



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – CONSTRUCCIÓN

PROYECTO DE GESTIÓN DEL RIESGO, FASE DE PLANEACIÓN E
IDENTIFICACIÓN DE RIESGO EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
DE CIMENTACIONES COMPENSADAS (CAJÓN DE CIMENTACIÓN).

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

PRESENTA:
MARTÍNEZ GARCÍA RODRIGO

DIRECTOR DE TESIS:
M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA
CIUDAD UNIVERSITARIA, 2014

MÉXICO, D. F. agosto de 2014

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M. I. Jaime Antonio Martínez Mier

Secretario: M. I. Luis Candelas Ramírez

Vocal: M. I. Agustín Deméneghi Colina

1^{er}. Suplente: M. I. Marco Tulio Mendoza Rosas

2^{d o}. Suplente: M. I. Carlos Narcia Morales

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Ciudad Universitaria, México DF.

Posgrado de la facultad de ingeniería

TUTOR DE TESIS:

M.I. Deméneghi Colina Agustín

FIRMA

**PROYECTO DE GESTIÓN DEL RIESGO, FASE DE PLANEACIÓN E
IDENTIFICACIÓN DE RIESGO EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES COMPENSADAS (CAJÓN DE CIMENTACIÓN).**

DEDICATORIA:

A todos los que se esfuerzan por tener un mejor país.



AGRADECIMIENTOS

A mi familia:

El presente trabajo se lo dedico a mi familia por brindarme su apoyo en todo momento, ser el motivo de mi esfuerzo diario y ser la base de todo mi crecimiento personal y profesional. A mi mamá por su apoyo incondicional y su gran ejemplo de lucha, trabajo y dedicación en la vida. A mi papá por su ejemplo de esfuerzo. A mis hermanos y sobrinas por su cariño, enseñanza, apoyo, comprensión y por soportar mis chistes y ocurrencias.

A mis amigos:

Son muchas las personas especiales a las que me gustaría agradecer su amistad, apoyo, ánimo y compañía en las diferentes etapas de mi vida. Algunas están aquí conmigo y otras en mis recuerdos. Sin importar en donde estén o si alguna vez lleguen a leer estas dedicatorias, quiero darles las gracias por formar parte de los eventos transcurridos durante este lapso de vida. Gracias a todos mis compañeros de clase, excluyendo a algunos mala onda, es broma, gracias a todos los compañeros sin excluir a ninguno, por los momentos compartidos y porque han estado conmigo siempre en las buenas y en las malas.

A mis profesores:

A todos mis profesores no solo de la Universidad sino de toda mi vida escolar, muchísimas gracias porque de alguna manera forman parte de lo que soy y en especial a los profesores que me reprobaron en las diversas etapas, porque eso siempre me motivó a esforzarme más en cada actividad que me disponía a realizar. A mi tutor de tesis por su total disponibilidad y ánimo en estos meses de elaboración, he aprendido mucho gracias a sus consejos y recomendaciones.

A la UNAM:

Y por último, gracias a la UNAM por todas las actividades que pude realizar en sus diversas instalaciones y en especial a la fabulosa Facultad de Ingeniería por permitirme ser uno de sus estudiantes, siempre voy a recordar sus múltiples bibliotecas, salones, laboratorios y ,en específico, sus canchas de fútbol. Los mejores viernes de mi vida.

Gracias Con todo mi $p = 1 - \sin \theta$

“PROYECTO DE GESTIÓN DEL RIESGO, FASE DE PLANEACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE RIESGO EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES COMPENSADAS (CAJÓN DE CIMENTACIÓN)”

ÍNDICE.

RESUMEN	11
1. INTRODUCCIÓN	13
1.1. Antecedentes.	15
1.2. Objetivo.	15
1.3. Organización del trabajo.	17
1.4. Alcances y limitaciones.	17
2. MARCO TEÓRICO	19
2.1. Metodología de la gestión del riesgo.	21
2.1.1. Riesgo, definición y tipos.	21
2.1.1.1. Componente del riesgo.	25
2.1.1.2. Categorías de riesgos.	25
2.1.2. Criterios de tolerancia al riesgo.	26
2.2. Plan de gestión del riesgo.	26
2.2.1. Recolección de la información.	30
2.2.1.1 Técnicas para la recopilación de información.	32
2.2.2. Identificación de riesgos.	34
2.2.2.1. Métodos para la identificación y prevención de riesgos.	39
2.2.2.2. Identificación de procesos iniciales.	39
2.2.2.3. Registro de riesgos identificados.	42
2.2.3. Análisis.	44
2.2.3.1. Evaluación del riesgo.	44
2.2.3.2. Matriz de valoración.	46
2.2.3.3. Análisis cualitativo de riesgos.	47
2.2.3.4. Análisis cuantitativo de riesgos.	50
2.2.3.4.1. Análisis de sensibilidad.	51
2.2.3.4.2. El teorema de Bayes.	52
2.2.3.4.3. Criterio de dominancia estocástica.	52

3.4.2.3. Relación agua / cemento.....	131
3.4.2.4. Ejemplo de dosificación del concreto.	133
3.4.2.5. Exposiciones especiales.....	137
3.5. Consideraciones adicionales.	137
3.5.1. Control del flujo de agua.	138
3.5.2. Estructura de protección.....	140
3.5.2.1. Tablestacas.....	141
3.5.2.2. Muro Berlín.	144
3.5.2.3. Pilas secantes.	145
3.5.2.4. Muro Milán.....	146
3.5.2.5. Lodos estabilizadores.	148
3.5.2.6. Zanjas guías y brocales.	149
3.5.3. Cimentaciones en rellenos.	150
3.5.4. Cimentación sobre rellenos controlados.	150
3.5.5. Asentamiento por consolidación de suelos subyacentes.	150
3.5.6. Instrumentación en campo.	152
4. RIESGO EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES COMPENSADAS.	153
4.1. Excavación.	155
4.1.1. Accesos.....	159
4.1.2. Equipo de excavación.....	160
4.1.3. Control de la excavación de zanjas.	161
4.1.3.1 Movimientos asociados a la excavación.	162
4.1.3.2. Taludes y estructuras temporales.	163
4.1.4. Fallas por subpresión en estratos permeables.	169
4.1.5. Estabilización de suelos.....	169
4.2. Mejoramiento del suelo.....	170
4.2.1. Compactación.....	171
4.2.2. Precargas.....	174
4.2.3. Geosintéticos.....	176
4.3. Proceso constructivo del cajón.	178
4.3.1. Acero de refuerzo suministro y almacenamiento.....	180

4.3.1.1. Protección contra la corrosión.	183
4.3.1.2. Habilitado.	185
4.3.2. Cimbra.	192
4.3.2.1. Medidas de protección.	194
4.4.3. Colocación del concreto.	198
4.3.3.1. El concreto y sus características.	201
4.3.3.1.1. Características físicas y químicas del agua y los aditivos.	209
4.3.3.2. Defectos en el concreto.	211
4.3.3.3. Cumplimiento de la resistencia.	216
4.3.3.4. Juntas.	220
4.4. Estanquidad del cajón.	222
4.4.1. Manejo del nivel de aguas freáticas y condiciones adversas.	225
4.5. Revisión de cimentación.	228
4.5.1. Supervisión durante la construcción.	229
4.5.2. Control de calidad.	231
4.5.3. Observación del comportamiento de la cimentación.	233
CONCLUSIONES	235
REFERENCIAS	241
APÉNDICES	249
A-1 COMPENDIO DE EJERCICIO DE MECÁNICA DE SUELOS	251
A-2 COMPENDIO DE EJERCICIO DE CIMENTACIONES.	271
A-3 FACTORES DE CONVERSIÓN.....	313
ANEXOS	317
Análisis probit.....	319
Mortalidad por hemorragia pulmonar.	321
Ruptura del tímpano.	322
Desplazamiento del cuerpo	323
Mortalidad por impacto en la cabeza.	323
Mortalidad por impacto en todo el cuerpo.	324
Efectos de fragmentos.	324

RESUMEN

En este trabajo se desarrolla la fase de planeación e identificación del riesgo, correspondiente a la metodología de gestión del riesgo, dentro de la etapa de diseño (diseño geotécnico) y construcción de cajones de cimentación en condiciones desfavorables. Con el objetivo de optimizar el ciclo de vida del proyecto, previendo actividades inadecuadas que puedan originar modificaciones no previstas en el plan de obra original o al desempeño de la cimentación durante su vida útil.

En el análisis se consideran la incertidumbre en el comportamiento del terreno en donde se desplantará la cimentación, materiales, método constructivo, abatimiento del nivel de aguas freáticas, entre otros aspectos. Valorando conjuntamente el correcto desarrollo, las medidas preventivas y mecanismo de seguimiento que permitirá llevar un registro de todas las actividades realizadas, agilizando la toma de decisiones.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes.

La gestión del riesgo tiene su principal indicio al principio de la década de 1970, con el surgimiento del PERT (método de planeación, evaluación y control de proyectos) por parte de la *Naval Special Project Office* en colaboración con *Lockhead, Allen and Hamilton Internacional I.N.C.* Este método de programación se aplicó inicialmente en el proyecto “Polaris” con el propósito de minimizar los tiempos de ejecución.

El uso de este nuevo método cambió los paradigmas de la construcción, ya que hasta antes de la formulación del PERT solo existían dos métodos para pronosticar los riesgos en el desarrollo de las actividades. El primer método, consistía en transferir el riesgo al cliente al incrementar el presupuesto. Mientras que en el segundo se obligaba a los contratistas a brindar los precios más bajos con tal de garantizar su participación dentro del proyecto.

Posteriormente se implementaron otras herramientas para la identificación de fallas, por ejemplo: el uso de diagramas de influencia, diagramas de *Ishikawa* y revisiones históricas, dando como resultado datos que estarán sujetos a diversos factores que no se consideraron en el análisis. En respuesta a la necesidad de contar con métodos especializados que tomen en cuenta la complejidad de las actividades con los factores que intervienen, es que surge la administración del riesgo. Esta nueva metodología básicamente se encarga de desarrollar y aplicar técnicas de identificación, evaluación y de respuesta a los eventos adversos con el objetivo de facilitar la toma de decisiones, garantizando, así, una administración eficiente entorno a los factores económicos, calidad y de tiempo.

1.2. Objetivo.

Desarrollar y aplicar criterios y métodos útiles que agilicen la formulación de recomendaciones en el diseño y construcción de cajones de cimentación, contemplando las condiciones más desfavorables. Tales criterios se basarán en análisis de la gestión de riesgo.

Objetivos particulares.

- Desarrollar un **documento de utilidad** que integre los procesos adecuados para la elaboración de cajones de cimentación, describiendo la mayor cantidad de elementos que intervienen en su análisis y construcción, vislumbrando las acciones adversas que puedan afectar las actividades.
- Promover una cultura preventiva en los procesos que se desarrollen dentro de la industria

de la construcción.

- Contribuir al mejoramiento de las condiciones de trabajo, previendo fallas y accidentes. Promoviendo la seguridad en todos los aspectos que implica el proyecto de cimentación.

Objetivo capítulo 1:

- Describir la metodología de la gestión del riesgo en forma general.

Objetivo capítulo 2:

- La información contenida en este capítulo estará orientada a ejemplificar los pasos a seguir en el dimensionamiento de la cimentación y de los materiales que lo integren, utilizando un nivel estándar de la terminología.

Objetivo capítulo 3:

- Señalar los procesos más utilizados para el desarrollo de la cimentación.
- El análisis, la planificación y el control de todos los posibles factores de riesgos existentes.
- Establecer medidas preventivas.

Metas.

Metas del capítulo 1

- Resumir los pasos a seguir para la elaboración de un plan de gestión de riesgo.
- Señalar la importancia de contar con el análisis de riesgo dentro de la industria de la construcción.

Metas del capítulo 2

- Integrar un ejemplo de dimensionamiento de cajón de cimentación.
- La información plasmada en este capítulo será tratada en forma clara y concisa, siempre teniendo en cuenta que la misma está orientada al ámbito de la construcción.

Metas del capítulo 3

- Recopilar información referente a las fallas más comunes que pueden llegar a presentarse en excavaciones de mediana profundidad, mecanismos de retención de las paredes y mejoramiento del suelo.
- Definir los procesos que garanticen un comportamiento adecuado de las actividades que integran la construcción del cajón de cimentación.
- Detectar riesgos potenciales presentes en este tipo de trabajos.
- Reflexionar sobre posibles medidas preventivas.

1.3. Organización del trabajo.

El capítulo 2 describe las bases teóricas necesarias para iniciar el análisis del riesgo, integrando conceptos básicos y formatos para el registro de los eventos.

Posteriormente, en el capítulo 3 se exponen las actividades correspondientes al diseño de cajones de cimentaciones. En este sentido, y para dar una idea adecuada al tema, se exponen ejemplos de dimensionamientos.

En el capítulo 4 se señalan las actividades que intervienen en la etapa constructiva, describiendo prácticas adecuadas y contemplando la incertidumbre que se presentará dentro de las actividades.

A continuación, en el capítulo 5 se presentan las conclusiones derivadas de la presente investigación, considerando la gestión de riesgo como parte fundamental de una correcta ejecución de obra.

1.4. Alcances y limitaciones.

La gestión del riesgo implementado en el presente trabajo, se desarrollará únicamente en la fase de planeación e identificación del riesgo, describiendo las actividades que intervienen en el diseño y construcción de cajones de cimentación.

La descripción será en forma general, contemplando los factores más recurrentes que pueden originar modificaciones al programa de obras o alteraciones en el comportamiento de la estructura.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Metodología de la gestión del riesgo.

La gestión del riesgo se define como el proceso de identificar, analizar y cuantificar las probabilidades de pérdidas y efectos secundarios que se originan de los desastres, así como de las acciones preventivas, correctivas y reductivas. La gestión del riesgo tiene por objetivo detectar las vulnerabilidades que se puedan presentar durante el desarrollo de un proceso, analizando soluciones que ayuden a mitigar o minimizar su impacto. A su vez, la gestión del riesgo puede contemplar objetivos particulares, mismos que estarán definidos por la entidad que desarrolle el proceso, estos objetivos se determinan conforme a las políticas internas de la misma. Por ejemplo, exactitud y respeto en la fecha de entrega de proyectos, bajo costo de ejecución, etc. La aplicación de estos objetivos ayudarán al posicionamiento de cada empresa que ejecute la gestión del riesgo, incrementando su reconocimiento y fortaleciendo su presencia dentro del mercado. Algunos objetivos pueden ser:

- Reducción de costos.
- Incrementar las expectativas del cliente.
- Mejorar la capacidad de respuesta de la empresa.
- Facilitar el desarrollo del programa de obra del proyecto.
- Disminuir condiciones adversas dentro de la obra.
- Alcanzar los objetivos de la empresa evitando pérdidas innecesarias.
- Asegurar tiempos de entrega.
- Mantener condiciones seguras de trabajo.
- Elevar la moral de los trabajadores por concepto de seguridad y eficacia.
- Simplificar estrategias.
- Incrementar la eficiencia en el uso del dinero.

2.1.1. Riesgo, definición y tipos.

- **Riesgo:** Es la probabilidad de ocurrencia de un evento (suceso) o condición que cause un efecto positivo o negativo sobre el sistema o proceso en consideración (proyecto), modificando la planeación original. Los riesgos pueden ser interdependientes entre sí; la respuesta a un riesgo puede provocar un nuevo evento o aumentar el impacto de uno ya existente.
- **Proyecto:** Es un esfuerzo temporal y organizado para crear un producto único que no se volverá a realizar con las condiciones y especificaciones dadas; por lo tanto, se deberá asegurar el éxito en su desarrollo, esto implicará fundamentalmente tomar las decisiones correctas en el momento oportuno, usualmente en condiciones de incertidumbre, implicando el uso de suposiciones.

- **Suposiciones:** Las suposiciones son afirmaciones aceptadas como reales pero que en su planteamiento no integran pruebas que las sustenten. Esta condición puede cambiar conforme avance el proyecto y se obtenga información que precise lo anteriormente planteado. Las suposiciones y los riesgos contemplan características similares, una de ellas es la incertidumbre, que es el grado de desconocimiento de un hecho el cual no puede tener las características de la probabilidad, dado que no se cuenta con un mecanismo numérico para su análisis e interpretación y estará sujeta a la experiencia de cada área que intervenga en el proyecto.
- **Incertidumbre de estimación:** Los valores tienen características optimistas, lo que conlleva a un mayor riesgo.
- **Incertidumbre de riesgo:** Comúnmente son riesgos de tipo discreto, con un rango de impacto alejado de los valores de la incertidumbre por estimación.
- **Incertidumbre basada en la ambigüedad:** Están basadas en una ocurrencia fija con un impacto indefinido.

Los riesgos que son amenazas para el proyecto pueden ser aceptados si el riesgo está en equilibrio con el beneficio que puede obtenerse al tomarlo. El riesgo se puede percibir con señales de alerta o indicadores de que un riesgo ha ocurrido (eventos iniciadores), un ejemplo es el caso de testigos de concretos colocados a una distancia apropiada de una excavación profunda, el cual señalará la magnitud de los desplazamientos originados en el suelo. Esto determinará la necesidad de una acción preventiva o correctiva (entrada a otro evento).

El tiempo afecta la percepción del riesgo, originando que sea aceptado en determinadas situaciones en el que los beneficios y oportunidades potenciales sean mayores, la percepción cambia originando:

- Incertidumbre: El acontecimiento puede o no ocurrir.
- Pérdida potencial: Si el acontecimiento se origina puede generar consecuencias no deseadas o pérdidas, las pérdidas asociadas con cada riesgo se consideran diferentes.

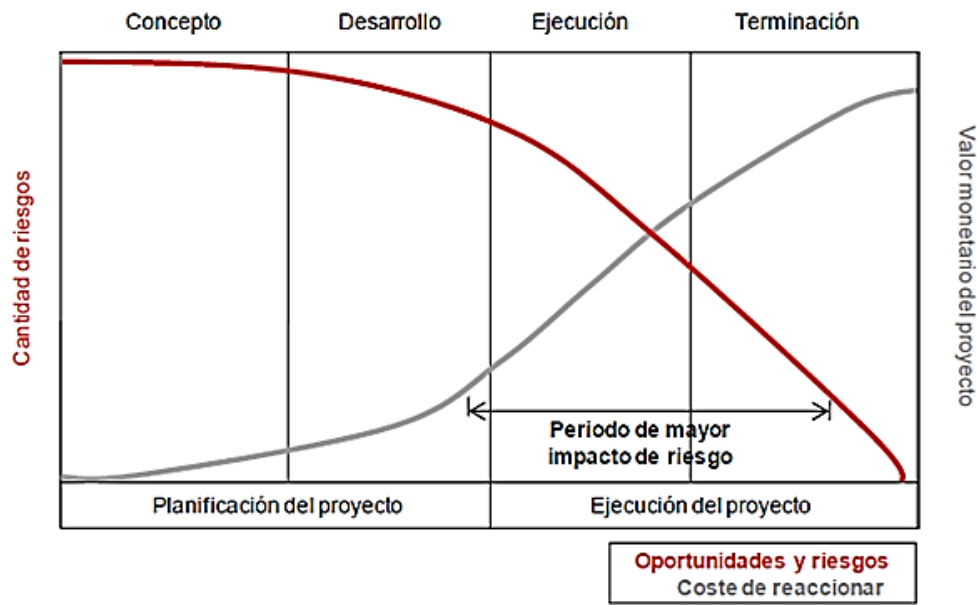


Figura 2.1. Relación costo- riesgo, (PMBOK®, 2004).

