreno de superficie en los que después que cese totalmente el proceso de deformación se pueden realizar construcciones.
- Sectores con una deformación intensa, donde se considera inadecuado construcciones en un determinado periodo.

A este plano se le puede agregar información sobre las características tectónicas del macizo y las zonas de afectaciones geológicas y de debilitamiento estructural que el posea, así como sobre las zonas de concentración de tensiones, siendo todos estos aspectos de gran importancia ya que ellos influyen sobre el grado de afectación que se puede producir.

Otra cuestión muy importante es establecer los niveles de alerta para el asentamiento y desplazamiento, con vista a prevenir posible ocurrencias de rupturas y deslizamientos y a su debido momento tomar las medidas pertinentes para contrarrestar estos efectos.

VII.2.2) Medidas técnicas

El grado de afectación de los terrenos y obras de superficie en gran medida depende: del lugar de ubicación de los trabajos subterráneos, del orden en que se realizan dichos trabajos, del método de sostenimiento de los vacíos subterráneos (excavaciones) empleados y de la velocidad del frente de trabajo entre otros factores técnicos.

La elección de una adecuada combinación de estos, o sea de las medidas técnicas de protección, es parte esencial del proyecto de realización de los trabajos subterráneos en zonas en las que en la superficie existan construcciones y edificaciones.

La definición del empleo de uno u otra medida técnica de protección o incluso de la combinación de varias de ellas se deben fundamentalmente por los cálculos técnicos-económicos y de la necesidad de protección del medio ambiente.

Con relación a estos dos aspectos es necesario señalar que los cálculos técnico-económicos deben ser armonizados con las reglamentaciones medioambientales siguiendo las normas establecidas al respecto en cada país.

La elección del lugar de ubicación de los trabajos subterráneos es un factor esencial a la hora de analizar las medidas de protección técnica que se pueden utilizar. Es necesario buscar que el eje longitudinal de la obra de superficie, dentro de las posibilidades, quede en la zona de menor afectación y deformación del terreno de superficie. Aquí además es necesario tener en cuenta las características constructivas de la obra de superficie, por ejemplo, es conocido que las obras de piedras y hormigón resisten mucho menos los esfuerzos a tracción que los de compresión, por lo que lógicamente debe tratarse que una obra de este tipo no sea afectada por esfuerzos a tracción.

Es frecuentemente el caso en que los trabajos subterráneos se planifican buscando que la obra de superficie que es afectada "caiga"

en el fondo plano de la zona de depresión, ya que ahí la deformación residual es mucho menor.

Para cumplimentar este objetivo es necesario que la dimensión (D) (ver figura VII.6) de la excavación subterránea ubicado bajo las obras de superficies satisfaga las siguientes condiciones.

$$D_1 = a + b + \frac{l_1}{\cos \alpha} + 2\Delta$$

$$D_2 = 2H \cot \psi_3 + l_2 + 2\Delta$$

Siendo:

D_1 : Dimensión del frente de trabajo en dirección perpendicular al rumbo;

D_2 : Dimensión del frente de trabajo según el rumbo;

a y b : Distancia desde los bordes de la proyección de la obra de superficie afectada, hasta los límites de la zona trabajada (por la parte superior e inferior respectivamente, ver figura VII.6).

l_1 y l_2 : Dimensión de la obra de superficie afectada, según una dirección perpendicular al rumbo y según el rumbo respectivamente;

Δ : Magnitud que sirve para corregir los errores en el cálculo de los ángulos de desplazamiento limite;

H : Profundidad media de los trabajos subterráneos;

α : Angulo de buzamiento de las capas de roca

Las magnitudes de a y b se pueden calcular por las expresiones:

$$a = \frac{(H + 0,51_1 Tg\alpha) \cos(\psi_1 + \alpha)}{\text{sen } \psi_1} \quad a = \frac{(H + 0,51_1 Tg\alpha) \cos(\psi_2 + \alpha)}{\text{sen } \psi_1}$$

Siendo ψ_1, ψ_2, ψ_3 ángulos de desplazamiento total si el error en la determinación de los ángulos de desplazamiento total es de $\pm 5^\circ$, se puede decir que $\Delta = 0.1 H$.