El comportamiento de las oportunidades durante el desarrollo del proyecto puede variar debido a cambios inesperados en la planeación o por el hecho que no fueron correctamente ejecutados, estos hechos se pueden denominar “errores por desviación de objetivo”. Algunos ejemplos de errores por desviación de objetivos pueden ser:

- Errores por desviaciones de hechos registrados.
- Errores por mal uso de procedimientos o aplicaciones incorrectas.
- Errores por desviaciones de procedimientos de seguridad.
- Errores por desviaciones de métodos, procesos y procedimientos correctos.
- Errores por desviaciones de reglas, regulaciones o leyes.
- Errores por desviaciones de valores correctos.
- Errores por rechazos de mejoras, mejores métodos, técnicas más eficientes.
- Errores de juicio o toma de decisiones.
- Errores derivados de diagnósticos incorrectos de situaciones de problemas.

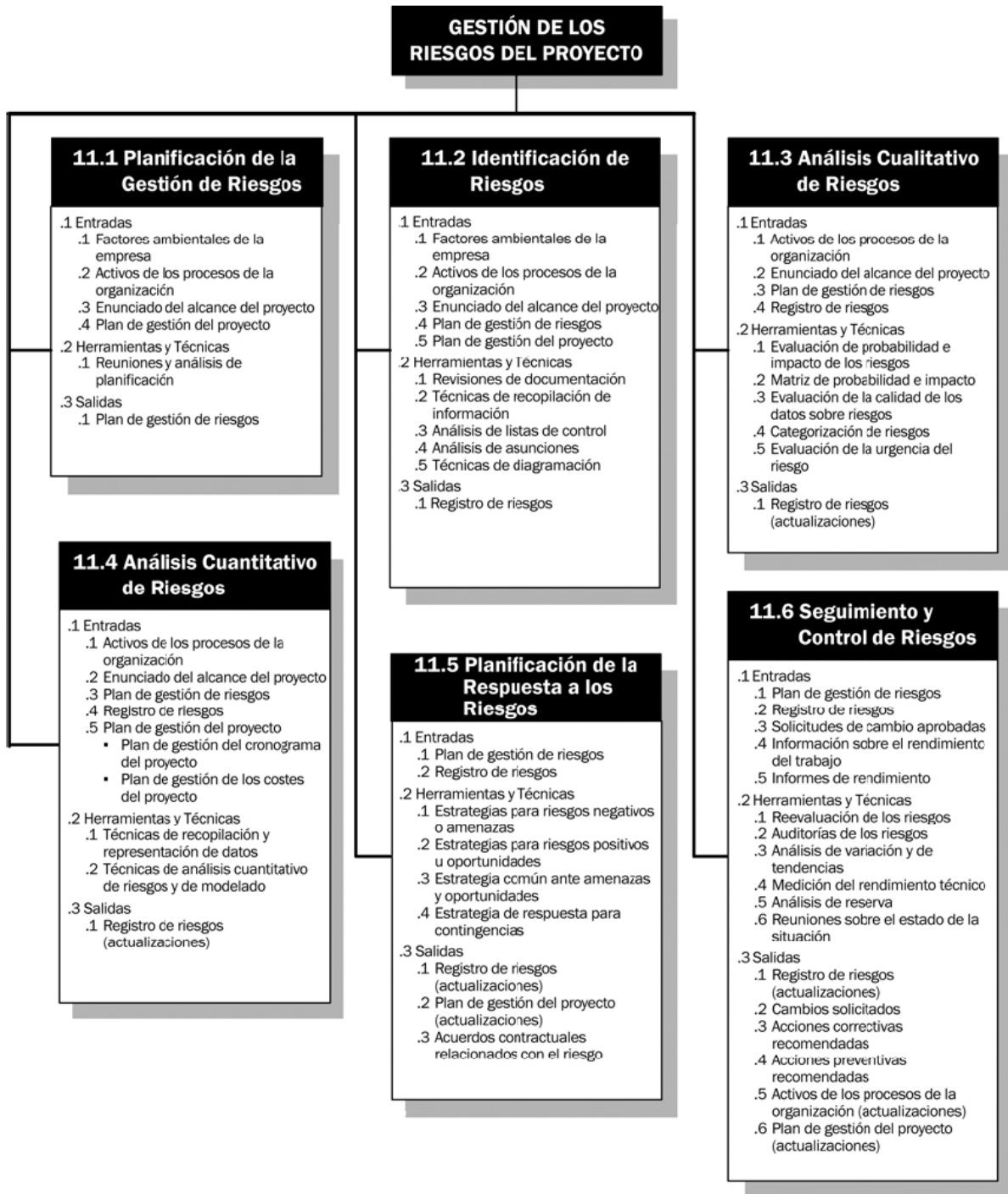


Figura 2.2. Descripción general de la gestión de los riesgos del proyecto, (PMBOK®, 2004).

2.1.1.1. Componente del riesgo.

El riesgo implica múltiples características que dificultan su análisis, entre sus componentes se encuentra el evento, que es un hecho o una serie de acontecimientos que afectan la planificación, facilitando o dificultando el desarrollo de una actividad o de todo el programa de obra. El evento puede pertenecer a hechos relacionados con el ámbito interno (manejo del programa de obra) o puede corresponder a factores externos que están fuera de manejo de la empresa, en gran medida suelen ser inevitables. Otro componente es la ocurrencia del evento, en donde se simboliza la frecuencia con la que se puede presentar en un determinado tiempo o lugar, constituido por un valor numérico, el cual señala el grado de importancia que presenta y originando el tercer componente, el impacto. El impacto puede tomar dos características, ser positivo o adverso, el positivo ocurre cuando el evento genera mejoras en el proyecto, por ejemplo, incrementando las utilidades o agilizando los tiempos de maniobra, optimizando el programa de obra, esta característica no es cotidiana. En resumen, el riesgo contempla tres componentes básicos:

- Evento: Cambio inesperado en la ejecución del proyecto.
- Probabilidad: Ocurrencia del evento.
- Impacto: Modificación positiva o adversa en la planificación.

2.1.1.2. Categorías de riesgos.

Los riesgos se pueden clasificar ya sea por áreas de trabajo o por información recabada, la clasificación tendrá la finalidad de agrupar los eventos con mayor posibilidad de fallas dentro de áreas específicas para facilitar su oportuna y expedita respuesta, agilizando el manejo de las mismas. Algunas categorías suelen ser:

- **Riesgos de proyectos:** Afectan la planificación, el costo y la calidad durante su desarrollo. Se deben identificar los problemas potenciales que se pueden presentar en torno al presupuesto, programa de obra, manejo del personal, disponibilidad de recursos, comunicación con los proveedores y el cliente, etc.
- **Riesgos técnicos:** Afectan la calidad y el seguimiento del programa de obra, se deben identificar posibles problemas de incertidumbre técnicas, ambigüedades de especificaciones, diseño, procesos constructivos, obsolescencia técnica, inspección, mantenimientos, etc.
- **Riesgos convencionales:** Relacionados con la actividad y el equipo que se requiere para su ejecución.
- **Riesgos específicos:** Correspondientes a una actividad que implique el uso de productos o maniobras que por su naturaleza puedan presentar afectaciones en la planificación original.

- **Riesgos mayores:** Asociado con accidentes o acontecimientos excepcionales.
- **Riesgos conocidos:** Son aquéllos que se pueden predecir después de una evaluación del plan de proyecto y con la información que se tenga respecto a las características relevantes y fiables.
- **Riesgos predecibles:** Están sujetos a la información recabada de obras ya ejecutadas.
- **Riesgos impredecibles:** Están sujetos a suposiciones.

2.1.2. Criterios de tolerancia al riesgo.

A continuación se describen algunos criterios para valorar las acciones en torno al desarrollo de las actividades.

Tabla 2.1. Criterios.

Criterios de tolerancia	
Riesgos	Acciones
Imperceptible	No se requieren acciones adicionales a las previstas en el programa de obra.
Permisible	Se considerarán soluciones con mayor índice de rentabilidad, se requiere de verificación periódica para asegurar la eficacia de las medidas de control.
Moderado	Se deben de tomar medidas para reducir el riesgo, determinando el tiempo adecuado para el desarrollo de la actividad, cuando el riesgo moderado esté asociado con consecuencias dañinas, se establecerán las acciones posteriores para determinar con mayor precisión la probabilidad de daño.
Importante	Cuando el riesgo corresponda a un trabajo que se está realizando, deberá remediarse el problema en un tiempo inferior al del riesgo moderado, siempre contemplando en el análisis económico un aumento de los recursos asignados para el desarrollo de la actividad en cuestión. La actividad se suspenderá hasta que los mecanismos de reducción garanticen la seguridad de la obra.
Intolerable	La actividad se suspenderá hasta que se reduzca el riesgo. Si esto no es posible, incluso con incrementos en los recursos, ésta actividad deberá prohibirse.

2.2. Plan de gestión del riesgo.

El plan de gestión del riesgo detalla las estrategias a seguir por parte de una empresa durante la ejecución de algún proyecto, describiendo un comportamiento aproximado de cada actividad, con el propósito de facilitar el intercambio entre riesgo y desempeño durante la vida del proyecto, permitiendo prácticas más eficientes en:

- Evaluación progresiva.

- Estrategias para resolverlos.
- Estimación de riesgos.
- Identificación de riesgos.
- Análisis de riesgos.
- Evaluación.
- Control.
- Planificación.
- Supervisión.

El plan debe describir la metodología a emplear dentro del análisis, el cual incluirá las técnicas de recopilación de la información y las herramientas utilizadas. Al incrementarse la complejidad de los procesos, el nivel del riesgo aumentará paulatinamente, debido a esto, es fundamental contar con una metodología formal, estandarizada y detallada para evaluar los efectos que se presenten, otras características que deberá incluir son:

- Período de evaluación.
- Probabilidades de impacto de los riesgos históricos ya identificados por la empresa.
- Matriz de probabilidades e impactos.
- Criterios de tolerancia.
- Formatos de informes.
- Formatos de seguimientos.

El plan de gestión se puede disponer en 4 fases: La primera de ella corresponde a la identificación del riesgo, que es la observación de las actividades para predecir los eventos que puedan afectar el proyecto, documentando las características de estas acciones. La segunda fase, denominada análisis de riesgo, es donde se desarrollarán estudios de carácter cualitativo (en caso de no contar con suficiente información) o cuantitativo, priorizando sus efectos sobre los objetivos planteados en el proyecto inicial; con el fin de medir la probabilidad de ocurrencia y consecuencias de los riesgos dentro de las actividades, estimando el impacto. Posteriormente se inicia la tercera fase, correspondiente a la planificación de la respuesta al riesgo, en donde se describirán protocolos de acción para el manejo de riesgos identificados y actividades con tendencia a fallas o que puedan originar afectaciones en el desarrollo del proyecto. En el protocolo se deberán detallar los procedimientos y las técnicas adecuadas, para aumentar las oportunidades y modificar las probabilidades de ocurrencia de los eventos adversos, reduciendo, de esta forma, las amenazas que pudiesen llegar a ocurrir. La cuarta fase, control y monitoreo de riesgos, estará integrada por actualizaciones en el avance de las actividades ejecutadas, revisión del riesgo y planes de respuesta. Estas actualizaciones facilitarán el monitoreo durante el desarrollo del proyecto.

Estrategias implementadas para la reducción y manejo del riesgo:

- Control riguroso en las fuentes de mayor ocurrencia o incidencias de eventos adversos.

- Disminución en la ocurrencia.
- Eliminar maniobras innecesarias con alta probabilidad de fallas.
- Control oportuno de impacto.
- Mitigación de impacto, contemplando el tiempo de reacción, el manejo económico del proyecto y la seguridad del personal.
- Proyectar un plan de manejo.
 - Manejo del riesgo.
 - Transferencia del riesgo (contratación de seguros).
 - Cambiar responsabilidad o la carga de las consecuencias.
 - Compartir el riesgo.
 - Subcontratación en las actividades con mayor incidencia de fallas, aprovechando la experiencia del subcontratista en el manejo de determinadas actividades.
 - Aceptación de actividades riesgosas contemplando la reparación de los daños dentro del análisis económico del proyecto.

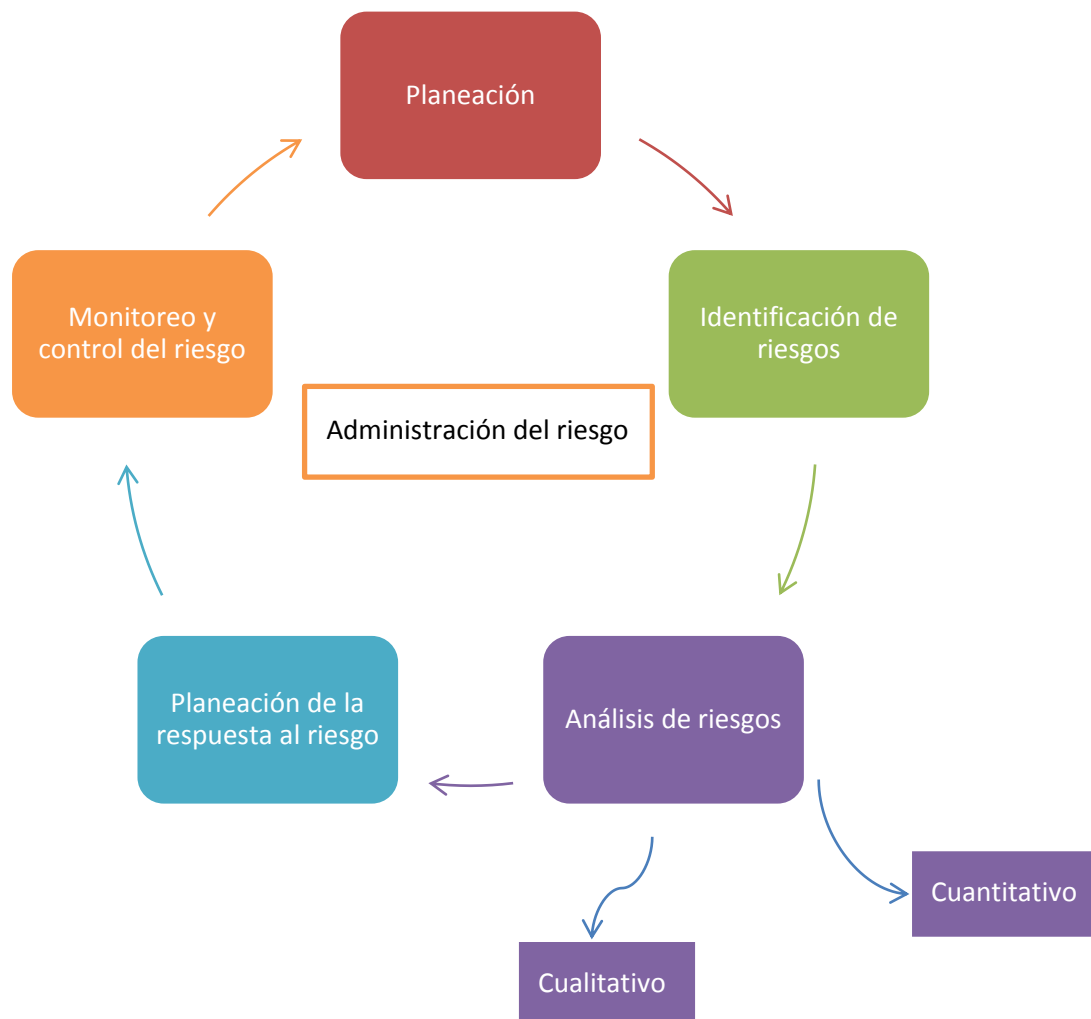


Figura 2.3. Plan de gestión de riesgo – fases.

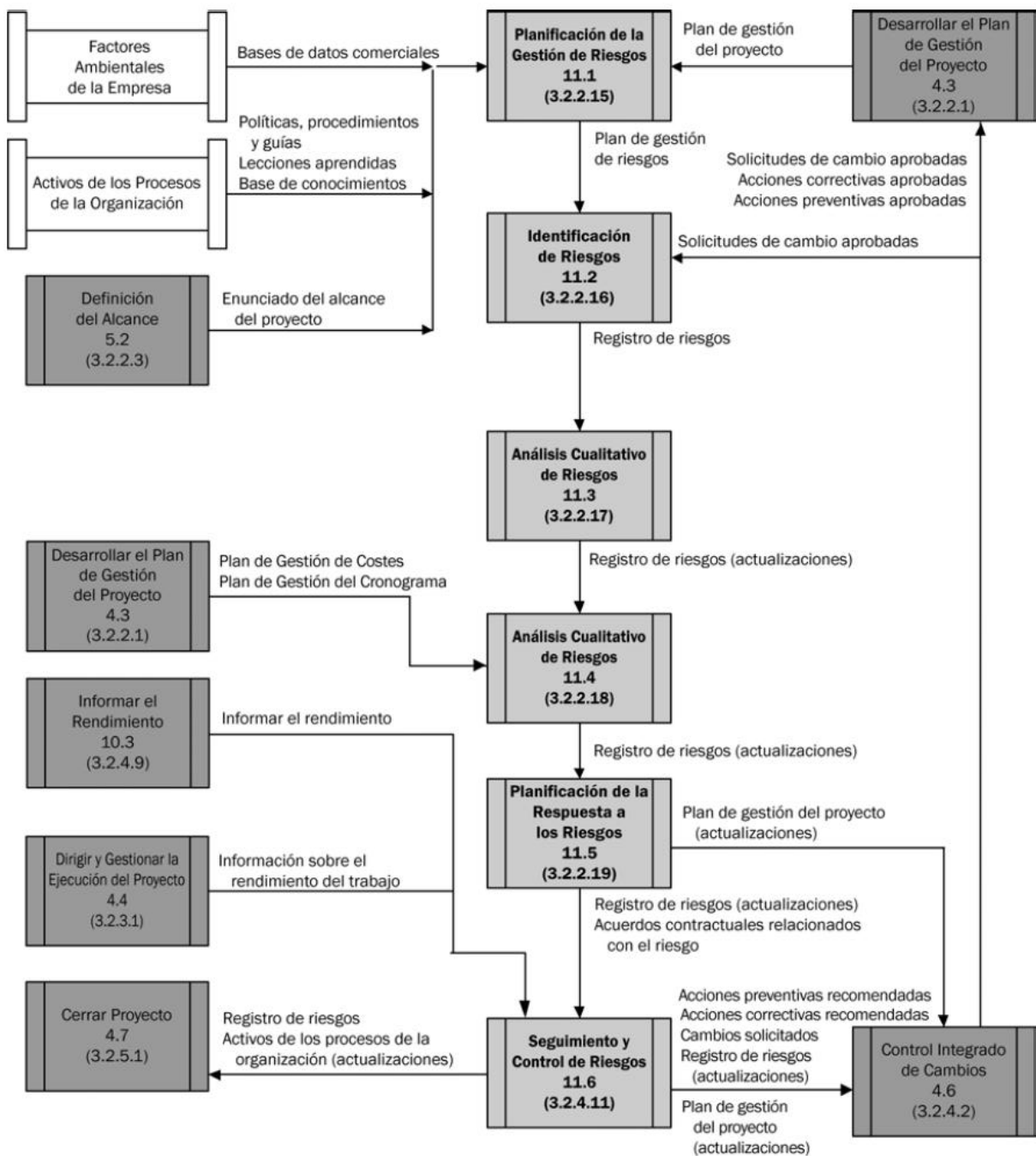


Figura 2.4. Diagrama de flujo de procesos de gestión de los riesgos del proyecto, (PMBOK®, 2004).

2.2.1. Recolección de la información.

Existen múltiples formas de adquirir la información, algunas fuentes pueden corresponder a mecanismos tan simples como la aplicación de encuestas a trabajadores que intervienen directamente en las actividades, esta encuesta ayudará a identificar los elementos que presenten posibilidad de fallas o que sean riesgosas para el trabajador. Este proceso se implementará en todas las áreas que integran la empresa, empezando con una revisión exhaustiva de los registros de proyectos ejecutados con anterioridad, en caso de no contar con información suficiente, se puede proceder a la recopilación externa de la información, por ejemplo: comparación con proyectos realizados por empresas similares. Otras fuentes de información pueden ser:

- Fallas en el campo de uso, quejas de clientes externos, etc.
- Propuestas de usuarios clave dentro de la organización: gerentes, administradores, supervisores, profesionistas, sindicato, etc.
- Propuestas a través de esquemas formales de sugerencias.
- Estudios de campo sobre las necesidades de los usuarios.
- Datos sobre medidas de rendimiento de los competidores (tomados de usuarios y pruebas de laboratorio).
- Comentarios sobre gente clave fuera de la organización: clientes, proveedores, revistas especializadas, etc.
- Encuestas a clientes.
- Encuestas a empleados.
- Diagrama de Pareto (Wilfredo Pareto, 1800).
- Lluvias de ideas.
- Diagrama de árbol.
- Diagramas de causa – efecto.
- Diagramas de control.
- Diagrama de flujo.
- Diagrama de influencia.

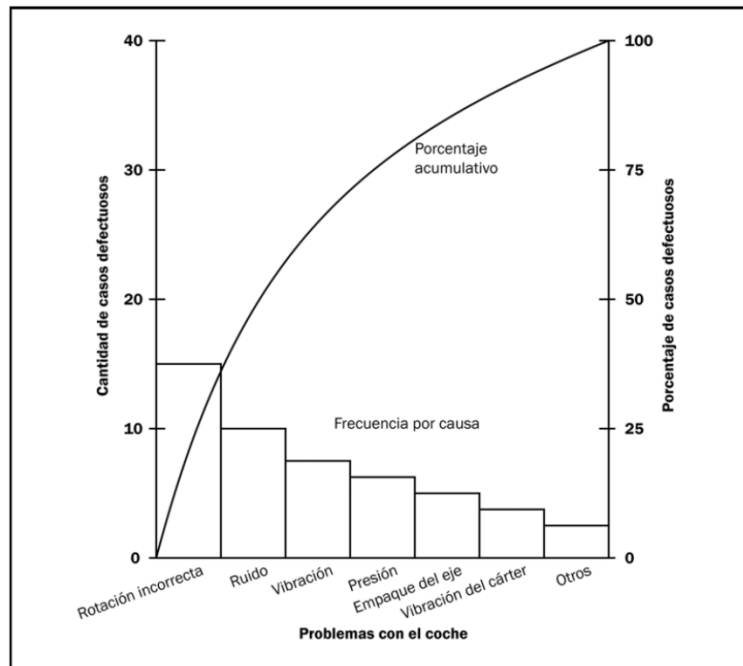


Figura 2.5. Ejemplo de diagrama de Pareto (PMBOK®, 2004).

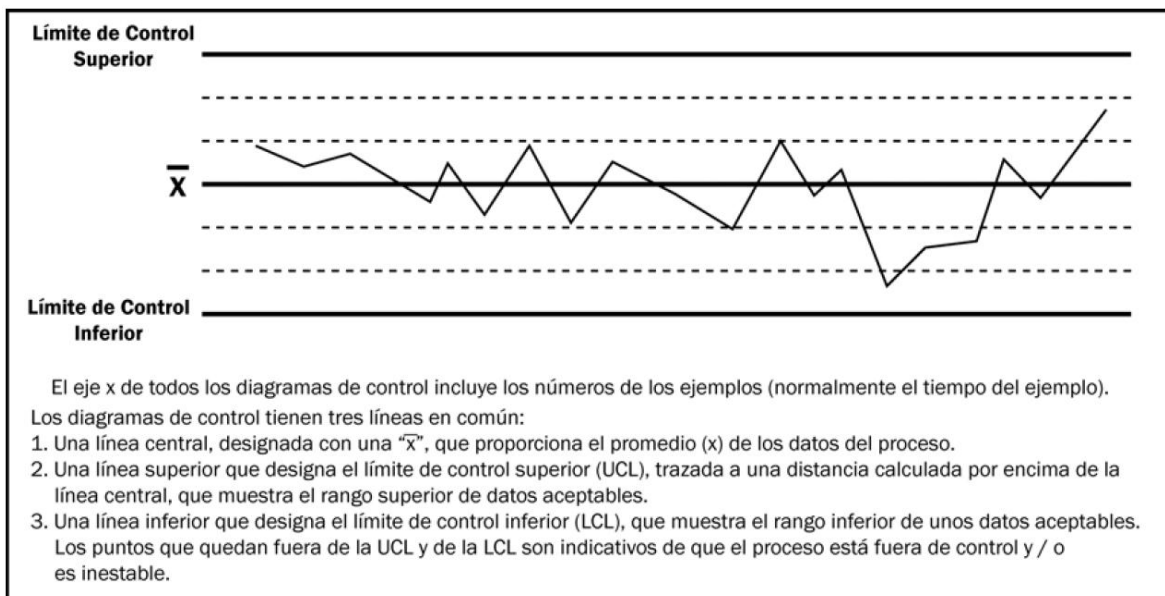


Figura 2.6. Ejemplo de un diagrama de control de rendimiento del cronograma de proyecto (PMBOK®, 2004).

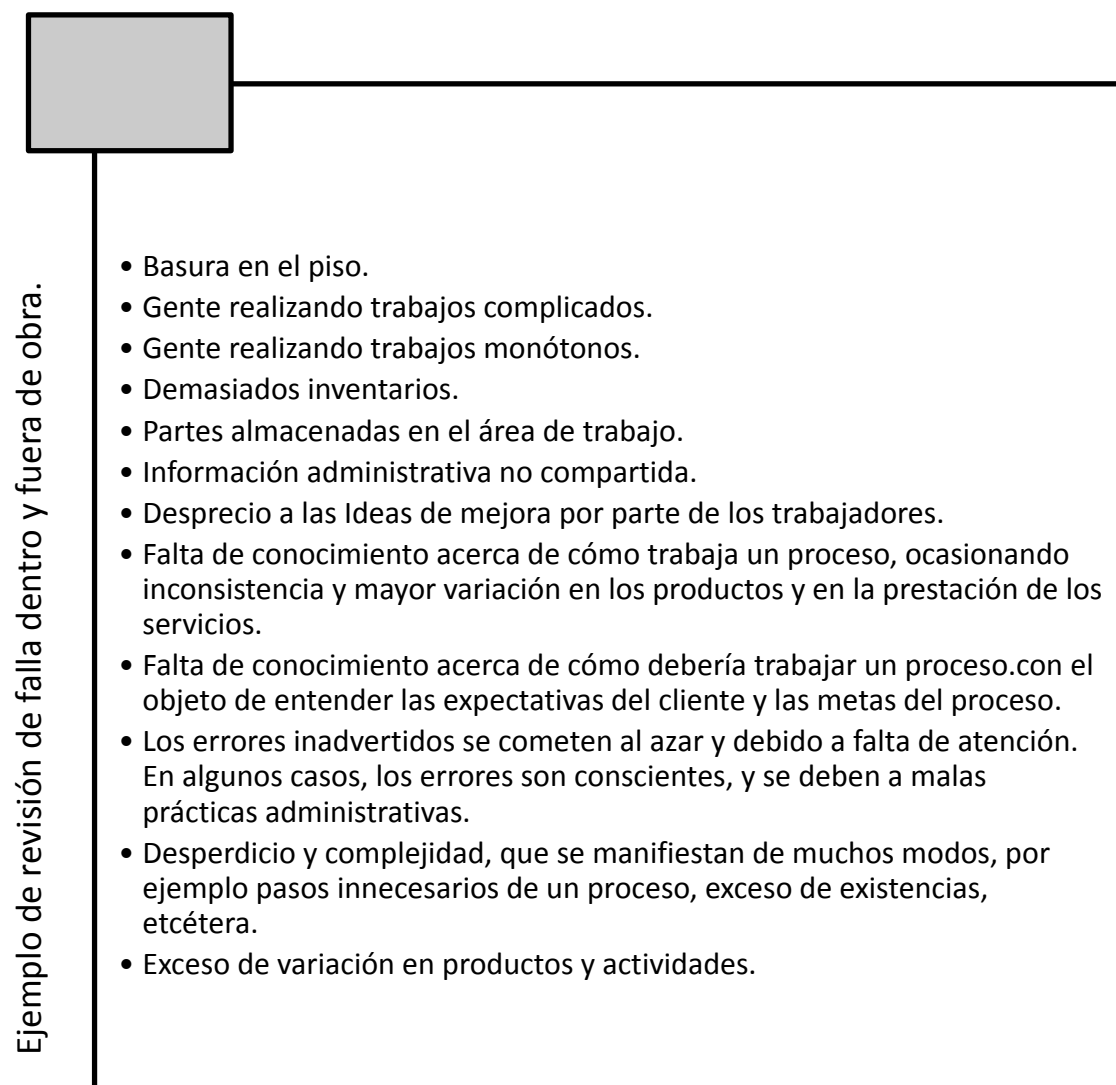


Figura 2.7. Revisión de fallas.

2.2.1.1 Técnicas para la recopilación de información.

Las herramientas más utilizadas suelen ser: árboles de objetivos, mapas conceptuales, conferencia de búsqueda, diagrama de Ishikawa y los mapas mentales, mismo que se implementan por su facilidad y el rápido desarrollo que comprenden. A continuación se describen estas herramientas:

Árbol de objetivo: La finalidad básica de la técnica es estructurar y valorar los objetivos de sistemas complejos en la organización, es decir, que no está claramente definido. Este tipo de sistemas consideran situaciones donde no se tiene un control absoluto de todos los factores que lo

afectan. La técnica de árboles tiene variantes en su uso, según el punto de partida, como:

- Un problema definido o focalizado.
- Un problema no definido.
- Un objetivo a cumplir o una idea a realizar.

Pasos a seguir para su elaboración:

1. Identificación del problema central.
2. Determinar los efectos dentro de la estructura.
3. Definir el objetivo central y fines.
4. Lluvia de ideas.
5. Generación de alternativas de solución.

Mapa conceptual: Un mapa conceptual es una herramienta para la organización y representación del conocimiento. Tienen su origen en las teorías sobre la psicología del aprendizaje de David Ausubel enunciadas en los años sesenta. Su objetivo es representar relaciones entre conceptos en forma de proposiciones. Los conceptos están incluidos en cajas o círculos, mientras que las relaciones entre ellos se realizan mediante líneas que los unen. Las líneas, a su vez, tienen palabras asociadas que describen cuál es la naturaleza de la relación que liga los conceptos.

El mapa conceptual puede tener varios usos, por ejemplo:

- Generar ideas (lluvia de ideas).
- Diseñar estructuras complejas.
- Comunicar ideas.
- Explorar los conocimientos previos.
- Clasificación.

Pasos para elaborar un mapa mental.

- 1- Selecciona un tema.
- 2- Agrupar.
- 3- Ordenar.
- 4- Representar.
- 5- Conectar la información.

Conferencia de búsqueda: es un método grupal para la planeación estratégica participativa. Consiste esencialmente en un evento en el que participan todas las partes involucradas en una situación problemática y del cual surgen ideas compartidas en un ambiente de colaboración voluntaria. Este método es de gran utilidad ya que puede emplearse en diversos ámbitos como la

organizacional, ejecución de maniobra o ventas; algunos ejemplos son:

- 1- Apoyo al desarrollo de las comunidades.
- 2- Reorganización de la empresa.
- 3- En etapas de desarrollo organizacional de la empresa.
- 4- Para distribuir la carga de trabajo y las responsabilidades.
- 5- Solución de conflictos.

Diagrama de Ishikawa: también llamado “diagrama de causa-efecto”, es una de las múltiples herramientas surgidas a lo largo del Siglo XX dentro de la industria y posteriormente en el de los servicios. Sirve para facilitar el análisis de problemas y sus soluciones en esferas como lo son: calidad de los procesos, los productos y servicios. Adicionalmente, el diagrama de causa efecto, como herramienta principal, nos permite establecer a simple vista una visión de los motivos de falla.

Mapa mental: es un diagrama donde se representan gráficamente ideas, palabras o conceptos emanados de una idea central. Su función principal es gestionar y potenciar el flujo de información entre nuestro cerebro y el exterior, conectando semántica y jerárquicamente diferentes tipos de concepciones.

2.2.2. Identificación de riesgos.

La identificación del riesgo se empleará para detectar los posibles accidentes que puedan surgir al realizar alguna de las actividades contempladas en el plan de obra, mismas que se fraccionan en tres fases primordialmente. Estas son: la preparación, el desarrollo del estudio y la documentación. La preparación implica la recopilación de información, definición de objetivos, alcances, selección del personal a cargo del desarrollo (grupo multidisciplinario); con la finalidad de mejorar la eficiencia de las medidas reductoras del riesgo y al mismo tiempo disminuir o mantener los costos originalmente planteados en el proyecto.

Por su parte, el desarrollo conlleva el seguimiento sistemático de un protocolo que describa las técnicas a emplear para documentar los resultados y el desarrollo del estudio con mínimas variantes. Esta fase se puede aplicar a diversos ámbitos en el desarrollo del proyecto, como por ejemplo:

- Diseño.

- Construcción.
- Puesta en marcha.
- Funcionamiento de la operación.
- Modificaciones del proceso constructivo.
- Retiro o colocación de material.

La última etapa corresponde a la elaboración de informes que sirvan para futuras referencias en el análisis del riesgo de obras a concursar o que están en etapas preliminares. Estas técnicas son apropiadas para su aplicación en diversas etapas de la vida del proyecto, permitiendo un nivel de detalle adecuado con características que las hace destacar de entre sí, contemplan ventajas y desventajas, siendo éstos puntos primordiales a la hora de elegir qué método de identificación se va a emplear. La identificación puede tomar un carácter proactivo o reactivo, el carácter proactivo se basa en prevenir la ocurrencia del evento, cuando esto no es posible, se encamina a desarrollar un plan de contingencia, mientras que el control reactivo modifica o minimiza la probabilidad de ocurrencia del riesgo, la calidad de las amenazas y, de ser posible, el impacto en el desempeño del proyecto.

Aspectos relevantes a tomar en cuenta para elegir el método de identificación:

- Complejidad del proceso constructivo.
- Etapa del proyecto.
- Nivel de detalle.
- Estimación de recursos.

Proceso de identificación de riesgos:

- Detección anticipada de accidentes: se procede a efectuar un análisis cuidadoso de la participación de los trabajadores, así como las características a cuidar en cada maniobra, definiendo la línea a seguir en la segunda etapa. Este deberá incluir:
 - Información de cada actividad.
 - Descripción de las actividades a desarrollar.
 - Personal involucrado.
 - Personas expuestas.
 - Frecuencia con la que se desarrolla la actividad.
 - Tiempo de maniobra.
 - Materiales y sustancias que se utilizan.
 - Equipos y herramientas.
 - Registros históricos de accidentes.
 - Uso estratificación.
- Caracterización de las causas: Define las acciones que provocan el incidente.

- Tormenta de ideas.
- Revisión histórica.
- Hojas de verificación.
- Diagrama de influencia.
- Diagrama de árbol.
- Matriz de incidencias.
- Juicio de expertos.
- Mapa conceptual (David Ausubel, 1960).
- Diagrama de Ishikawa (Dr. Kaoru Ishikawa, 1960).
- Mapas mentales (Tony Buzan, 1971).
- Consideración de fuentes internas y externas: Los riesgos pueden ser identificados durante el transcurso del análisis preliminar.
 - Determinación del alcance de proyectos.
 - Desarrollo y definición de la estructura organizacional.
 - Preparación de estimaciones.
 - Planeación del programa de obra.
 - Establecimiento de costos.
 - Líneas a seguir en el contrato.
 - Evaluación de proveedores.
- Categorización del riesgo: Una vez que se identifican los riesgos se procede a su clasificación, en función al grado de afectación.
 - Diagrama de flujo.
 - Diagrama de influencia.
 - Matriz de riesgo.
- Identificación de disipadores: Descripción de las modificaciones que sean pertinentes.
 - Revisión del presupuesto.
 - Análisis del cronograma de actividades.
 - Modificación del área de maniobras.
- Consideración de riesgos: Clasificación conforme al tiempo de respuesta.
 - Urgente.
 - Prioridad media.
 - Prioridad baja.
 - Sin acciones adicionales.