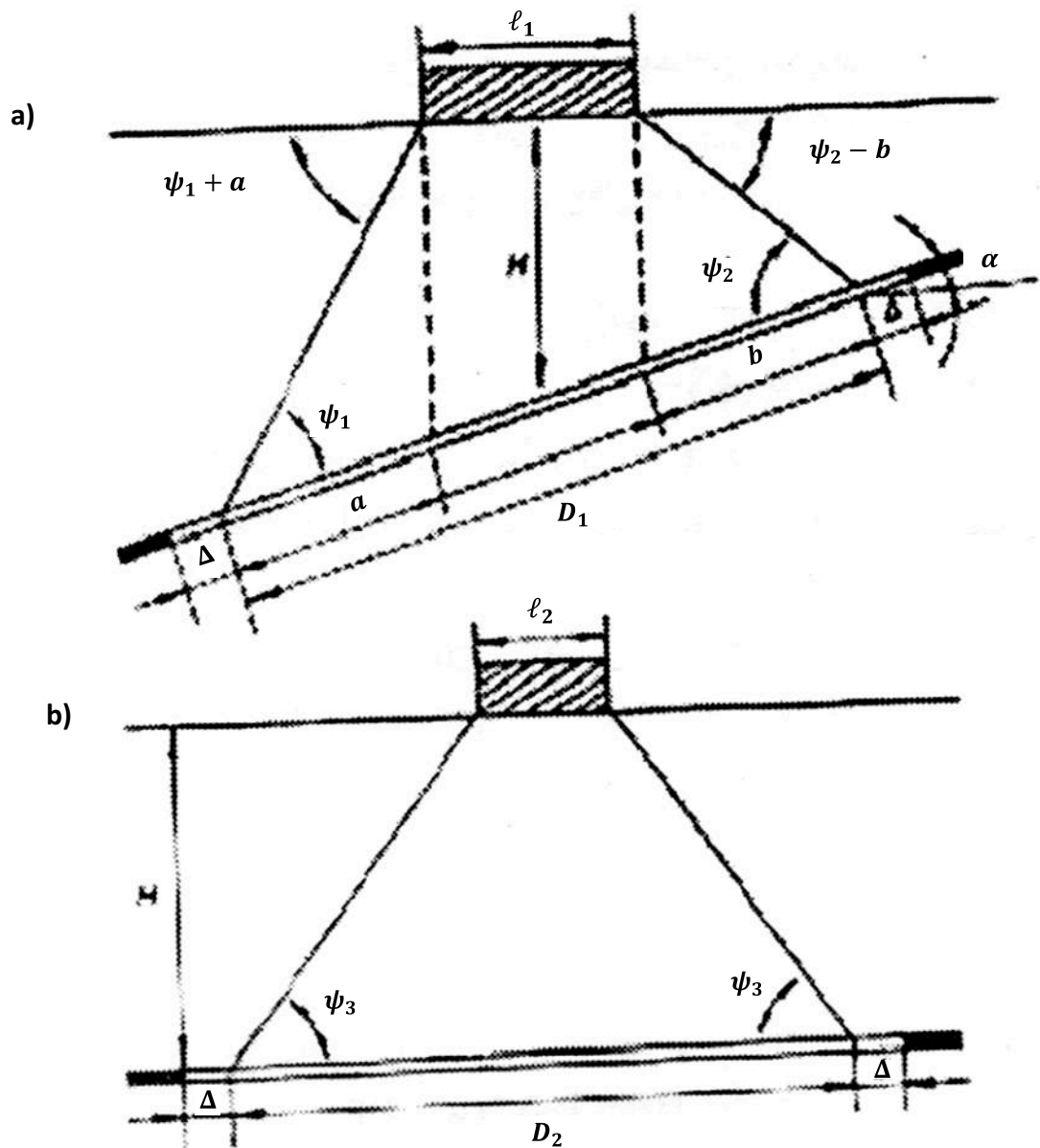


Figura VII.6.- Calculo de la ubicación de la obra de superficie afectada sobre la parte plana de la zona de depresión, a) perpendicular al rumbo, b) por el rumbo.

Lograr conformar un fondo plano de la zona de depresión para el caso de trabajos subterráneos a poca profundidad habitualmente no es difícil, sin embargo, con el aumento de la profundidad alcanzar ese objetivo se va haciendo más difícil, ya que para ello es necesario aumentar significativamente las dimensiones de la zona trabajada en subterráneo, lo cual por una serie de razones no siempre es factible.

Cuando no es factible cumplimentar los objetivos señalados anteriormente puede suceder que la ubicación de los trabajos subterráneos conduzca a que la obra de superficie experimente desplazamientos y deformaciones significativas.

Así por ejemplo, si la construcción de superficie se ubica en el punto (I de la figura VII.7) ella va a experimentar los máximos esfuerzos a tracción y la máxima curvatura convexa (ver figura VII.8).

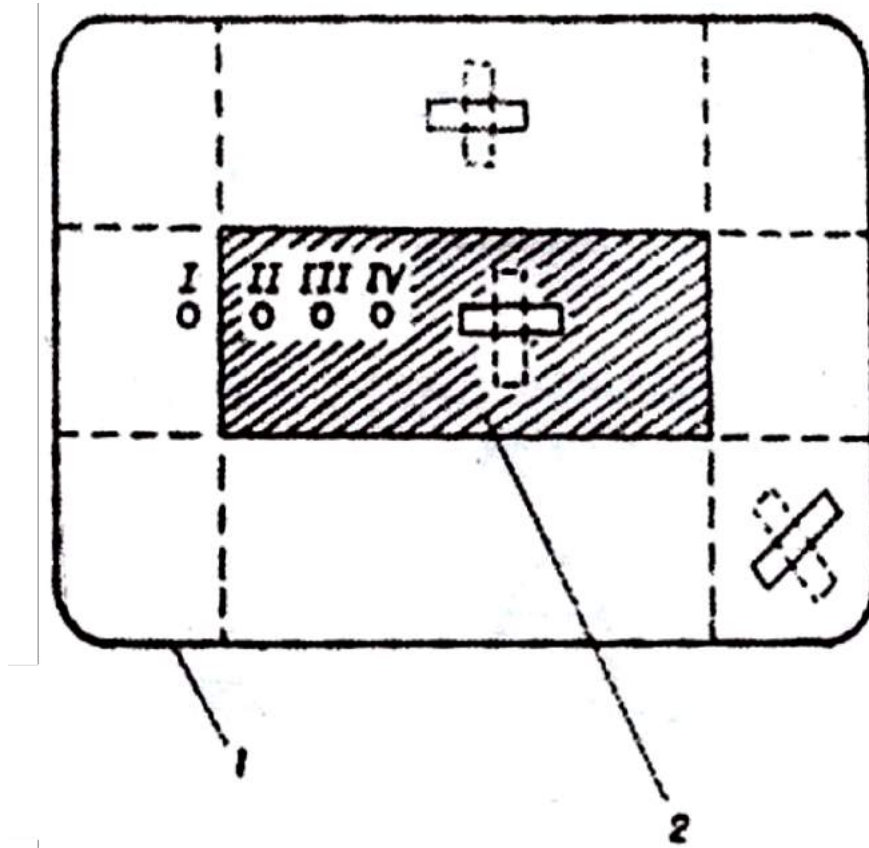


Figura VII.7.- Características de la afectación de las obras de superficie en dependencia de su ubicación relativa a la de los trabajos subterráneos. 1) Limite de la zona de depresión, 2) área de los trabajos subterráneos.

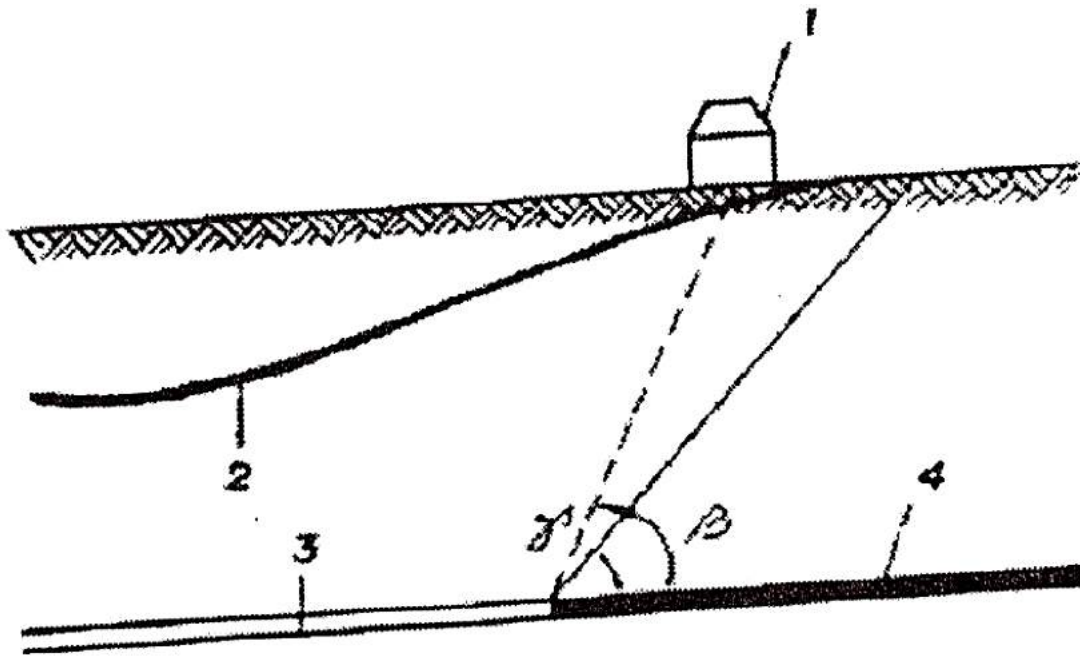


Figura VII.8.- Ubicación correspondiente a la mayor curvatura convexa y los máximos esfuerzos a tracción.

- 1) Edificio, 2) Perfil de la zona de depresión, 3) Frente de trabajo, 4) Macizo.**

En tanto si la obra se ubica en el punto (II de la figura VII.7) tiene lugar la máxima inclinación de la superficie, pero las menores deformaciones a tracción y compresión y la menor curvatura del terreno (VII98).

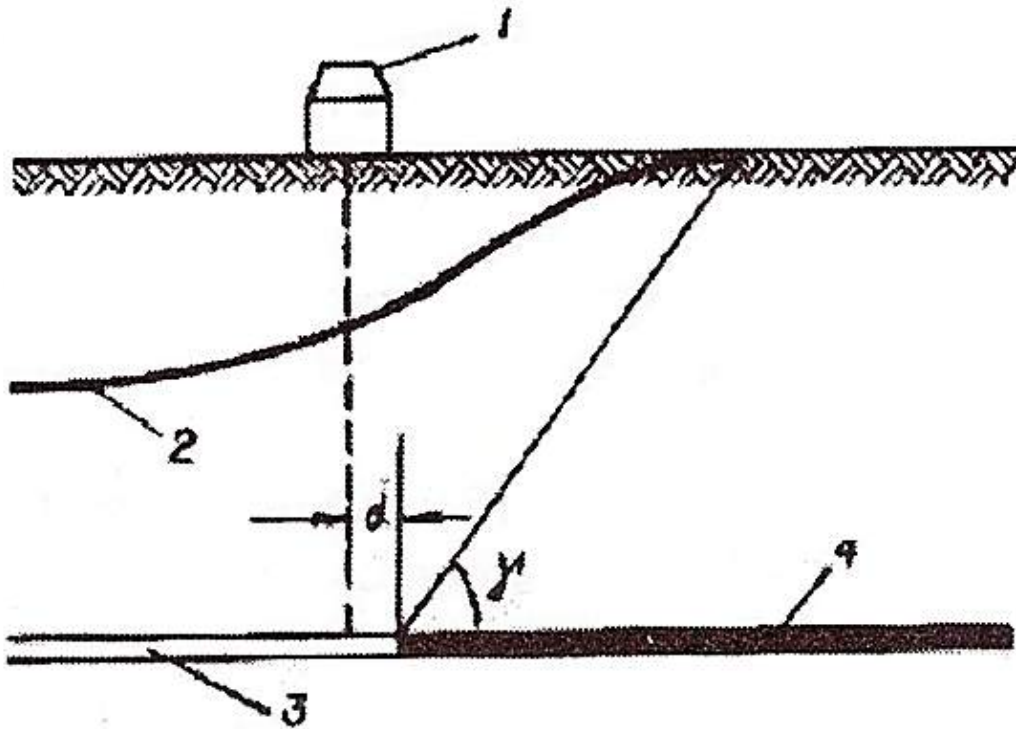


Figura VII.9.- Ubicación que corresponde a la mayor inclinación del terreno y a las menores deformaciones.

- 1) Edificio, 2) perfil de la zona de depresión, 3) frente de trabajo, 4) cuerpo de mineral.

Cuando la obra se ubica en el punto III tiene lugar la mayor deformación a compresión y la máxima curvatura cóncava (figura VII.10).

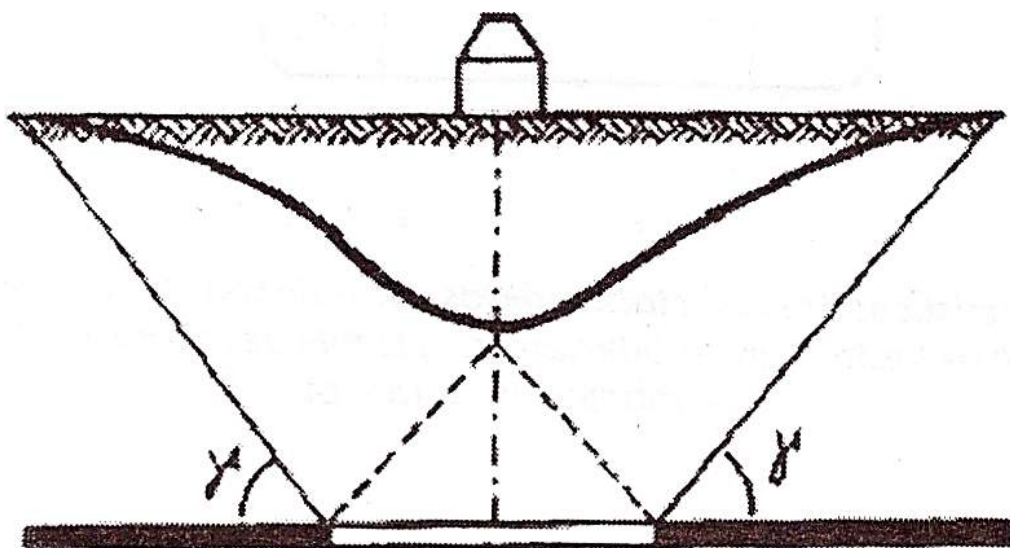


Figura VII.10.- Ubicación que corresponde a la mayor curvatura cóncava y a las mayores deformaciones a compresión.