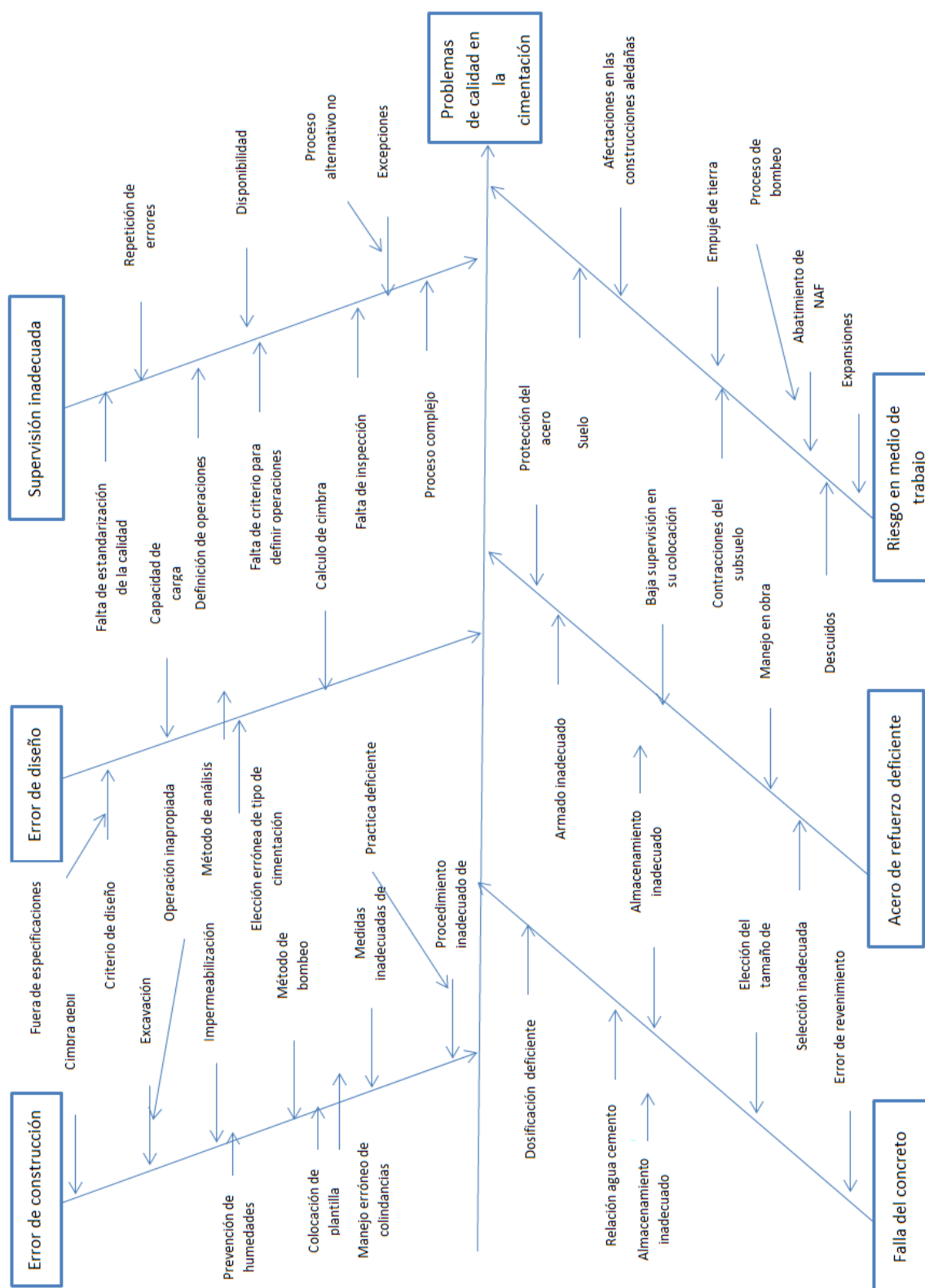


Figura 2.8. Ejemplo de diagrama de Ishikawa en el desarrollo de cimentaciones.

Tabla 2.2. Ejemplo de matriz de incidencia en la colocación del concreto.

Número de repeticiones		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	Activos
Núm. de actividad	Problemas e incidencias																
1	Deterioro del concreto a causa del medios abrasivos	0	2	0	0	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	3	10
2	Menores ingresos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	Baja capacitación	2	1	0	0	1	1	0	0	3	0	0	0	0	0	1	9
4	Alta oferta	0	2	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	5
5	Pérdidas de materiales	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3
6	Factores externos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	Maquinaria deficiente	3	1	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	9
8	Obreros maltratan la obra	2	1	0	0	1	1	3	0	0	0	0	0	0	0	1	9
9	Bajo precio de venta	3	1	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	9
10	Desconocimiento técnico	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3
12	Bajos salarios	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	3	0	6
12	Mantenimiento deficiente	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3
13	Empaques de concreto maltratados	2	1	0	0	1	1	3	0	0	0	0	0	0	0	1	9
14	Contaminación	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	5
15	Otros factores	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3
Total pasivos		12	21	0	0	10	10	6	0	3	3	0	5	0	3	10	

2.2.2.1. Métodos para la identificación y prevención de riesgos.

Los métodos para la identificación del riesgo se pueden clasificar en dos rubros, en cuantitativo y cualitativo, el método cualitativo estará sujeto a la percepción de quien elabore los registros y del personal que ejecute el análisis, mientras que el método cuantitativo estará sujeto a valores numéricos que se obtienen mediante análisis estadísticos o algún otro proceso matemático. Algunos métodos para la identificación y prevención de riesgos son:

- Métodos cualitativos.
 - Análisis histórico de accidentes.
 - Descripción preliminar de peligros presentes en el proyecto.
 - Auditoria de seguridad.
 - *Check Lists*.
 - Análisis de operatividad.
 - Análisis de método de fallo y efectos.
- Métodos semicuantitativos:
 - Árboles de falla.
 - Árboles de suceso.

2.2.2.2. Identificación de procesos iniciales.

Se considera evento inicial a toda acción que pueda originar una modificación adversa a lo planificado originalmente, la identificación de estos eventos surgen luego de familiarizarse con las actividades que integran la obra, estas actividades pueden ser analizadas antes de su ejecución, para recabar la siguiente información:

- Descripción de proceso en operación.
- Posibilidad de realizar múltiples actividades.
- Descripción de las medidas de seguridad y sistemas de soporte.
- Capacitación del personal.
- Análisis de riesgos previos.
- Análisis de seguridad previas.
- Registro de accidentes.
- Experiencia en proyectos similares.
- Información sobre el comportamiento de materiales peligrosos.
- Protocolo de emergencia.
- Impacto ambiental.
- Licencias aplicables.

Inicialmente se pueden considerar análisis previos de obras similares, retomando algunos valores, como por ejemplo:

- Frecuencia de ocurrencia de cada evento inicial.
- Confiabilidad del sistema.
- Confiabilidad del recurso humano.
- Causas de fallas comunes.
- Datos de daños por maniobras ejecutadas.
- Datos de daños por exposición directa a maniobras de alto riesgo.

Tabla 2.3. Ejemplo de registro.

Procesos iniciadores		
Principales eventos adversos	Materiales requeridos	Personal involucrado
Identificación inadecuada del suelo		
Medios y mecanismo de excavación		
Diseño y elección de materiales		
Problemas de ubicación		
Supervisión deficiente		

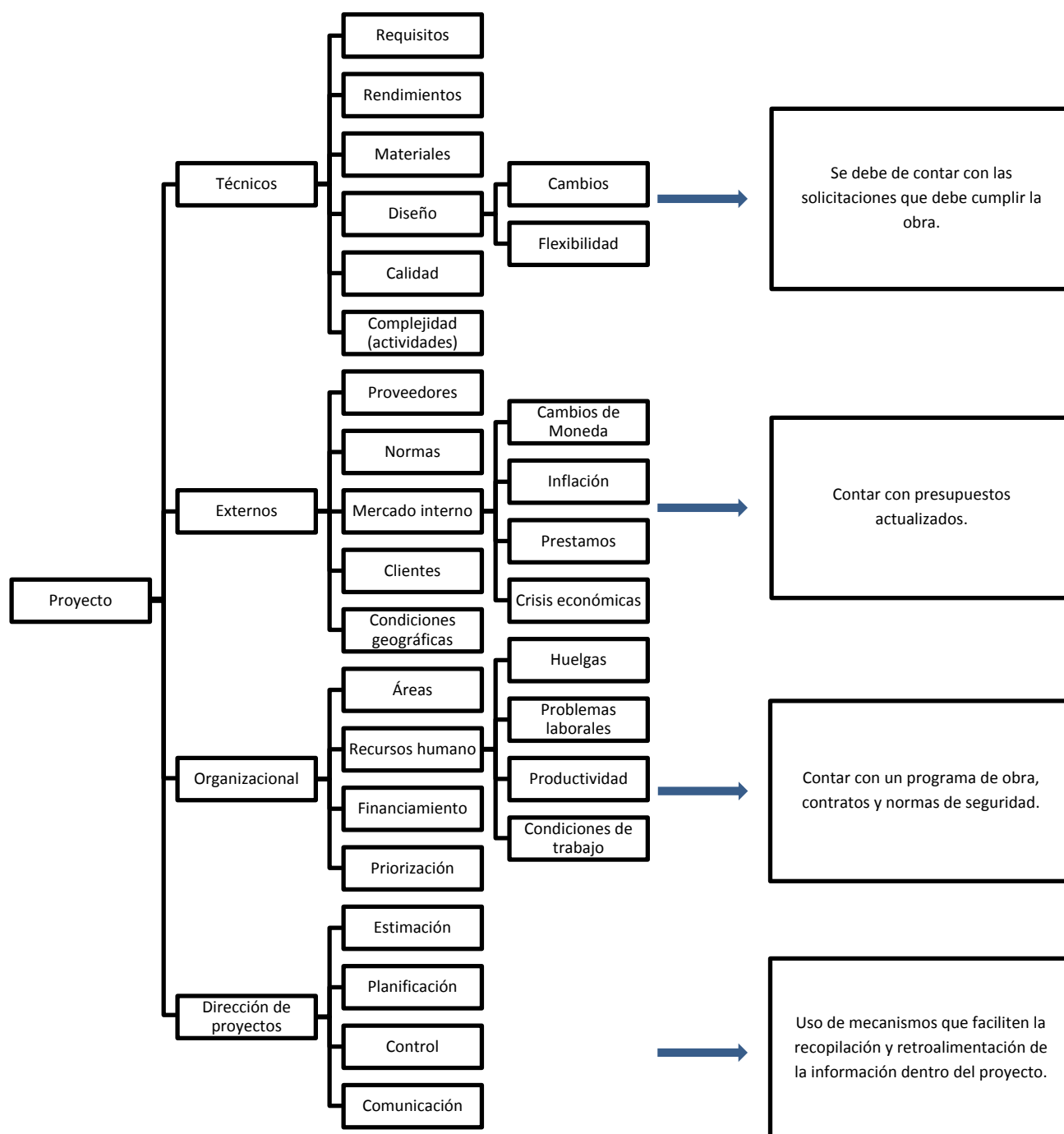


Figura 2.9. Procesos iniciadores dentro de las etapas que integra el proyecto.

2.2.2.3. Registro de riesgos identificados.

El registro se debe de llevar a cabo en forma sistemática y ordenada con forme al avance del proyecto, este registro es utilizado en el análisis del riesgo, planificación de respuesta y en el control del riesgo; dadas estas circunstancias, el registro deberá garantizar una adecuada identificación y llenado, tratando de describir las mayor cantidad de factores externos e internos que puedan presentarse. Durante las primeras etapas del ciclo de vida del proyecto, el registro tendrá el carácter de provisional, ya que los datos son endebles y no se cuenta con fundamento estadístico, en caso de ser el primer proyecto con características específicas que realice la empresa, los datos mínimos requeridos para que el registro sea útil son los siguientes:

- Identificación de riesgos.
- Estado del riesgo: es la forma en la que se calificará el estado actual del riesgo.
 - Identificado: La identificación se realizó satisfactoriamente pero no se ha analizado ni evaluado.
 - Evaluado: No cuenta con un plan de respuesta a pesar de que la identificación ya se realizó.
 - Planificado: El riesgo identificado cuenta con un plan de respuesta.
 - En proceso: La respuesta al riesgo está siendo ejecutada.
 - Cerrado: El riesgo fue identificado y cuenta con un plan de respuesta, pero el suceso ocurrió antes de ejecutarse los mecanismos para su mitigación o reducción, considerándolo como cerrado para fines de su registro.
 - No ocurrido: El riesgo está identificado y cuenta con un plan de respuesta para su manejo dado que no ha ocurrido, éste estado es utilizado para diferenciar entre aquellos riesgos que fueron evaluados y gestionados hasta su cierre y aquellos que fueron identificados pero que nunca se presentaron.
- Descripción del riesgo: se deberá contar con un registro detallado que deberá incluir el evento, el momento en que ocurrió y el impacto que se originó, describiendo qué actividades fueron afectadas y las implicaciones de su reparación.

El registro del riesgo deberá contar con una plantilla estandarizada y de fácil llenado. Estas características ayudarán a agilizar el registro de las actividades. La plantilla contará con el número de actividad, el nombre o nomenclatura de la actividad que se realizará o se ha realizado, una descripción breve del riesgo que se presentó o se presentará, La descripción será específica y señalará el área que puede intervenir en su análisis, entre los que podemos marcar: departamento de construcción, geotecnia, estructura, etc.

Tabla 2.4. Ejemplo de formato de registro para análisis cualitativo de riesgo.

Fecha:		Registros de riesgos.												
Núm.	Actividad	Riesgos	A	Prioridad			Probabilidad			Impacto			VP	Causa
				B	M	APR	B	M	A	L	M	G		

Abreviaturas

VP = Valoración participativa (1-9), conforme a las observaciones de personal especializado, el valor nueve es el más crítico.

A = Área de la empresa que deberá intervenir.

Tabla 2.5. Nomenclatura para el formato de registro.

Prioridad.		Probabilidad.		Impacto.	
B	Baja.	B	Baja.	L	Leve.
M	Media.	M	Media.	M	Moderada.
APR	Aplicación de protocolo de respuesta al riesgo.	A	Alta.	G	Grave.

2.2.3. Análisis.

El análisis proporcionará una magnitud aproximada del riesgo, valorando conjuntamente la probabilidad y las consecuencias en caso de materializarse el evento, en función de los criterios de tolerancia. Con el valor del riesgo obtenido, se procederá a cotejar con los valores de tolerancia impuestos por la empresa, si la evaluación emite un grado aceptable del riesgo, se iniciarán las actividades, asegurando la situación del trabajo analizado, en caso contrario, si en la evaluación de riesgo se deduce la necesidad de adoptar medidas adicionales a las contempladas inicialmente, se deberá eliminar o mitigar la ocurrencia de los eventos, implementando mecanismos de prevención orientadas al origen de las actividades, organización e información, métodos de trabajo y procesos constructivos en forma reiterada. La evaluación del riesgo ha de quedar documentada para cada puesto de trabajo considerando:

- Identificación del puesto de trabajo.
- Los riesgos existentes.
- Trabajadores afectados.
- Resultado de la evaluación.
- Medidas preventivas.
- Referencia a los criterios de evaluación, procedimiento, métodos de medición, análisis o ensayos realizados.

2.2.3.1. Evaluación del riesgo.

La evaluación del riesgo es un proceso dirigido a estimar la magnitud de los riesgos que no hayan podido evitarse, obteniendo la información primordial para que la empresa esté en condiciones de tomar una decisión adecuada sobre la necesidad de adoptar medidas preventivas dirigidas a las actividades próximas a ejecutarse. Las empresas pueden mejorar el rendimiento del proyecto de manera efectiva si se centra en los riesgos de prioridad más elevada, para determinar la prioridad de un riesgo se deberá tener en consideración la probabilidad de ocurrencia de un evento dado.

El riesgo y sus funciones:

- Evento.
- Incertidumbre.
- Daños.
- Amenazas.
- Observación.

Técnicas Informales						
auditoria		chequeo de mesa		validación de fachada		inspección
revisión		test de Turing		chequeo superficial		
Técnicas Estáticas						
diagramado causa-efecto		análisis de control		análisis de datos		análisis fallo/fracaso
		estructura de llamadas	control de flujo	dependencia de datos	flujo de datos	
		proceso concurrente	transición de estado			
análisis de interfase		análisis semántico		análisis estructural		evaluación simbólica
interfase del modelo	interfase de usuario	análisis sintáctico		evaluación de rastreabilidad		
Técnicas Dinámicas						
test de aceptación		test alfa		chequeo de aserto		test beta
test abajo-arriba		test de comparación		test de conformidad		depuración
				autorización	seguridad	
				ejecución	estándare	
test de ejecución		test de inserción de fallo/fracaso		test de campo		test funcional (test Caja Negra)
monitor	perfil					
comparación gráfica		test de interfase		test objeto-flujo		test de particionamiento
		datos	modelo			
validación predictiva		test del producto		test de regresión		análisis de sensibilidad
tests especiales de entrada				tests estructurales (tests Caja Blanca)		técnicas estadísticas
valor de contorno		entrada de tiempo real		rama	bucle	test submodelo/módulo
particionamiento equivalente		entrada autoconducida		condición	trayecto	
entrada extrema		tensión		flujo de datos	sentencia	
entrada inválida		entrada conducida por trazado				
depuración simbólica		test arriba-abajo		visualización/animación		
Técnicas Formales						
inducción		inferencia		deducción lógica		aseveración inductiva
cálculo lambda		cálculo de predicado		transformación de predicado		prueba de corrección

Figura 2.10. Taxonomía de las técnicas de evaluación, verificación y validación (VV & A Recommended practices guide, DMSO, 2001).

2.2.3.2. Matriz de valoración.

“Las matrices facilitan la identificación de la relación que eventualmente pueda existir entre factores de un problema, pues sus esquemas que permiten relacionar, mediante un sistema de columnas e hileras, los diferentes elementos o factores del problema que se analiza. El análisis se hace con el fin de identificar las medidas más convenientes a tomar para solucionar el caso que se estudia.”(Mario Gutiérrez, 2001).

Tabla 2.6. Matriz de valoración.

Probabilidad	Consecuencias			Daños o pérdidas
	Leve	Moderada	Grave	
Baja	1	2	3	Ocurrencia despreciable
Media	2	4	6	Ocurrencia media
Alta	3	6	9	Ocurrencia considerable
consecuencia	Daños menores a maquinaria o herramientas, así como lesiones mínimas al personal, mismas que no modificarán su jornada laboral	Deterioro considerable de la maquinaria y equipo, lo cual puede derivar en su inutilidad, destrucción parcial del área de trabajo, lesiones graves con afectación en la jornada laboral de los trabajadores	Destrucción del área, afectaciones a estructuras colindantes, lesiones fatales	

Tabla 2.7. Clasificación.