Si bien es cierto que durante la realización de los trabajos subterráneos solo se tiene en cuenta el tipo de deformación que se produce en los terrenos de superficie y su magnitud para el estadio final del proceso, esto no sucede así cuando se va a estudiar el orden de realización de los trabajos subterráneos, ya que en ese caso es necesario prestar atención al significado dinámico (variable) de los parámetros del proceso de desplazamiento que corresponden a diferentes intervalos de dicho proceso. Este aspecto, orden de realización de los trabajos subterráneos, reviste gran importancia, ya que de su correcta elección puede depender una mayor o menor afectación de las obras de superficie.

Se tiene por ejemplo, que si se van a realizar trabajos subterráneos, directamente dispuestos debajo de obras de superficie, no es lo mismo iniciar los trabajos desde la línea 1 (ubicado debajo de la obra de superficie) que desde el punto II (ubicado fuera de ella) ver figura VII.11.

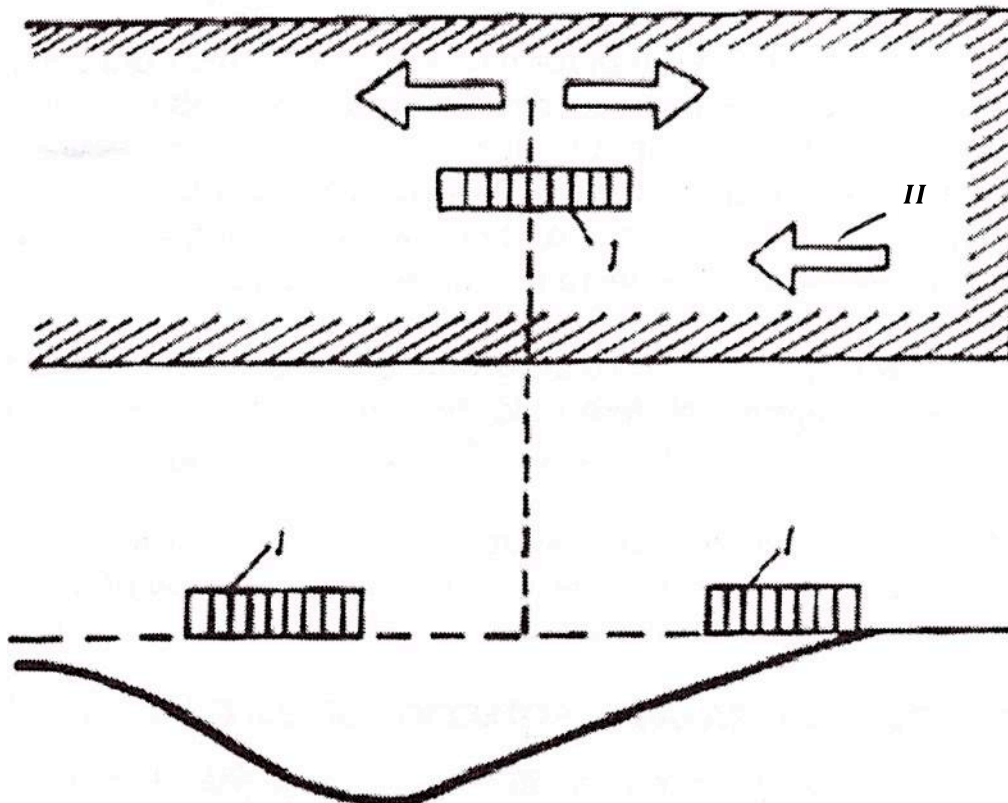


Figura VII.11.- Características de las afectaciones que sufren las obras de superficie en dependencia del lugar de inicio y orden de los trabajos subterráneos.

Si los trabajos se inician desde la lineal II inicialmente la obra va a experimentar esfuerzos a tracción y más tarde (cuando la zona de depresión debajo de ella se desarrolla) esfuerzos a compresión. Este cambio de tipo de carga, de tracción a compresión y después a la inversa, para la obra es más peligroso, que cuando es sometida a la acción de un solo tipo de carga.

El lugar desde donde se inician los trabajos subterráneos (frente inicial de trabajo) y su dirección, son factores que inciden significativamente en la magnitud del desplazamiento de los terrenos de superficie. Es conocido que los terrenos ubicados encima de frente iniciales de trabajo tienen un perfil de la zona de depresión más inclinado que los situados encima de frentes en desarrollo. Por esta causa en ocasiones, no se considera recomendable iniciar los trabajos debajo de la obra de superficie.

El aumento de la velocidad de avance de los frentes de trabajo subterráneos conduce habitualmente, a que las deformaciones a tracción y compresión y la curvatura que sufre el terreno de superficie disminuya, debido a que en tales casos la zona de depresión se desarrolla más rápidamente según su ancho, que según su profundidad y por ende dicha zona se hace más plana.

Sin embargo, esta disminución de las deformaciones y de la curvatura del terreno de superficie, para las velocidades de avance de los frentes de trabajo que se alcanza como promedio en la actualidad (varios m/día), se considera que no tiene una gran influencia como medida de protección. A esto hay que añadir que esta velocidad de avance se elige fundamentalmente a partir de las particularidades de los trabajos subterráneos y no atendiendo al aspecto más arriba señalado.

Por otra parte, las investigaciones han demostrado que una alta velocidad de avance de los frentes puede conducir al desarrollo de agrietamiento del macizo, lo que puede a vez traer consecuencias negativas sobre las obras de superficie.

Por último, los cambios sucesivos de tipo de esfuerzos (compresión-tracción) son más dañinos a las obras de superficie mientras más rápido ellas se produzcan, ósea mientras mayor sea la velocidad de avance.

VII.2.3) Medidas constructivas para la protección de las obras de superficie

Las medidas constructivas de protección pueden ser realizadas, tanto en el periodo de construcción de la obra de superficie, cuando aún no existe ninguna afectación, como en el periodo en que se produce la afectación de ella.

Se considera más efectiva y simple la aplicación de estas medidas en la etapa de construcción de la obra. Sin embargo, el empleo de medios y recursos que durante años pueden estar inactivos no siempre se consideran útiles. Atendiendo a esto en muchos casos se considera más útil no aplicar las medidas de protección inicialmente, sino en la etapa previa a la afectación de la obra y entonces en ese momento hacer las reparaciones o mantenimientos necesarios.

Habitualmente cuando se construyen obras de superficie que van a sufrir las afectaciones de los trabajos subterráneos en un lapsus de tiempo de 15 a 25 años después de su construcción, ellos se hacen normalmente y en la etapa que van a empezar las afectaciones se aplican las medidas de protección.

La reacción de las edificaciones y construcciones, durante las deformaciones del terreno de superficie, en dependencia de sus características constructivas pueden oponerse a estas deformaciones (si la construcción es rígida), o asimilarlas en determinados límites, si la obra se hace flexible.

Cuando las obras se proyectan según un esquema rígido, se prevé un reforzamiento de dichas obras con el objetivo de elevar su rigidez y resistencia con vista a que tengan una capacidad portadora tal, que sean capaces de resistir las afectaciones producidas por las deformaciones del terreno.

Por su parte, cuando estas obras se proyectan según un esquema flexible a la obra, se le debe dar una flexibilidad constructiva tal que ella se acomode en la zona de deformación, sin que lleguen a producirse en sus elementos tensiones peligrosas.

La proyección de la obra según su esquema de trabajo rígido habitualmente exige del empleo de elementos de gran sección y por ende un alto consumo de materiales.

Esto se puede reducir si la obra se divide en partes y descansa en cimientos separados.

Muchas obras, a causa de la economía de recursos, se hacen con una limitada rigidez y en tales casos un desplazamiento irregular del terreno de superficie puede provocar su deformación, sin embargo, la destrucción de estas obras sucede solamente cuando su deformación excede de una magnitud dada.

Las medidas constructivas de protección, según un esquema de trabajo flexible, no se deben limitar solamente al aumento de la flexibilidad de los cimientos y elementos de la obra, sino deben tener además en cuenta la construcción de las ranuras de deformación y deslizamiento y de apoyos móviles (en particular cuando hay deformaciones horizontales), así como el hecho de apoyarse la obra en tres puntos (ante la acción de la curvatura). Este conjunto de medidas aplicadas eficazmente, le dan a la obra una limitada flexibilidad ante la acción de cualquier tipo de afectación.

Cuando las medidas están encaminadas a una total protección de la obra, debe ser excluida la posibilidad de que en la obra aparezcan deformaciones a torsión o flexión, así como horizontales. De la deformación a torsión y flexión la obra puede ser protegida solamente dándole a los elementos portadores grandes dimensiones. De tal forma, para una protección total de la obra, se desprende que ella debe poseer una alta rigidez y para ello dicha obra debe hacerse en forma de una construcción maciza, que descansa en cimientos de áreas comparativamente no muy grandes (dos cimientos de alta rigidez). Esta obra puede hacerse también apoyándose en cuatro cimientos, con el objetivo de disminuir al área de apoyo y por ende aumentar la presión sobre el terreno, lo cual debilita el grado de acción de su desplazamiento sobre la obra.

Los esfuerzos surgen del plano horizontal pueden ser asimilados construyendo una ranura de desplazamiento o con el empleo de apoyos móviles (ver figura VII.12).

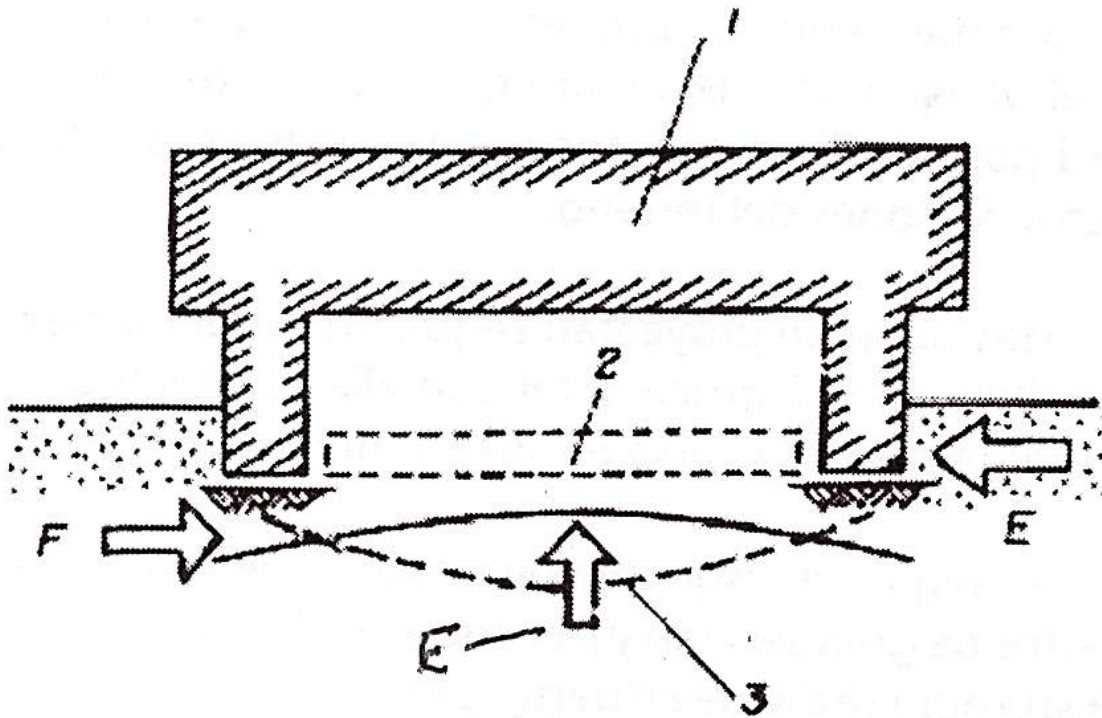


Figura VII.12.- Esquema de protección total de una obra con alta rigidez.
1) Construcción, 2) las ranuras, 3) curvatura de superficie, F) fuerza de fricción, E) presión del terreno.

Una construcción que posea pequeña rigidez puede ser solamente protegida en forma parcial, ya que en tal caso las variantes anteriormente vista de apoyo de la obra en cimentaciones de pequeña área no se puede emplear.

Por esta, causa cuando se emplea la protección parcial de la obra, se admite hasta un cierto grado que se formen grietas en la obra, pero sin, que esto conlleve a la afectación de sus condiciones de afectación.

En estas construcciones se prevé una determinada flexibilidad (ver figura VII.13) de la obra, pero al mismo tiempo se limita el desplazamiento horizontal de la cimentación (con empleo de cimientos rígidos o con la colocación de una ranura de deslizamiento entre el cimiento y el terreno).