Clasificación de riesgo		
Magnitud	Riesgo	
1	No es significativo	Riesgo tolerable
2	Bajo	
3	Moderado	Control de riesgo
4	Medio	
6	Alto	
9	Muy alto	

2.2.3.3. Análisis cualitativo de riesgos.

En el análisis cuantitativo del riesgo se identifican los eventos y sus consecuencias de manera rápida, otorgándole una evaluación subjetiva mediante criterios de expertos o información no numérica, lo cual le otorga un grado de inexactitud a los resultados. Este método de análisis se suele implementar en actividades que requieran ser evaluados con rapidez y que no se tenga información suficiente. Durante el desarrollo del proyecto se sugiere implementar este mecanismo para conocer futuras acciones a contemplar, las cuales pueden ser evaluadas mediante mecanismos numéricos con mayor grado de exactitud. Los requisitos básicos a contemplar durante la implementación del análisis cualitativo son:

- Actualización.
- Lista de prioridades o clasificación de los riesgos del proyecto.
- Riesgos agrupados por categoría.
- Causas de riesgos o áreas del proyecto que requiere supervisión.
- Respuesta de corto plazo.
- Análisis y respuestas adicionales.
- Supervisión de riesgos de baja prioridad.
- Tendencias en los resultados.

La información referente a la evaluación de las actividades puede ser agrupada, facilitando la integración de las actividades con sus consecuencias y el grado de importancia para el adecuado desarrollo del proyecto. Los mecanismos cotidianos pueden ser:

- Matriz de valoración.
- Matriz de escalas de impacto.
- Matriz de probabilidad de impacto.
- Matriz de incidencia.

Tabla 2.8. Matriz de impacto.

Aspectos.	Actividades.	Alto.	Medio.	Bajo.
Alteración característica del suelo.	Remoción de la capa vegetal.			
	Excavaciones superficiales.			
	Excavaciones de mediana profundidad.			
	Excavaciones profundas.			
	Obras de urbanismo.			

Contaminación del suelo.	Instalaciones provisionales.			
	Colocación del concreto.			
Contaminación del manto freático.	Instalación de bombeo.			
	Pozos de supervisión.			
Contaminación del aire.	Demoliciones.			
	Remoción de la capa vegetal.			
	Producto de excavación.			
	Preparación y colocación del concreto.			
Generación de ruido.	Colocación de instalaciones.			
	Demolición.			
	Remoción de la capa vegetal.			
	Proceso de excavación			
	Acarreo de materiales provenientes de la excavación.			
	Colocación y retiro de cimbra.			
	Preparación y vaciado del concreto.			
	Obras adicionales.			
Generación de residuos sólidos.	Demolición.			
	Productos provenientes de la excavación.			
	Preparación y vaciado del concreto.			
	Obras adicionales.			
Pérdida de la capa vegetal.	Remoción de la superficie vegetal.			
Ocupación de espacio público.	Maniobras de demolición.			
	Cierres provisionales de la circulación aledaña al proyecto.			
	Maniobras de colocación de materiales.			
Transformación del paisaje.	Modificación del entorno.			
	Cambios en la superficie del terreno.			
Interrupción de servicios públicos.	Cierre de vialidades.			
	Interrupción en el servicio de agua.			
	Interrupción en el suministro eléctrico.			
Cambios en el uso de suelo.	Construcción de unidades habitacionales.			
suma				

Tabla 2.9. Matriz de escalas de impacto.

Objetivo del proyecto.	Escala relativa.				
	Muy bajo.	Bajo.	Moderado.	Alto.	Muy alto.
Costo.	Incremento imperceptible del costo.	Incremento del costo en un 10%.	Incremento del costo en un 20%.	Incremento del costo en 40 %.	Incremento del costo en más del 50%.
Tiempo.	Sin cambio.	Incremento 5%.	Incremento del 5-10%.	Incremento del 10-20%.	Incremento en más del 20%.
Calidad.	Degradación de la calidad poco perceptible.	Aprobación de la reducción del índice de calidad.	Aprobación y supervisión.	Reducción inaceptable	Reducción inaceptable.

Matriz de Probabilidad e Impacto										
Probabilidad	Amenazas					Oportunidades				
0,90	0,05	0,09	0,18	0,36	0,72	0,72	0,36	0,18	0,09	0,05
0,70	0,04	0,07	0,14	0,28	0,56	0,56	0,28	0,14	0,07	0,04
0,50	0,03	0,05	0,10	0,20	0,40	0,40	0,20	0,10	0,05	0,03
0,30	0,02	0,03	0,06	0,12	0,24	0,24	0,12	0,06	0,03	0,02
0,10	0,01	0,01	0,02	0,04	0,08	0,08	0,04	0,02	0,01	0,01
	0,05	0,10	0,20	0,40	0,80	0,80	0,40	0,20	0,10	0,05

Impacto (escala de relación) sobre un objetivo (por ejemplo, coste, tiempo, alcance o calidad)

Cada riesgo es clasificado de acuerdo con su probabilidad de ocurrencia y el impacto sobre un objetivo en caso de que ocurra. Los umbrales de la organización para riesgos bajos, moderados o altos se muestran en la matriz y determinan si el riesgo es calificado como alto, moderado o bajo para ese objetivo.

Figura 2.11. Matriz de probabilidad e impacto, (PMBOK ®, 2004).

2.2.3.4. Análisis cuantitativo de riesgos.

El análisis cuantitativo se basa en métodos numéricos para identificar la magnitud de las consecuencias que se originen debido a la ejecución de una actividad mal planificada o desarrollada. Este tipo de análisis presenta una aproximación detallada que estará estrechamente relacionada con la cantidad y calidad de información que se disponga. Servirá para:

- Cuantificar los posibles resultados del proyecto y sus probabilidades.
- Evaluar la probabilidad de conseguir los objetivos específicos del proyecto.
- Identificar los riesgos que requieren una supervisión rigurosa.
- Identificación en el cumplimiento de los objetivos planteados inicialmente, costos, seguimiento del cronograma de actividades, alcance, etc.
- Ayudar en la toma de decisiones de la gestión de proyecto.

Las técnicas para el análisis cuantitativo más utilizado son:

- Obtención de datos estadísticos descriptivos.
- Distribuciones de probabilidad.
- Análisis de valor esperado.
- Modelado y simulación.
- Coeficiente de ajuste por riesgo.
- Análisis de sensibilidad.
- Teorema de Bayes.
- Criterio de dominancia estocástica.

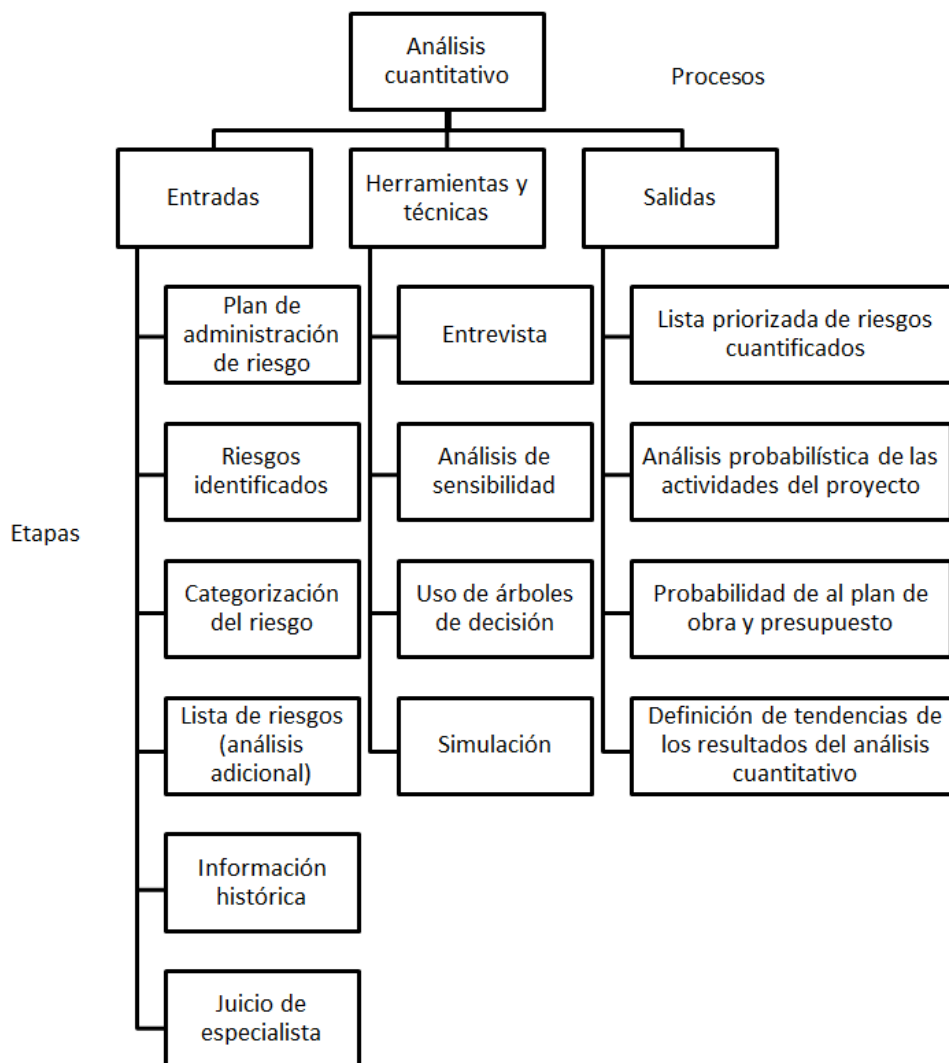


Figura 2.12. Proceso del análisis cuantitativo.

2.2.3.4.1. Análisis de sensibilidad.

El análisis de sensibilidad se desarrollará como un procedimiento que revisa la solución obtenida mediante otras técnicas como árboles de decisiones o diagramas de flujo. Su empleo se justifica por el carácter estimativo de la misma, que induce a sospechar sobre la precisión de algunas de estas estimaciones. Para ello se analizará la fluctuación de los resultados obtenidos mediante el estudio de la variación de los valores numéricos de sus elementos definitorios, fundamentalmente parámetros y pesos. Su empleo es obligado porque forma parte de lo que suele denominarse “verificación de la solución”.

2.2.3.4.2. El teorema de Bayes.

El teorema de Bayes (1736) es de gran utilidad al momento de calcular y relacionar las consecuencias que se originen. Su aplicación dentro de la gestión del riesgo suelen corresponder dentro de la revisión de eventos, basándose en la probabilidad condicionada. El teorema de Bayes también puede servir para integrar series de sucesos que estén relacionados, por ejemplo:

$$P\left(\frac{B_k}{A_j}\right) = \frac{P(B_k) * P\left(\frac{A_j}{B_k}\right)}{\sum_{i=1}^m P(B_k) * P\left(\frac{A_j}{B_k}\right)}$$

Dónde:

$P(A_i)$, $P(B_k)$ = Son la probabilidad de las series de sucesos A y B.

$P(A_i) / P(B_k)$ = Es la probabilidad condicionada de la serie A en función de la B.

2.2.3.4.3. Criterio de dominancia estocástica.

El método consiste en la utilización de un factor de elección entre alternativas, según la cual una alternativa es más favorable que otra si su distribución de probabilidad acumulada es mayor o igual que la de la otra alternativa, es decir, si se cumple la condición:

$$F_1(x) \geq F_2(x)$$

Donde:

$F(x)$ = Es la función de probabilidad acumulada de las alternativas consideradas.

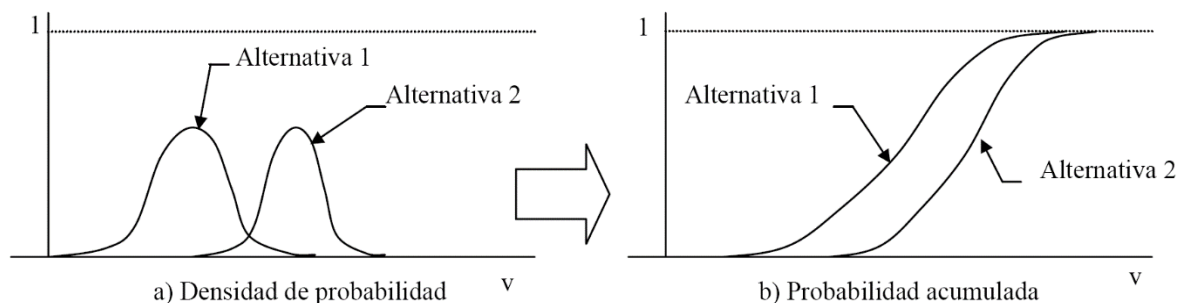


Figura 2.13. Criterio de dominancia estocástica.

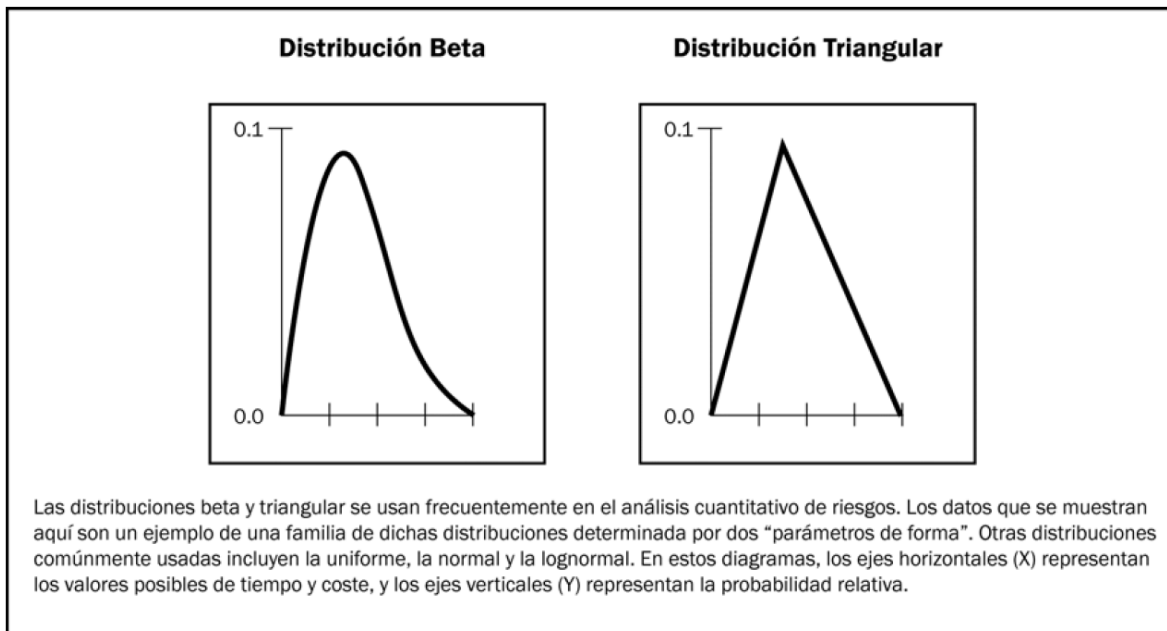


Figura 2.14. Ejemplo de distribuciones de probabilidad comúnmente usadas, (PMBOK®, 2004).

2.3. Planeación de la respuesta al riesgo.

La planificación aborda el riesgo en función a su prioridad, planteando respuestas que ayuden a mitigar o, en su caso, eliminar la ocurrencia de eventos adversos, una herramienta que se puede implementar en este sentido sería la tormenta de ideas y el uso de coeficiente de ajuste por riesgo. Existen cuatro tipos de planteamiento que pueden ser implementados.

- Retención o absorción.
- Reducción.
- Transferencia.
- Evitar actividades con margen de riesgo.

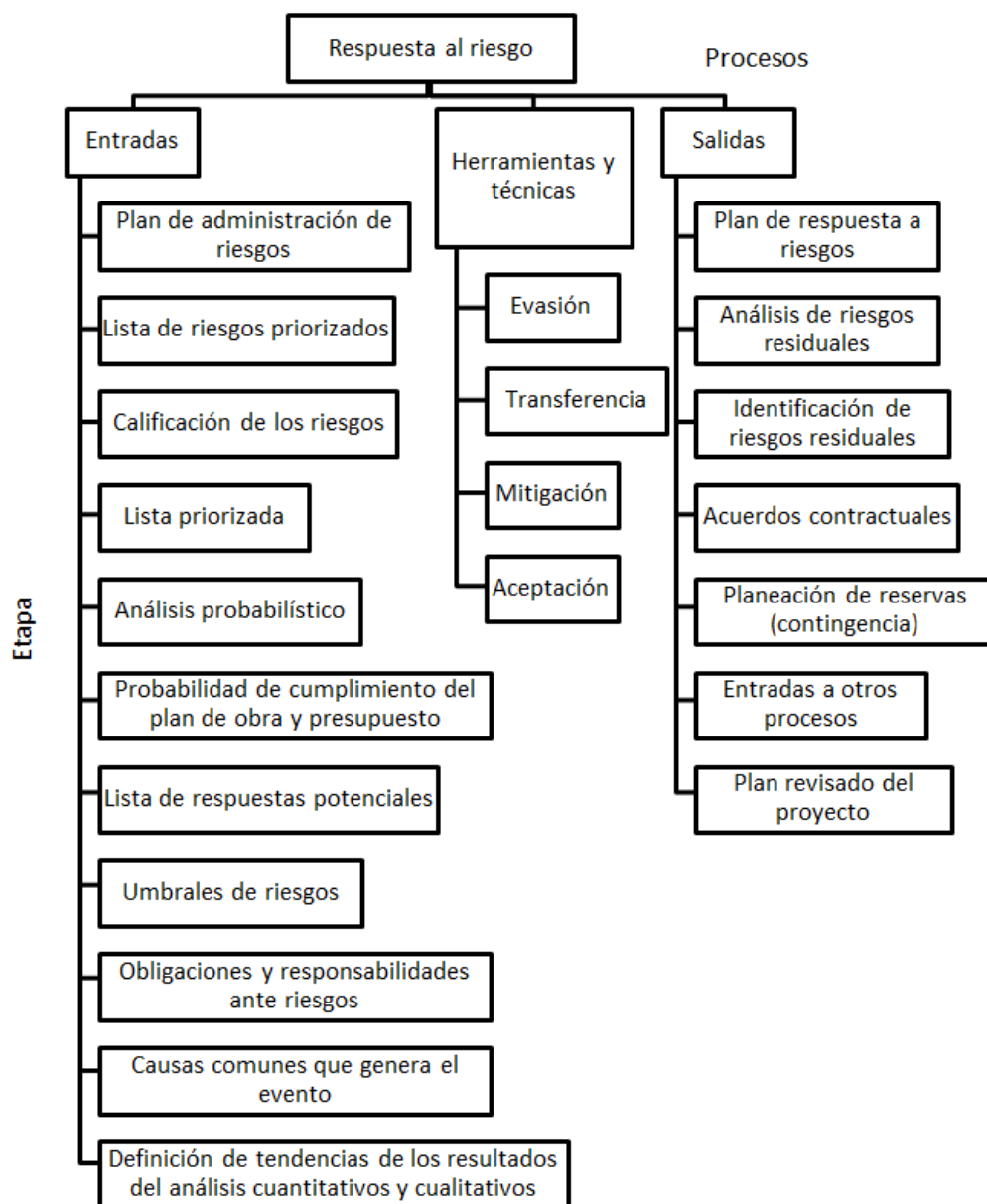


Figura 2.15. Proceso de respuesta.