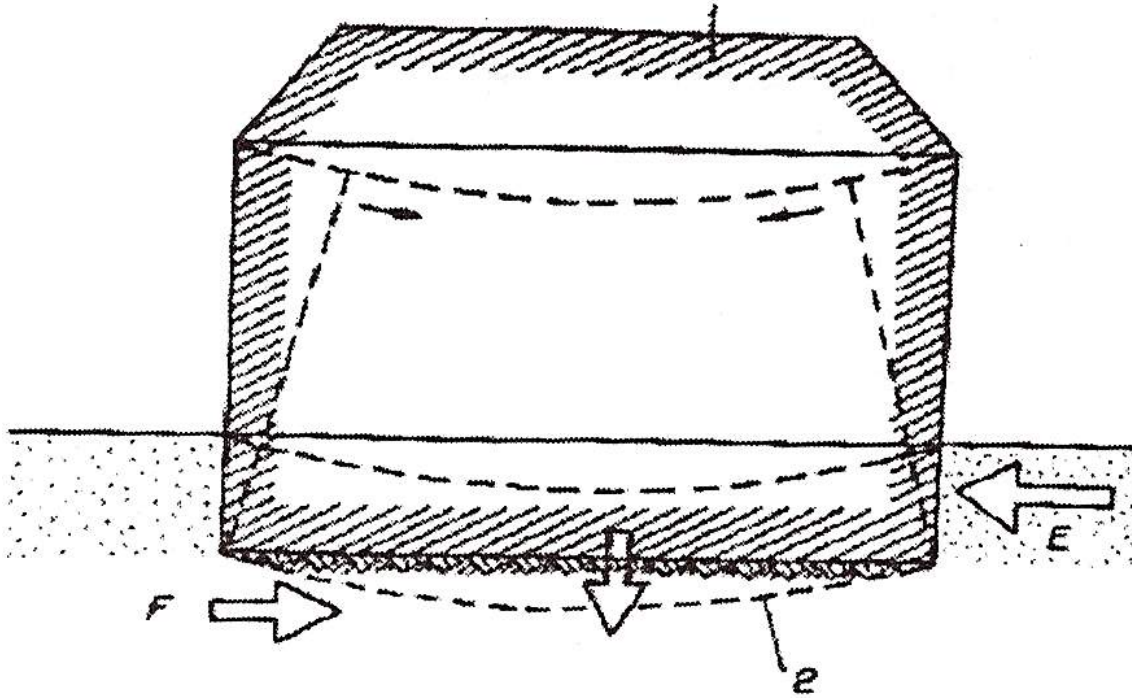


Figura VII.13.- Esquema de protección total de una obra con baja rigidez, 1) construcción, 2) curvatura del terreno de superficie, E) presión lateral, F) fuerza de fricción.

Una protección total de construcciones industriales de alto valor y de cimentaciones de máquinas, ante la acción de la curvatura y deformación horizontal del terreno de superficie, habitualmente se logra aumentando su rigidez.

A continuación se ofrecen algunas variantes de protección total de construcciones de superficie de una alta rigidez.

En la figura VII.14 se muestra una construcción que descansa en un apoyo (una torre, una cimentación de máquina, un tanque de agua). Aquí el área del cimiento (en el plano) es menor que el área de construcción.

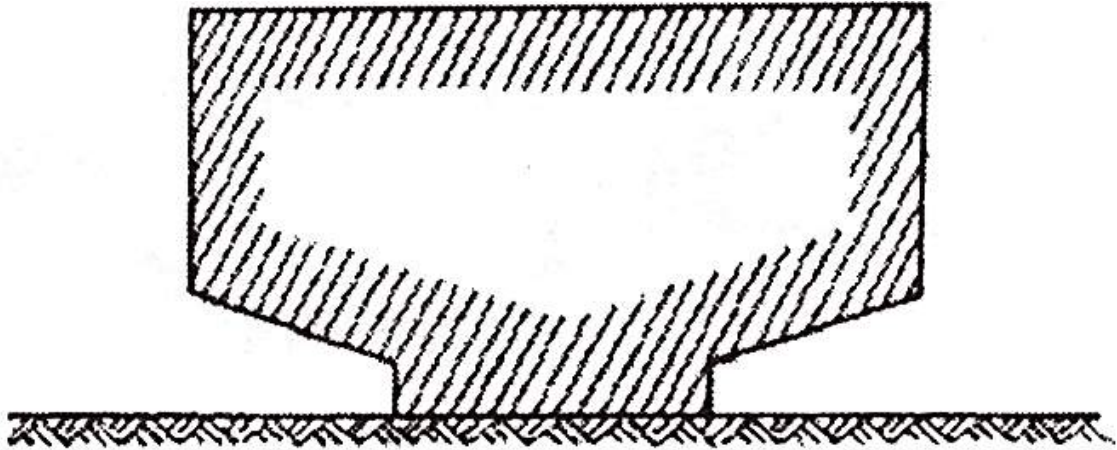


Figura VII.14.- Esquema de una obra descansando en un apoyo.

Para el caso de construcciones alargadas es favorable el apoyo en dos planos (ver figura VII.15) aquí se pueden dar algunas variantes. En la figura VII.15 se señala una construcción con dos apoyos rígidos, en tanto que en la figura VII.15 una construcción sobre un apoyo rígido y otro móvil.

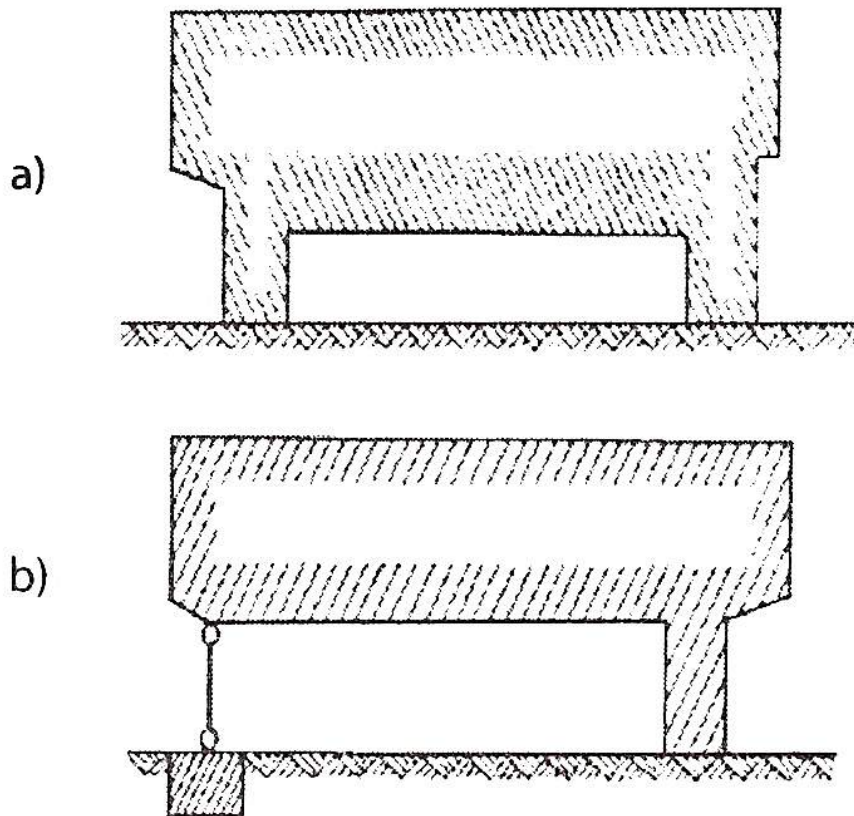


Figura VII.15.- Esquema de una obra descansando en dos apoyos: a) sobre dos apoyos rígidos, b) sobre un apoyo rígido y otro móvil.

Un especial interés reviste la protección de obras de transporte y tuberías magistrales ante las afectaciones producidas por la influencia de los trabajos subterráneos.

Para las vías férreas en particular es peligroso el asentamiento que puede sufrir el terreno de superficie, ya que esto va a influir sobre la inclinación de la vía y las condiciones normales de su explotación.

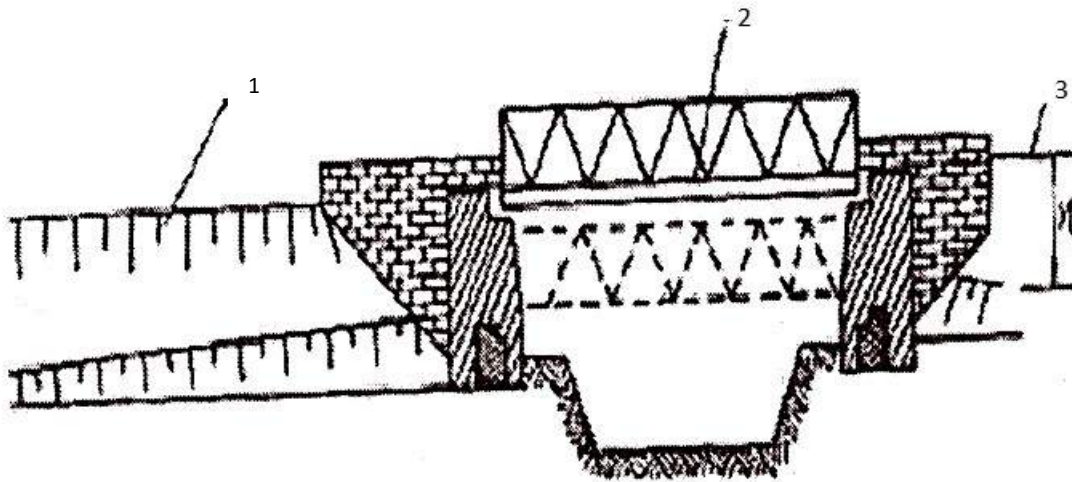


Figura VII.16.- Asentamiento del puente y sus accesos.

En la figura VII.16 se muestran algunas afectaciones que pueden tener una vía. Así se ve (señalado con el #1), una elevación del terreno, una variación de la posición del puente (#2) y un asentamiento (#3).

Otras afectaciones que pueden sufrir las vías férreas se señalan en la figura VII.17.

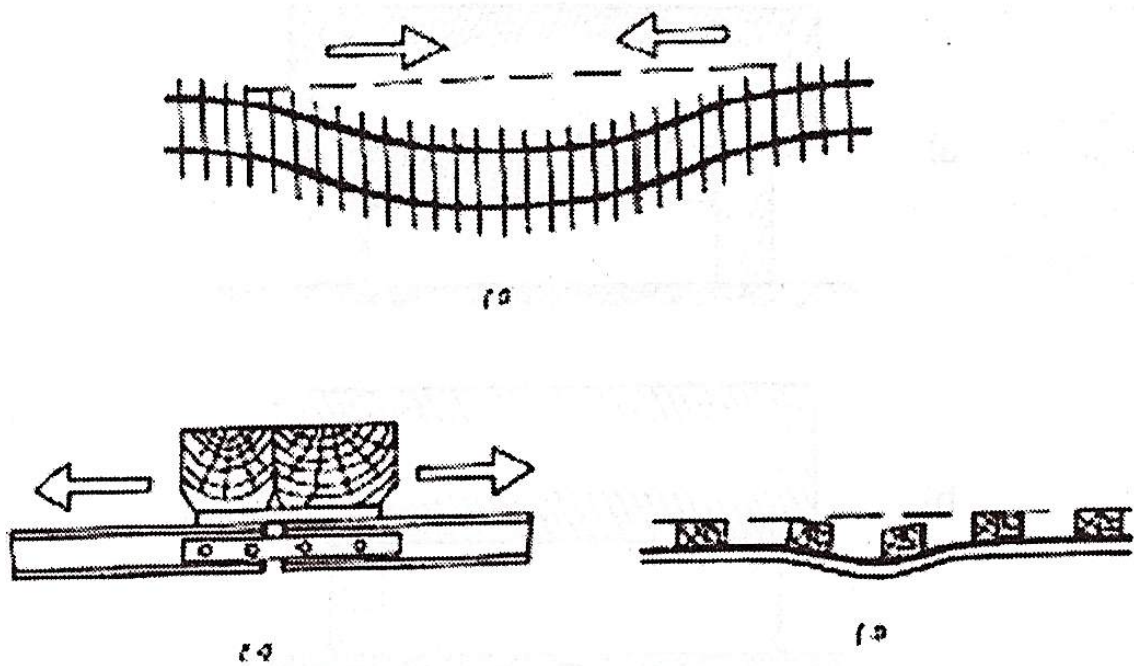


Figura VII.17.- Afectaciones de las vías férreas por la deformación del terreno de superficie:

- a) elevación de los rieles, por la deformación de compresión del terreno de superficie, b) rotura de las uniones de los rieles por las deformaciones a tracción, c) desvío transversal de la vía.**