Las acciones de control de cada actividad estarán vinculadas a los valores obtenidos en la matriz de valoración de riesgo.

Tabla 2.10. Acciones.

Riesgo.	Acciones de control.
Bajo.	Capacitación.
Medio.	Capacitación. Supervisión. Verificación antes y después de la ejecución de la actividad. Redactar observaciones y recomendaciones para mejorar el desempeño de actividades futuras.
Alto.	Capacitación. Supervisión permanente. Verificación posterior a la terminación de la actividad. Evaluaciones periódicas. Simulacros dentro de actividades de alto riesgo. Difusión de acciones a tomar en caso de fallas. Revisión de los procesos, procedimientos constructivos, análisis de riesgo y niveles de seguridad, para su futura modificación.

La planeación de la respuesta deberá ser metódica siguiendo los pasos básicos de planificar, hacer, estudiar actuar.

- Planificar.
 - Seleccionar una oportunidad de mejora.
 - Identificar las necesidades y requerimientos del cliente.
 - Definir el problema en forma concreta.
 - Revisión de la información recopilada.
 - Analizar la causa raíz.
 - Encontrar soluciones.
 - Preparar el plan para ejecutar la solución idónea.
- Hacer.
 - Ejecutar la solución.
- Estudiar actuar.
 - Supervisar los resultados.
 - Evaluar conforme al plan establecido.
 - Determinar las razones de las causas.
- Actuar.
 - Ejecutar las acciones correctivas de las causas que se puedan presentar por la modificación planificada (en caso de suceder).

- Estandarizar el proceso.
- Hacer permanente las soluciones que tuvieran éxitos, garantizando el correcto desempeño de la actividad.
- Reflexionar la información obtenida.

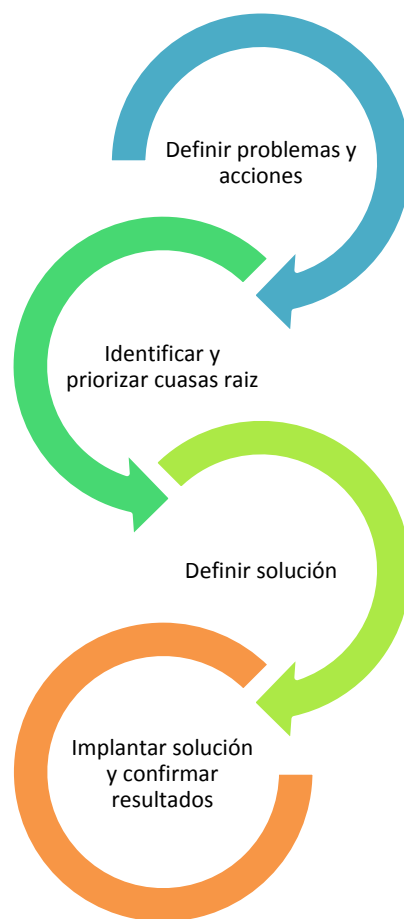


Figura 2.16. Proceso básico para la resolución de problemas.

2.4. Control y monitoreo del riesgo.

La fase de control se encarga de responder las amenazas y oportunidades, revisando que los objetivos de desempeño sean apropiados. Los métodos de control deben elegirse tomando en cuenta los siguientes principios:

- Combatir los riesgos en su origen.
- Elección de los equipos y métodos de trabajo y de producción.
- Adoptar medidas de protección colectivas.

2.4.1. Control del riesgo.

El plan de control deberá revisarse antes de su implementación, considerando lo siguiente:

- Si el sistema de control de riesgo conducirá a niveles de riesgo aceptables.
- El sistema de control ha generado nuevos riesgos.
- Considerar la opinión de los trabajadores sobre la operatividad de las nuevas medidas de control.

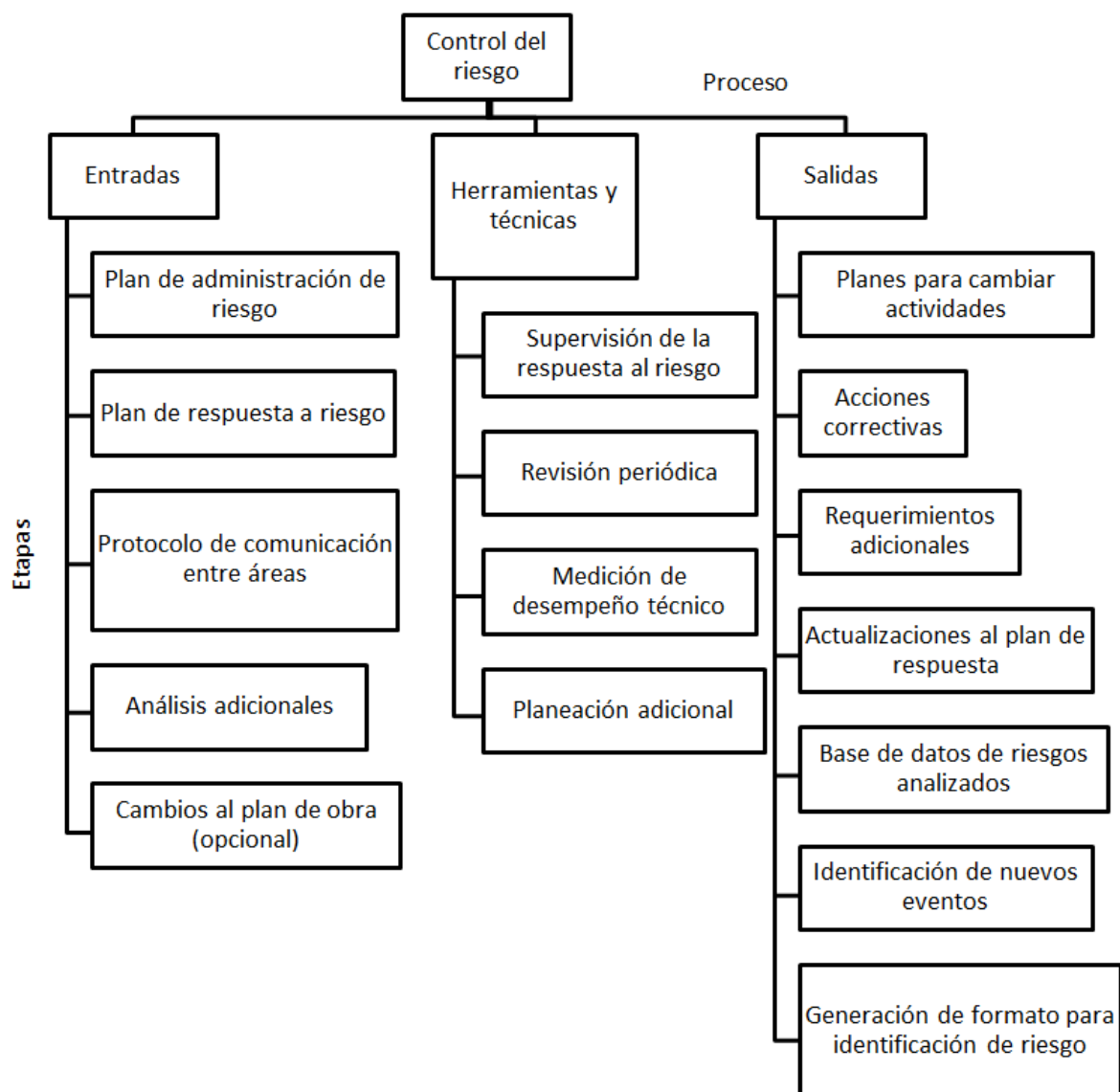


Figura 2.17. Proceso de control.

3. RIESGO EN EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES COMPENSADAS.

3.1. Cimentación.

Terzaghi y Peck (1967) definen a la cimentación como aquella parte de una estructura que sirve exclusivamente para transmitir su peso al terreno natural. Una definición más general sugiere que la cimentación es la estructura que le proporciona apoyo a la misma estructura y a las cargas que actúan en ella, incluyendo la masa del suelo o rocas afectadas, esta definición surge en el área de geotecnia, en donde se determina la estratigrafía y propiedades del terreno y la selección del tipo de cimentación, soportado por los estudios y descripción de la obra, por ejemplo, requisitos de seguridad como la magnitud de asentamientos permisibles y falla por resistencia al corte. Estas solicitaciones contarán con variaciones en su magnitud dependiendo de la ubicación de la obra o del uso que se le asigne, ya sea como un conjunto urbano, turístico o industria. Otro requisito indispensable es el reconocimiento geotécnico del lugar donde se ejecutará la obra, el cual estará integrado por las pruebas de laboratorio y las observaciones realizadas *in situ*, mismo que deberá incluir la estratigrafía del subsuelo y las propiedades índice y mecánicas de los diversos estratos que se encuentren.

3.1.1. Clasificación de cimentaciones.

Las cimentaciones pueden clasificarse en dos tipos básicos: a) superficiales y b) profundas. Las primeras agrupan a zapatas, losas y cajones de profundidad intermedia, estableciéndose que la forma de trabajo en los cajones de cimentación será mediante compensación total, parcial y sobrecompensada. La cimentación compensada es aquella estructura que se desplanta a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de modo que no se genere cambios en los esfuerzos provocados por la sustitución del subsuelo de desplante. La cimentación parcialmente compensada, será aquella estructura que se desplanta a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, mientras que el resto se transmite al subsuelo. Por su parte, las cimentaciones profundas están constituidas por pilas o pilotes, las cuales pueden ser: mixtas, de fricción o adherencia, de punta y especiales. La elección de la cimentación estará sujeta a diversos factores, entre ellos se encuentran las características del suelo, las condiciones impuestas por el proyecto, los problemas de construcción y, por último, el costo, mismo que deberá de justificar la elección de determinada cimentación siempre considerando el cumplimiento de las solicitaciones.

Requisitos:

- Seguridad.
 - Falla por resistencia al corte.
 - Falla por rebasar los asentamientos permisibles.
- Tipo de estructura.
 - Conjuntos urbanos.
 - Turísticos.

- Industriales.
- Reconocimiento geotécnico.
 - Estratigrafía del subsuelo.
 - Propiedades índice.
 - Propiedades mecánicas.
- Estudios preliminares.
- De construcción.
 - Tratamiento del terreno.
 - Reducir la compresibilidad.
 - Eliminar irregularidades.
 - Reducir la permeabilidad.

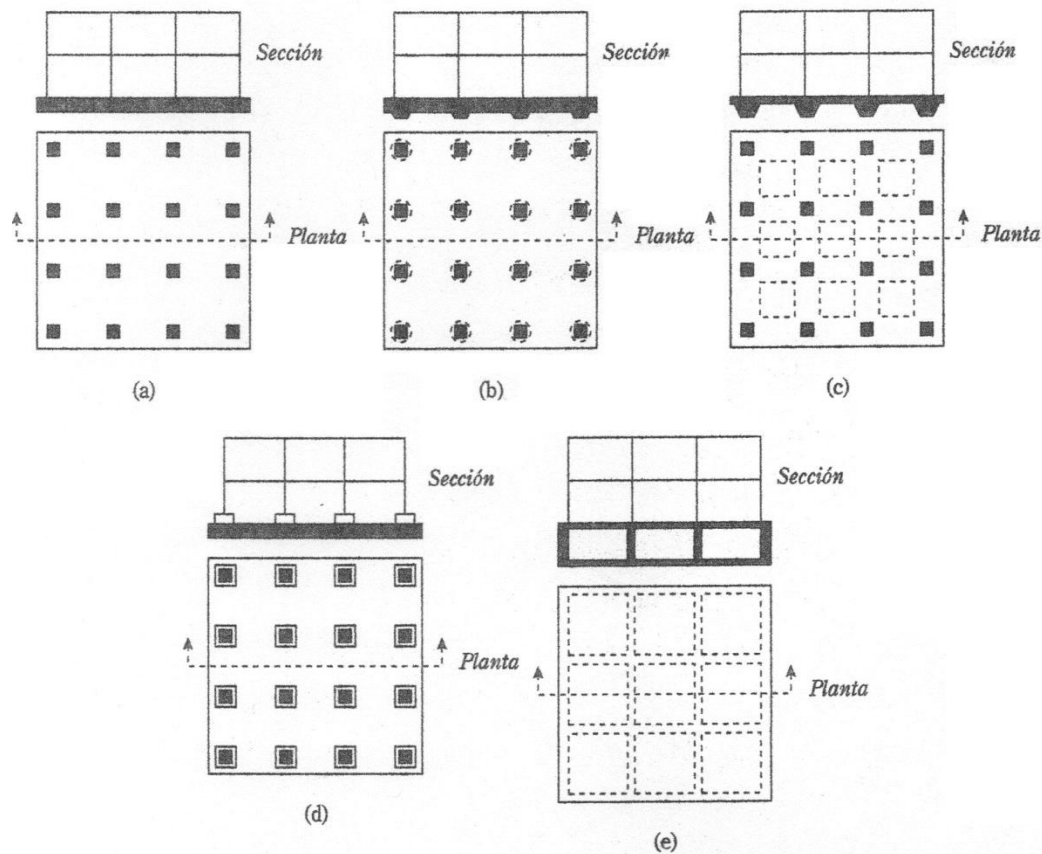


Figura 3.1. Tipos comunes de losas de cimentación, la figura (e) corresponde a una losa con muretes integrados para sótano o cajón de cimentación, los muretes trabajan como atiesadores de la losa (Braja M. Das, 2006).

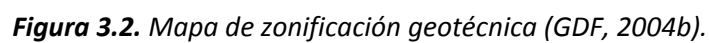
3.1.1.2. Características de las cimentaciones.

Las características de una cimentación son función del tipo de suelo donde se desplantará. En el caso de la Ciudad de México, las características se agruparán en tres zonas respectivamente, la primera estará constituida principalmente de limos arenosos y suelos con baja compresibilidad y alta resistencia. La segunda zona tendrá características intermedias, con una resistencia menor a la primera y con la presencia de arcillas. Por otra parte, la última zona está integrada por suelos con baja capacidad de carga y alto grado de deformación, lo que puede ocasionar comportamientos inadecuados, que de no tomarse en cuenta, pueden originar asentamientos de la propia estructura y de las colindantes.

Tabla 3.1. Características de las zonas situadas en la ciudad de México.

Tipo.	Zona I.	Zona II.	Zona III.
Características.	Limo arenoso. Suelo con baja compresibilidad. Nivel freático profundo. Alta resistencia. Topología irregular.	Arcilla material aluvial. Asentamientos medianos. Resistencia media. Nivel freático alto. Suelo compresible $H \leq 20$ m.	Baja capacidad de carga. Asentamientos mayores. Posibilidad de deformaciones. Suelo saturado. Arcilla compresibles. Nivel freático superficial. Suelo compresible $H \geq 20$ m.

Durante la planeación del proyecto se deberán considerar estas características, así como la información referente a las solicitaciones a las que estará sujeta la estructura y la descripción geológica predominante. La descripción se realizará por medio de exploraciones, ya sean directas o indirectas. En este sentido, es recomendable efectuar exploraciones directas para conocer con mayor certeza las propiedades del suelo, esta información ayudará a identificar un comportamiento aproximado del subsuelo durante el proceso de construcción de la cimentación.



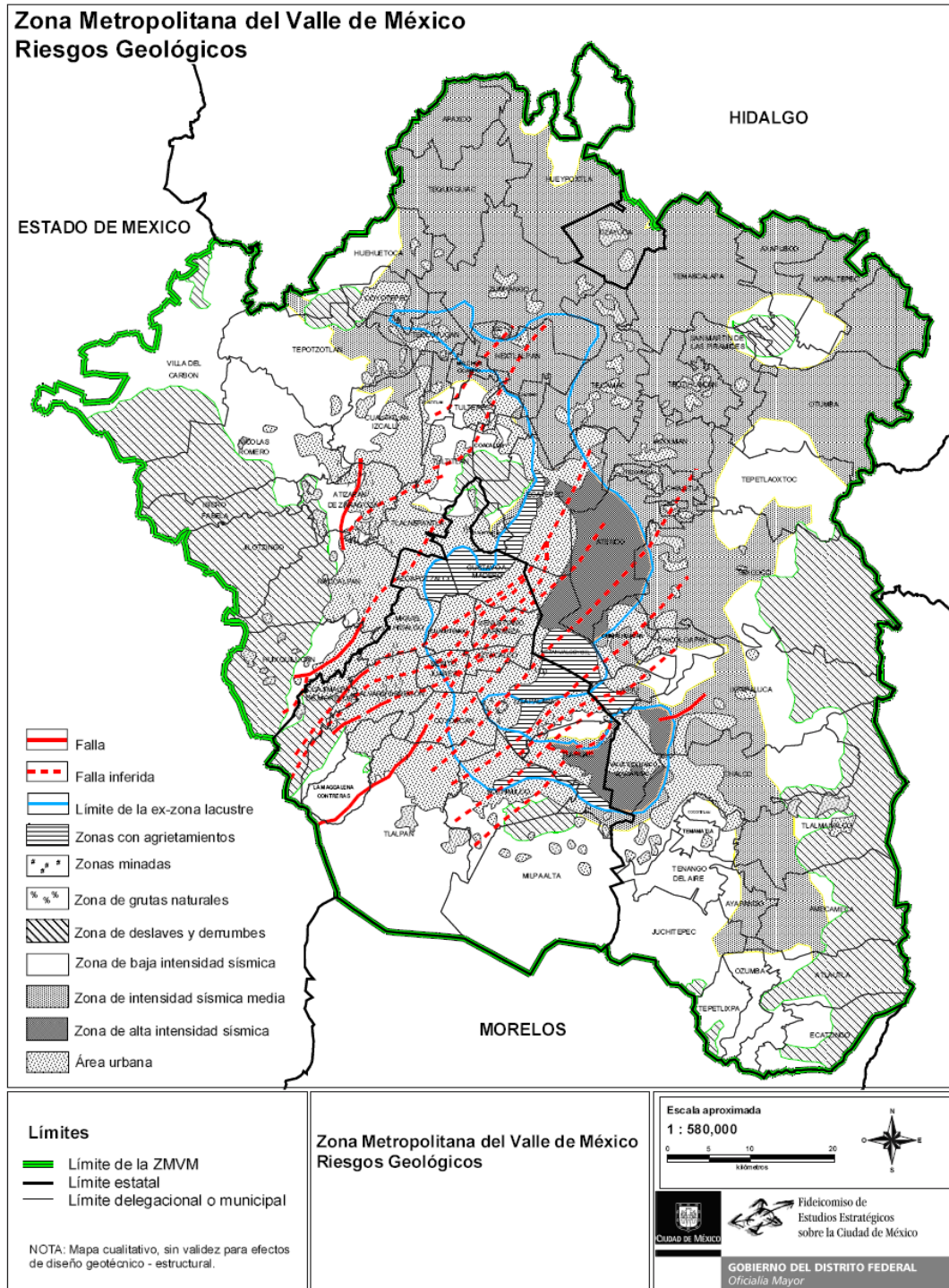


Figura 3.3. Riesgos geológicos (Atlas nacional de México, instituto de geografía, UNAM, 1990).

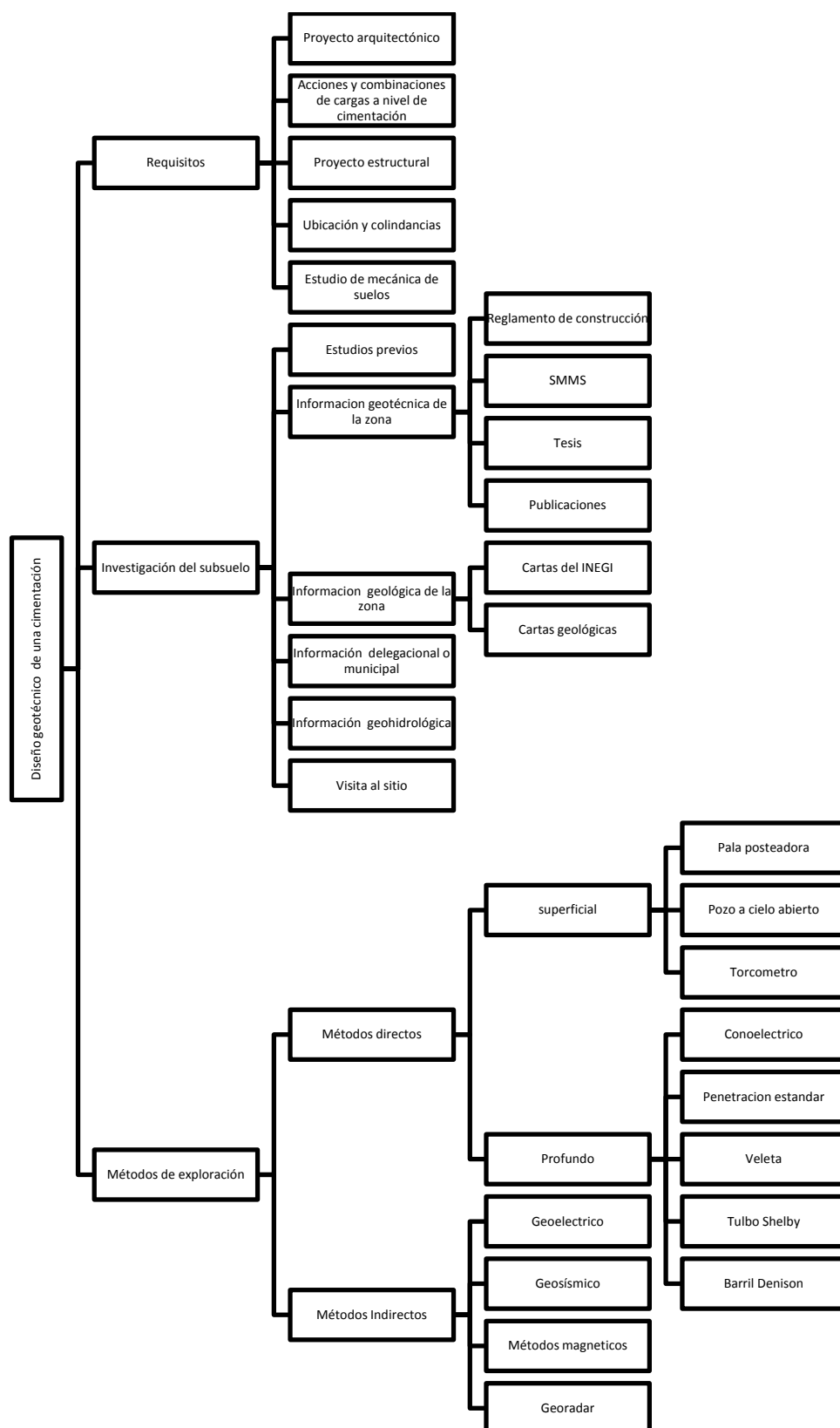


Figura 3.4. Datos mínimos para iniciar el proceso de diseño geotécnico.

3.1.2. Factores que intervienen en la elección de la cimentación.

Para la elección de la cimentación es importante conocer las condiciones de seguridad dentro y fuera del proyecto, previendo fallas y asentamientos, así como afectaciones a edificaciones colindantes, contemplando agentes externos que puedan afectar la viabilidad económica del proyecto, lo cual se cumplirá satisfactoriamente mediante la interpretación de los datos obtenidos en las pruebas de laboratorio. Estos datos ayudarán a determinar la capacidad de carga que estará sujeto a los factores correspondientes de distribución de carga y de seguridad que se requerirán. Para garantizar un comportamiento satisfactorio convendrán realizar análisis de deformaciones, determinando las causas que las originan, ya sea por peso propio de la estructura, sismo o vibraciones, expansiones, extracción de agua, degradación del material, etc.

También se tomarán en cuenta las obras externas como excavaciones, rellenos, muros de contención, capacidad y ubicación de cisternas, con el fin de facilitar la toma de decisiones entorno a la elección del tipo y método constructivo más adecuado para las condiciones anteriormente descritas.

Tabla 3.2. Condiciones geotécnicas a analizar en la construcción de cajones de cimentación.

Cajón de cimentación.	
Análisis y diseño geotécnico.	Falla de fondo. Capacidad de carga. Asentamientos. Empuje lateral. Falla por supresión. Expansiones. Estabilidad de talud.
Constructivas.	Expansiones. Estabilidad de talud. Protección de colindancias. Manejo de agua. Instrumentación.

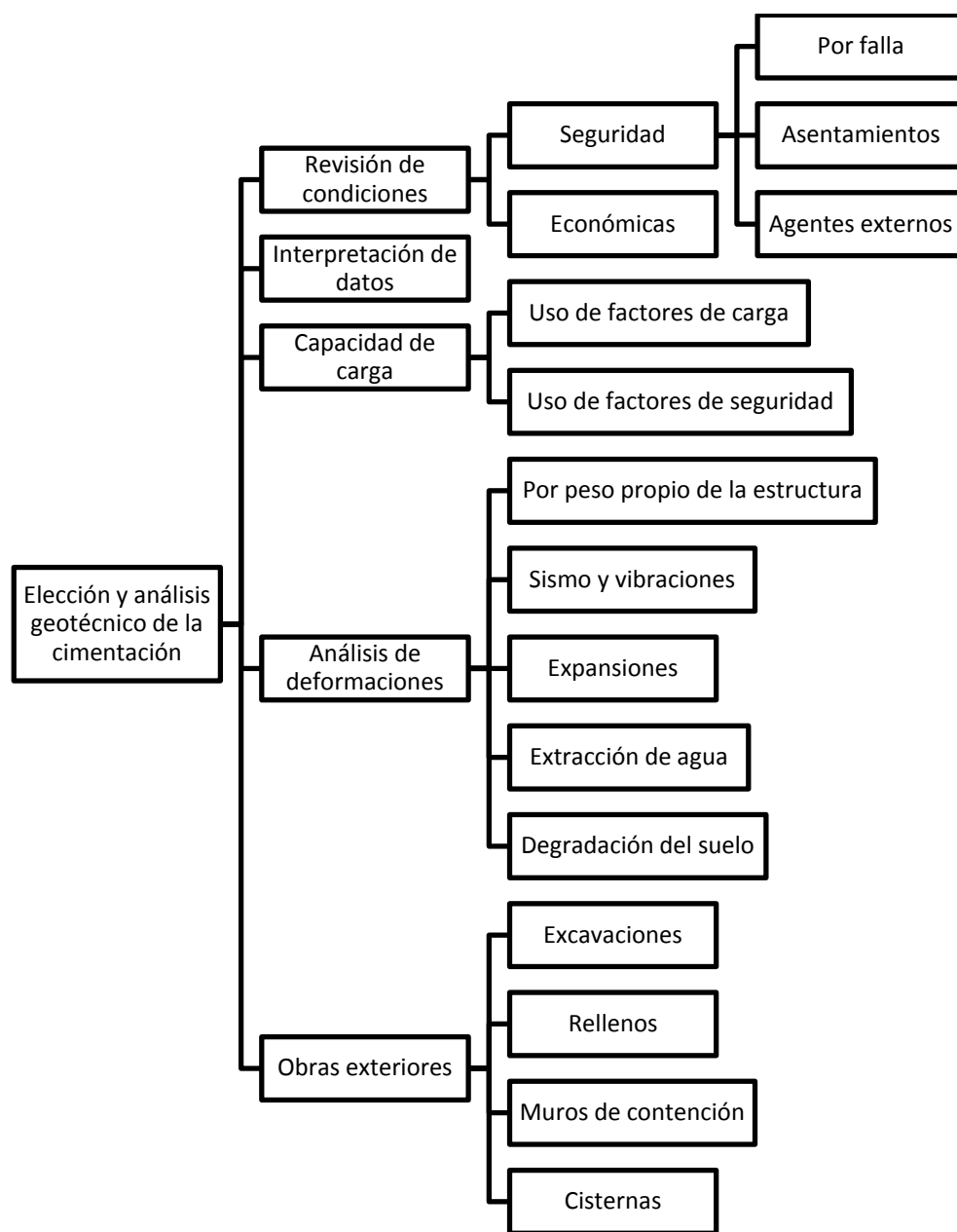


Figura 3.5. Factores a considerar en la elección de una cimentación.

3.1.2.1. Método de jerarquización analítica para la toma de decisiones.

El método de jerarquización analítica fue desarrollado durante los años setentas del siglo pasado en la Universidad de Pennsylvania por el Dr. Thomas L. Saaty al buscar elaborar un instrumento para la evaluación y selección de alternativas, el cual contara con características plenamente fundamentadas en aplicaciones matemáticas, así como ser útil y sencillo en su aplicación.

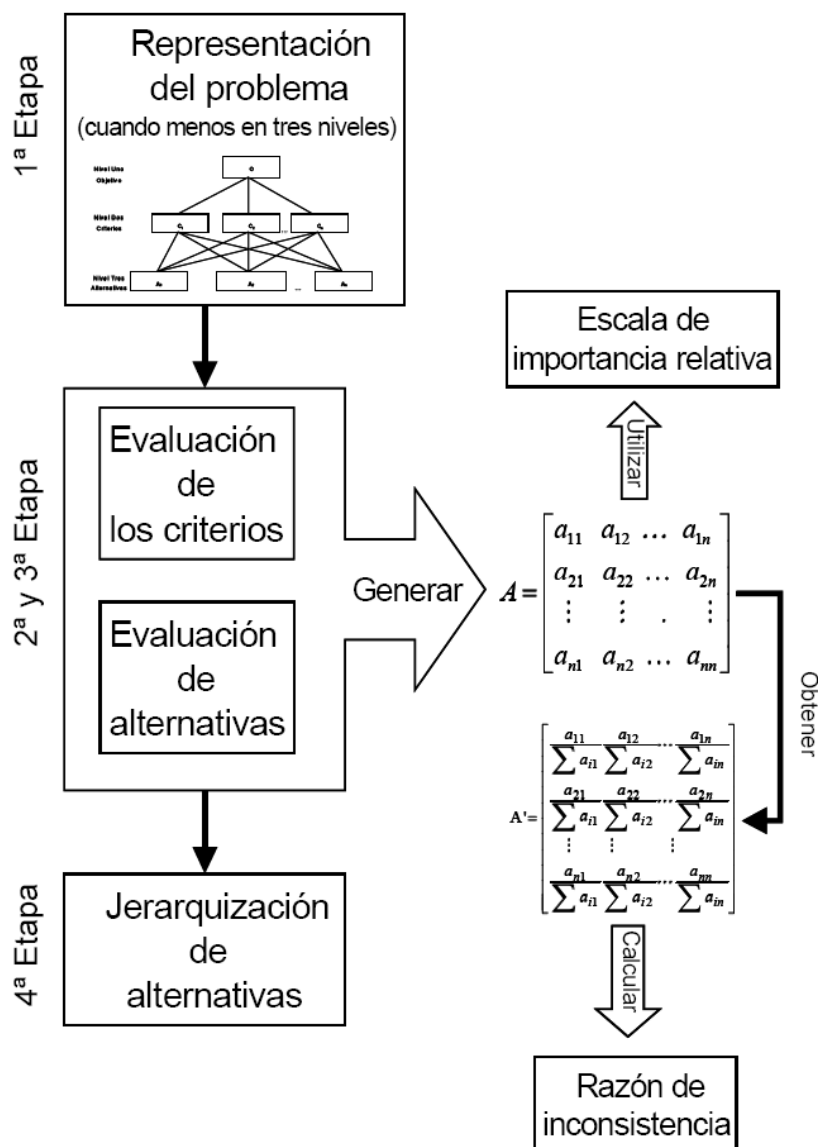


Figura 3.6. Procedimiento para la evaluación de alternativas efectuado el método de jerarquización analítica.

El método se integra en cuatro etapas. La primera corresponde a la representación del problema mediante la jerarquización de las alternativas, objetivos y los criterios de valoración, implementado un diagrama de árbol, el cual no estará limitado a un número de niveles, sin embargo se sugiere un máximo de cuatro niveles y siete elementos por nivel. No obstante es conveniente, para fines de facilitar el cálculo y la toma de decisión, vigilar que las alternativas como los criterios cumplan con los mismos niveles de complejidad y que sean mutuamente excluyentes, por ejemplo:

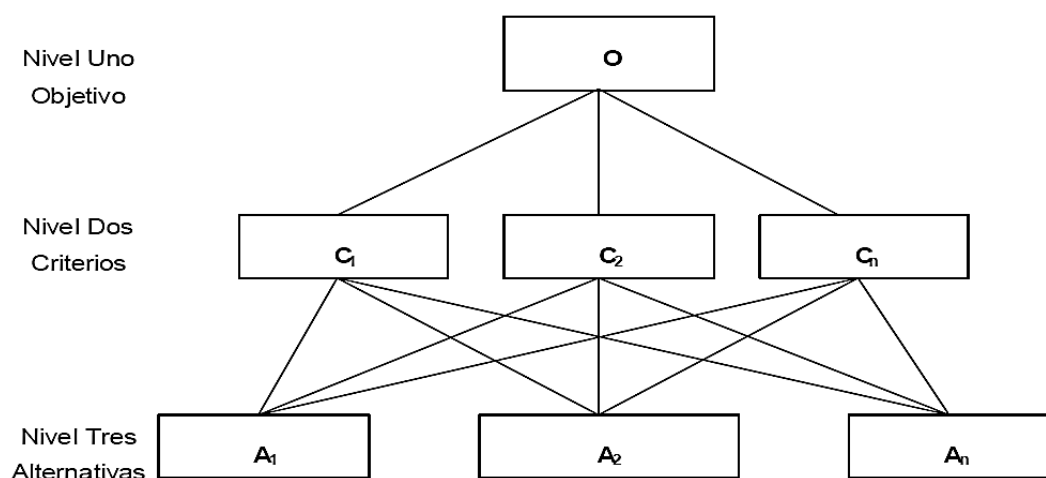


Figura 3.7. Representación del problema.

Correspondiente a la etapa dos, se procederá a la evaluación de los criterios de valoración mediante la construcción de una matriz A , a partir de la comparación de los diferentes criterios. A cada comparación se le asigna una calificación según la importancia relativa que se les asignen.

$$\text{Matriz } A = \begin{bmatrix} a_{11} & \cdots & a_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n1} & \cdots & a_{nn} \end{bmatrix}$$

Tabla 3.3. Escala de importancia relativa.

Intensidad de la importancia.	Definición.
1	Igual importancia.
3	Importancia moderada.
5	Importancia fuerte.
7	Importancia muy fuerte.
9	Importancia extrema.
2,4,6,8	Valores intermedios entre fuerte y extrema.
Recíprocos de los números anteriores.	Si al elemento i le fue asignado alguno de los números de arriba al compararse con el elemento j tiene el valor recíproco cuando se compara con el elemento i.

De estos valores se obtienen los recíprocos a partir de la comparación de dos criterios y así subsecuentemente, esta calificación se va registrando en la matriz A, por ejemplo:

Tabla 3.4. Ejemplo de registro.

Comparación de criterios.	Criterio A.	Criterio B.	Criterio C.		ALTERNATIVA.
Criterio A.	1	5	2	➔	0.568
Criterio B.	1/5	1	¼		0.098
Criterio C.	1/2	4	1		0.334

Al establecer todos los valores que integran la matriz A, se procederá a estimar el peso relativo de los criterios (vector característico o eigenvector de la matriz). Primero se normalizará la matriz A.

$$A' = \begin{bmatrix} \frac{a_{11}}{\sum a_{i1}} & \dots & \frac{a_{1n}}{\sum a_{in}} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{a_{n1}}{\sum a_{i1}} & \dots & \frac{a_{nn}}{\sum a_{in}} \end{bmatrix}$$

Por ejemplo. La matriz A' se calcula como la suma de las calificaciones de cada columna de la matriz A.

$$1 + 0.20 + 0.50 = 1.70$$

$$5 + 1 + 4 = 10$$

$$2 + 0.25 + 1 = 3.25$$

Posteriormente, cada calificación de la matriz A se divide entre el total de su respectiva columna, el cual formara la matriz normalizada A'.

Tabla 3.5. Características de las zonas situadas en la ciudad de México.

Comparación de criterios.	Criterio A.	Criterio B.	Criterio C.
Criterio A.	0.588	0.500	0.615
Criterio B.	0.118	0.100	0.077
Criterio C.	0.294	0.400	0.308

Se calcula el promedio de cada reglón de la matriz A', obteniendo la matriz W de los pesos relativos o eigenvector.

$$W = \begin{bmatrix} \frac{a_{11}}{\sum a_{i1}} & \dots & \frac{a_{1n}}{\sum a_{in}} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{a_{n1}}{\sum a_{i1}} & \dots & \frac{a_{nn}}{\sum a_{in}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} w_1 \\ w_2 \end{bmatrix}$$

A continuación se procede a determinar la razón de inconsistencia, el cual indica el grado de incoherencia que se comete al calificar la importancia relativa de los criterios y alternativas de un problema.

$$RI = \frac{IC}{CA}$$

Donde;

IC=índice de consistencia
CA=consistencia aleatoria

Sujeta al índice de inconsistencia:

$$IC = \frac{\lambda_{MAX} - n}{n - 1}$$

Donde;

λ_{MAX} = Valor característico promedio.

n= Tamaño de la raíz.