Bibliografía

- American Society Of Civil Engineers, (1998).- Geotechnical aspects of karst terrains: Armer, Soc, Civil Engrs, Conf, Proceedings, Nashville, TN., New York, A.S.C.E.
- Blanco Torrens R. (1998).- Elementos de la mecánica de los macizos rocosos. Editorial Félix Varela, La Habana, Cuba.
- Blanco Torrens R. (1995).- Influencia de los trabajos subterráneos sobre el terreno y las construcciones de superficie. Editorial Félix Varela, La Habana, Cuba.
- Coates, D.R. (1987).- Subsurface impacts: in Human Activity and Environmental Processes, K.J. Gregory and D.E. Walling (eds), New York, John Wiley, pp 271-304.
- Cruz San Juan, J. (1977): Formas karsticas en materiales de piedemonte. *Tecniterrae*, 16 pp.50-57.
- Dearman, W.R and Coffey, J.R. (1981).- Effects of evaporate removal on the mass properties of limestone. *Bull of the Int. Assoc. of Engineering Geology*. Nº 24, pp 91-6
- Davies, W.E, and others, (1984), *Engineering Aspects of Karst: 1:7.500.000 scale map from U.S. Geol. Survey National Atlas*.
- Eraso, A (1981). New contribution to the problem of dam building in karstic regions. *Proceedings of the 8º International Congress of Speleology*, vol,1, pp 348-350.
- Eraso, A (1982). Consideraciones sobre el problema de la génesis y evolución del karst. *Reunión Monográfica sobre el karst de Larra*. pp. 367-382. Navarra.
- Eraso, A. (1986). Estimación del coste de impermeabilización en la fase de proyecto de presas en zonas kársticas. *Jornadas sobre el karst en Euskadi*. San Sebastian.
- Farkas, I. (1985). Water Control at the Kanony Bauxite Mines Company. *Mine Water (Proc. 2th Int. Congress)* pp.157-168. Granada.

- French, H.M. (ed), (1986), Focus: permafrost and ground ice: in Human Activity and Environmental Processes, K.J. Gregory and D.E. Wailling (eds), John New York, John Wiley & Sons, pp.237-269.
- Grzegorz, K.; and Jan, W. (1985). Surface protection problem in conidcions of water hazard in diaper salt mines. Mine water (Proc. 2th Int. Congress). pp. 7019-722, Granada.
- Gotz, H-J (1986). Sinkhole development near an iron mine. Comunicaciones del 9º Congreso Internacional de Espeleología, pp. 98-99. Barcelona.
- Hall, L.E. and Metcalfe, S.J. (1984) Sinkhole collapse due to groundwater pumpage for freeze protection irrigation near Dover, Florida, January 1977. E. Hydrogeology of Kartic terrains. Case histories. I.A.H., pp. 248-251.
- Hamze Guilart, M (2002).- Avaliacao de técnicas de instrumentacao para o monitoramente de deformacoes nas escavacoes subterrâneas. 1559. Dissertacao (Mestrado)-Escola Politecnica, Universidade de Sao Paulo, Sao Paulo.
- Hamze Guilart, M, Ayres Da Silva, L.A. (2005).- Aspectos referentes ao controle da subsidencia na mineracao subterrânea. Anais. Jornadas Iberoamericana sobre Cierre de Minas y riesgos Geodinámicos en Minería. Santa Cruz de la Sierra Bolivia.
- Hamze Guilart, M, Ayres Da Siva, L.A. Blanco Torrens, R (2004).- Controle da subsidencia em minas subterrâneas por medidas de intrumentacao geotécnica. In I Semana Ibero-Americana de Engenharia de Minas Anais pp 549-553. Sao Paulo.
- International Association of Engineering Geologists, (1981-1982) Bull Issue n,24 and n,25 (37 papers) devoted to Construction problems on soluble rocks (including karst): IAEG, Krefeld, Germany (distributed by U.S. Natl. Comm. On Geology, 2101 Constitution Ave. Washington, DC 20418).
- Jennings, J,N. (1985). Karst Geomorphology. Katerprint Co. Ltd, 293 pp Oxford.

- Jennings, A.N. (1985).- Karst Geomorphology: Blackwell, available from NWWA. P.O. Box 182039, Dept 017, Columbus, OH 43218.
- Kratzsch, H. (1978).- Desplazamiento de las rocas y protección de las construcciones. Editorial Nedra. Moscú.
- Kratzsch, H. (1983).- Ingeniería de la subsidencia de minas Springer Verlaq, Berlin.
- Laurent, E. (1985).- Reflexions sur la Protection des aquiferes karstiques et sur des activites humaines generatrices de karst acceleres. Les exemples du Ypurnais et de la Gileppe. Annales De la Societe Geologique Belgique. T.108, pp. 125-135.
- Moreno, I. y Pullido, A (1982). Formas "exokarsticas" en materiales de piedemonte del borde meridional de la Sierra del Maimon (Vélez Rubio, Almeria). Reunión Monográfica sobre el Karst de Larra. pp. 129-138 Navarra.
- Muller, P.A. y otros (1979).- Métodos teóricos de cálculo del desplazamiento y deformación de la superficie, provocados por la acción de los trabajos subterráneos. Editorial Ugol, Moscú.
- Nicod, J (1985). Les phenomenes karstiques, risques, "naturales". Annales de la Societe Geologique de Belgique. T.108.pp.301-302.
- Rhan, P.H (1986). Engineering geology. An Environmental approach. Editorial. Elsevier. 589 pp.
- Singh M.M (1986).- Mine Subsidence, Society of mining Engineers. Litleton. Co. 143P.
- Tennings J.M (1985).- Karst Geomorphology.-Katerprint-Oxford.
- Troester, J.W; White, E.L. and White, W,B (1984). A Comparison of Sinkhole depth frequency distributions in temperate and tropic karst regions. Proceedings of the First Multidisciplinary Conference on Sinkholes, pp 65-73, Florida.
- Trudgill, S (1985) Limestone Geomorphology. Editorial. Longman.

- Vegter, J.R (1987). Constrain on the utilization of ground water resources in dolomitic strata, South Africa. En Karst Hydrogeology: Engineering and environmental applications. pp.343-347. Florida.
- Veni, G (1987). Fracutre permeability: implication on cave and sinkhole development and their Environmental assesment. En Karst Hydrogeology: Engineering and environmental application. pp. 101-105. Florida.
- Villacís Guaranda, W (2003).- Investigaciones geotécnicas túneles de los Cerros Santa Ana y El Carmen Guayaquil-Ecuador. Editores Blanco Torrens y Carvajal Gomes Memorias. Curso Iberoamericano de Aplicaciones Geomecánicas y Geoambientales al Desarrollo Sostenible de la Minería. CYTED 2003 pp 295-310.
- Whittaker, B.N.; Reddish, D. (1989). - Subsidence; occurrence, prediction and control. Elsevier New York.