Para calcular λ_{MAX} se multiplica AW, obteniéndose una estimación de $AW = \lambda_{MAX}W$. Posteriormente se divide cada componente de λ_{MAX} por el componente correspondiente de W, después se promedian las estimaciones para encontrar un valor promedio total de λ_{MAX} .

Para facilitar su aplicación, Saaty (1970) propone los siguientes valores:

Tabla 3.6. Valores de CA.

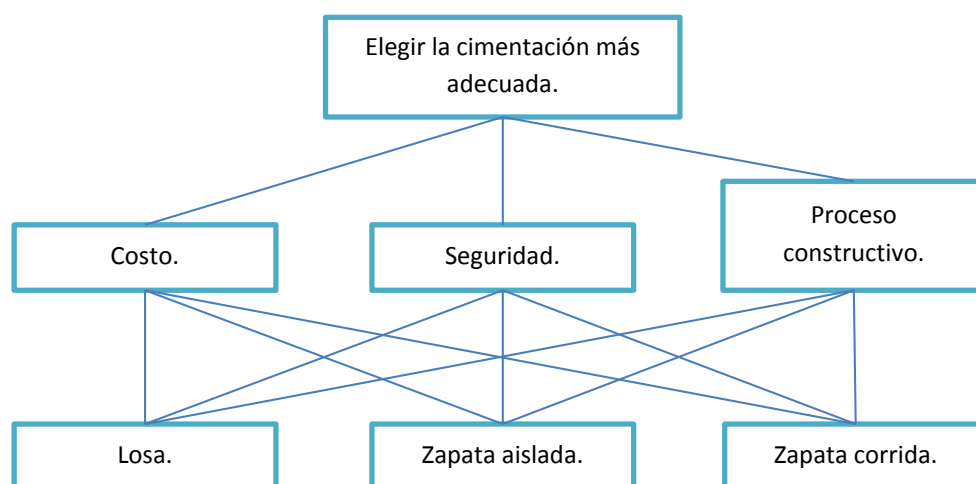
n tamaño de la matriz	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
CA (Consistencia aleatoria)	0.00	0.00	0.58	0.90	1.12	1.24	1.32	1.41	1.45	1.49

Por último, se calcula la razón de inconsistencia RI, mismo que se determina dividiendo el índice de consistencia IC entre la consistencia aleatoria CA. Si el valor obtenido es mayor a 10%, se recomienda modificar la magnitud de la evaluación inicial. La tercer etapa corresponde a la evaluación de las alternativas, en donde se van a desarrollar tres matrices para cada criterio con el

objeto de comparar las alternativas. Posteriormente iniciará la cuarta y última etapa, la jerarquización de las alternativas, en donde se multiplicarán cada uno de los componentes de la matriz de criterios con la matriz de alternativas, eligiendo la opción con mayor magnitud.

3.1.2.1.1. Ejemplo de jerarquización analítica (identificación de oportunidades en la elección de la cimentación).

Se planea construir una estructura de 2 pisos cuyo uso será el de casa de interés social. Dentro del análisis estructural se contempla las siguientes opciones de cimentación; losa, zapatas aisladas y zapatas corridas. El análisis de cargas muestra algunas características representativas para la elección, pero se recurre a la alternativa más económica así como satisfactoria dentro de la seguridad geotécnica y estructural.



Criterios.

De la tabla 3.3 se establecen los valores en función a la importancia de cada alternativa. Se obtienen los recíprocos a partir de la comparación de dos criterios y así subsecuentemente.

	Costo.	Seguridad.	Proceso constructivo.
Costo.	1	8	4
Seguridad.	1/8	1	1/3
Proceso constructivo.	1/4	3	1
Suma.	1.37	12	5.33

	Costo.	Seguridad.	Proceso constructivo.	Pesos.
Costo.	0.73	0.67	0.75	0.72
Seguridad.	0.09	0.08	0.06	0.08
Proceso Constructivo.	0.18	0.25	0.19	0.20
Suma.	1	1	1	

Calculando la razón de inconsistencia

$$RI = \frac{IC}{CA}$$

Donde;

IC=índice de consistencia

CA=consistencia aleatoria

$$IC = \frac{\lambda_{MAX} - n}{n - 1}$$

Calculo de λ_{MAX} ;

$$\begin{bmatrix} 1 & 8 & 4 \\ 1/8 & 1 & 1/3 \\ 1/4 & 3 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.72 \\ 0.08 \\ 0.2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.16 \\ 0.236 \\ 0.62 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 2.16/0.72 \\ 0.236/0.08 \\ 0.62/0.2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3 \\ 2.95 \\ 3.1 \end{bmatrix}$$

Suma =9.05

$\lambda_{\text{MAX}} = 9.05/3 = 3.02$

Cálculo de IC;

$$IC = \frac{3.02 - 3}{3 - 1} = 0.010$$

Cálculo de RI;

$$RI = \frac{0.01}{0.58} = 0.0172$$

Los valores son menores a un 10%, se aceptan los valores de la matriz.

Evaluación de alternativas de costo.

	Losa.	Zapata aislada.	Zapata corrida.
Losa.	1	1/8	3
Zapata aislada.	8	1	6
Zapata corrida.	1/3	1/6	1
Suma.	9.33	1.29	10

	Costo.	Seguridad.	Proceso constructivo.	Pesos.
Costo.	0.107	0.096	0.3	0.151
Seguridad.	0.857	0.775	0.6	0.673
Proceso constructivo.	0.35	0.129	0.1	0.174
Suma.	1	1	1	

Calculando la razón de inconsistencia.

$$RI = \frac{IC}{CA}$$

Donde;

IC=índice de consistencia

CA=consistencia aleatoria

$$IC = \frac{\lambda_{MAX} - n}{n - 1}$$

Cálculo de λ_{MAX} ;

$$\begin{bmatrix} 1 & 1/8 & 3 \\ 8 & 1 & 6 \\ 1/3 & 1/6 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.151 \\ 0.673 \\ 0.174 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.757 \\ 2.925 \\ 0.336 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 0.757/0.151 \\ 2.925/0.673 \\ 0.336/0.174 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.0132 \\ 4.346 \\ 1.931 \end{bmatrix}$$

Suma =11.2902

$\lambda_{MAX} = 3.7634$

Cálculo de IC;

$$IC = \frac{3.7634 - 3}{3 - 1} = 0.3817$$

Cálculo de RI;

$$RI = \frac{0.3817}{0.58} = 0.6581$$

Evaluación de alternativas de seguridad.

	Losa.	Zapata aislada.	Zapata corrida.
Losa.	1	1/9	2
Zapata aislada.	9	1	7
Zapata corrida.	1/2	1/7	1
Suma.	10.51	1.245	10

	Costo.	Seguridad.	Proceso constructivo.	Pesos.
Costo.	0.095	0.089	0.2	0.128
Seguridad.	0.857	0.797	0.7	0.785
Proceso constructivo.	0.048	0.114	0.1	0.087
Suma.	1	1	1	

Calculando la razón de inconsistencia.

$$RI = \frac{IC}{CA}$$

Donde;

IC=índice de consistencia

CA=consistencia aleatoria

$$IC = \frac{\lambda_{MAX} - n}{n - 1}$$

Calculo de λ_{MAX} ;

$$\begin{bmatrix} 1 & 1/9 & 2 \\ 9 & 1 & 7 \\ 1/2 & 1/7 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.128 \\ 0.785 \\ 0.087 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.390 \\ 2.547 \\ 0.263 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 0.390/0.128 \\ 2.547/0.785 \\ 0.263/0.087 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.044 \\ 3.245 \\ 3.020 \end{bmatrix}$$

Suma =9.309

$\lambda_{MAX} = 3.103$

Cálculo de IC;

$$IC = \frac{3.103 - 3}{3 - 1} = 0.0515$$

Cálculo de RI;

$$RI = \frac{0.0515}{0.58} = 0.088$$

Evaluación de alternativas del proceso constructivo.

	Losa.	Zapata aislada.	Zapata corrida.
Losa.	1	1/8	4
Zapata aislada.	8	1	7
Zapata corrida.	1/4	1/7	1
Suma.	9.25	1.267	12

	Costo.	Seguridad.	Proceso constructivo.	Pesos.
Costo.	0.11	0.09	0.33	0.1767
Seguridad.	0.86	0.78	0.58	0.74
Proceso constructivo.	0.03	0.13	0.09	0.0833
Suma.	1	1	1	

Calculando la razón de inconsistencia.

$$RI = \frac{IC}{CA}$$

Donde;

IC=índice de consistencia

CA=consistencia aleatoria

$$IC = \frac{\lambda_{MAX} - n}{n - 1}$$

Cálculo de λ_{MAX} ;

$$\begin{bmatrix} 1 & 1/8 & 4 \\ 8 & 1 & 7 \\ 1/4 & 1/7 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.1767 \\ 0.74 \\ 0.833 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.602 \\ 2.73 \\ 3.23 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 0.602/0.1767 \\ 2.73/0.74 \\ 3.23/0.833 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.40 \\ 3.68 \\ 3.87 \end{bmatrix}$$

Suma =10.95

$\lambda_{\text{MAX}} = 3.65$

Cálculo de IC;

$$IC = \frac{3.65 - 3}{3 - 1} = 0.3250$$

Cálculo de RI;

$$RI = \frac{0.3250}{0.58} = 0.5603$$

Jerarquización de alternativa.

$$\begin{bmatrix} 0.72 \\ 0.08 \\ 0.2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.151 & 0.128 & 0.1767 \\ 0.673 & 0.785 & 0.74 \\ 0.174 & 0.87 & 0.0833 \end{bmatrix}$$

Resultado.	Alternativa.
0.1543	Losa
0.6953	Zapata aislada
0.21154	Zapata corrida

De acuerdo al análisis, la opción más adecuada es la construcción de zapatas aisladas.

3.1.2.2. Datos de proyecto.

Para iniciar cualquier acción en torno al dimensionamiento de la estructura, se requiere plantear las solicitaciones a las que se someterá durante su vida útil, así como conocer el comportamiento histórico de la zona. Para los datos relacionados con las características propias del suelo, se identifica inestabilidades de laderas, cortes artificiales, zonas inundables o zonas con alteraciones, áreas de rellenos, basureros, depósitos de material artificial y rellenos sanitarios u otro material que comprometa el comportamiento del suelo.

Respecto a la topografía, corresponde la observación y registro, de la existencia de cortes y rellenos, obras de drenajes cercanos al sitio de maniobras y estructuras de contención. También se deben verificar las condiciones y características propias de las colindancias, incluyendo tipo de cimentación y proceso constructivo de edificaciones. Resulta de gran utilidad anexar un registro fotográfico de las colindancias antes y después de ejecutar la obra, el cual servirá para futuras referencias y reclamos que pudieran surgir por afectaciones u otras acciones derivadas de la construcción. Las solicitaciones a las que estará sometida la estructura deben determinarse con un buen conocimiento del uso que se le asignará a la estructura, tipo, forma, dimensiones, rigidez, magnitud y destino. Las descargas dependerán del incremento de esfuerzo y la respuesta del subsuelo, por lo tanto, se requerirá las combinaciones de cargas vivas, muertas y accidentales que soportará la estructura.

Tabla 3.7. Datos de proyecto.

Datos del proyecto.		
Característica de la estructura.	Características propias del predio.	
Uso.	Localización.	Inestabilidad de laderas
Dimensiones.		Cortes artificiales.
Rigidez.		Áreas de rellenos.
Magnitud y distribución de las descargas.		Basureros.
Incrementos de esfuerzos.		Rellenos sanitarios.
Respuesta del subsuelo.		Zonas inundables.
Combinación de cargas.	Topografía.	Cortes y rellenos.
Forma.		Obras de drenaje.
Emplazamiento relativo.		Estructuras de contención.
Destino.	Colindancia.	Procedimiento constructivo.

3.1.2.3. Factores ambientales.

Los factores ambientales más recurrentes provienen del subsuelo y de su estructura interna, como son las cavernas, grietas, áreas de rellenos, cruces de ríos y construcciones previas. Estos factores pueden afectar el adecuado desarrollo del proceso constructivo y el desempeño de la cimentación.

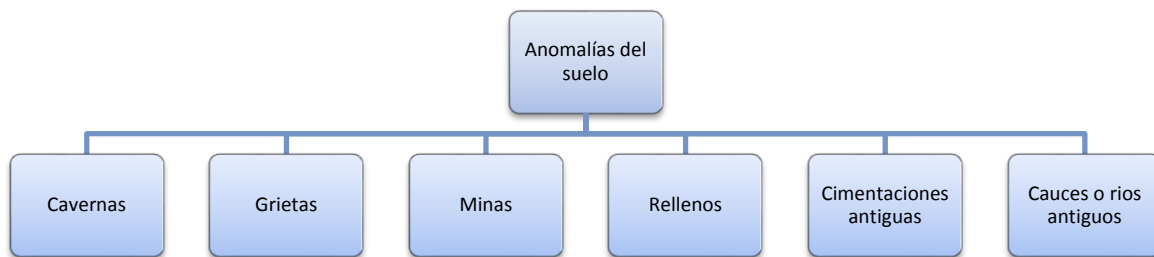


Figura 3.8. Anomalías

Durante el proceso de exploración deben determinarse apropiadamente la estratigrafía y propiedades del subsuelo hasta la profundidad que afecte la cimentación. Otros factores a considerar son:

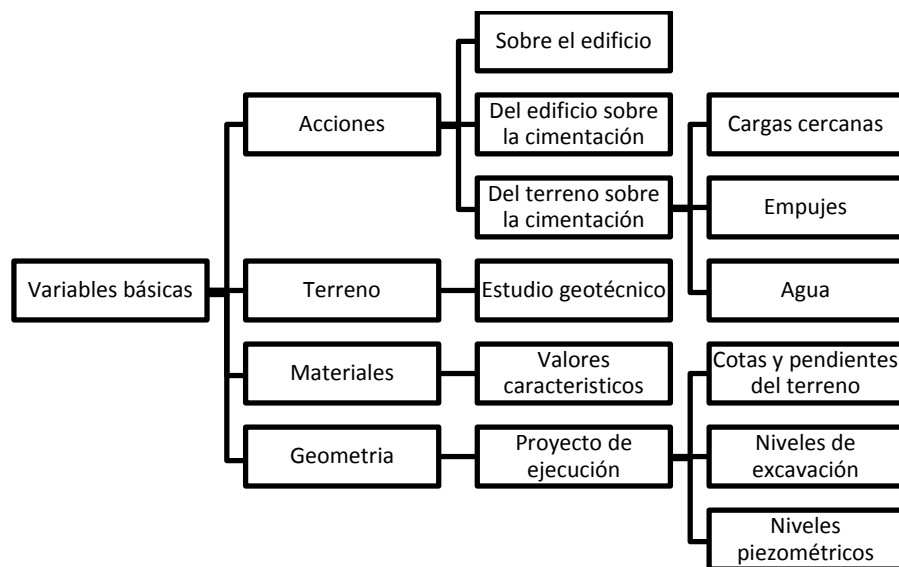


Figura 3.9. Variables básicas.

3.1.3. Teorías de diseño.

En el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, por capacidad de carga, es decir por resistencia al corte; asimismo que no se rebasen las deformaciones permisibles para el tipo de estructura que se trata. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límites de falla y de servicio del suelo de cimentación.

Estados límites de fallas (NTCDCC, 2004).

- Desplazamientos plásticos, locales o generales, del suelo bajo la cimentación.
- Flotación.
- Falla de los elementos de la estructura de cimentación.

El desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación generado por la presión vertical, es conocido como capacidad de carga ultima por resistencia al corte del suelo y está dada por:

$$q_u = (c * N_c) + (\gamma * D_f * N_q) + (0.5 * B * \gamma * N_\gamma)$$

Donde:

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi}$$

Para estimar la capacidad de carga resistente se puede usar la expresión:

$$q_R = (c * N_c * f_c * F_{R1}) + (\gamma * D_f * N_q * f_q * F_{R2}) + (0.5 * B * \gamma * N_\gamma * f_\gamma * F_{R3})$$

Donde F_{Ri} son factores de resistencia o factores de reducción de resistencia, los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo, en general menor o igual a 1.

Correspondiente a la presión última sobre el terreno se implementa:

$$q = \frac{\sum Q}{A}$$

Donde

ΣQ = Sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento.

Además:

$$q = \frac{1}{A} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots \dots \dots + Q_n)$$

Si se define la presión última sobre el terreno de la siguiente manera:

$$q_{ult} = \frac{1}{A} * ((Q_1 * F_{c1}) + (Q_2 * F_{c2}) + (Q_3 * F_{c3}) \dots \dots \dots + (Q_n * F_{cn}))$$

Donde F_{ci} son factores de carga que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas. En general, tiene un valor mayor o igual a 1, aun cuando en algunos casos particulares puede llegar a ser menor a uno. La forma simplificada es:

$$q_{ult} = \frac{\sum Q * F_c}{A}$$

3.2 Investigación del subsuelo.

Antes de definir y diseñar geotécnicamente una cimentación, se debe realizar una investigación adecuada del subsuelo para identificar su problemática e implicaciones. La investigación incluye la observación de colindancias y reconocimientos generales del sitio. En la investigación de las estructuras colindantes, se observan y analizan los tipos y condiciones en que se encuentran sus cimentaciones, lo cual servirá de referencia para el análisis y diseño geotécnico. Entre los aspectos determinantes a analizar están: la estabilidad y deformaciones del subsuelo.

3.2.1. Estudios previos.

Dentro de la investigación del subsuelo se incluye la observación de cualquier obra subterránea como son: instalaciones del transporte colectivo, drenaje, u otro servicio público ubicadas en la vecindad de la obra, corroborando que no existan estructuras bajo ella. En caso de existir, se deberán tomar todas las medidas necesarias para evitar su afectación. En esos casos, pueden surgir riesgos secundarios, como interrupción de los servicios públicos, lo cual afectaría la zona de influencia de la obra.

En la etapa de reconocimiento del sitio se podrá determinar a qué zona geotécnica pertenece el predio donde se construirá la cimentación. En el caso de la Ciudad de México, existen tres zonas geotécnica, la zona I o zona de lomas, constituida por suelo firme que pueden tener rellenos, grietas, cavernas u oquedades, características que no se consideran de alto riesgo para la construcción de la cimentación, ya que pueden darse diversas alternativas que disminuyan las complicaciones. La zona II o de transición, estará formado por estratos arenosos, limos arenosos con arcillas lacustres, con espesor menor de 20 m; se considerará, para fines del cálculo del riesgo, un valor intermedio, mismo que se incrementará conforme la profundidad de desplante aumente. En la zona III o lacustre, su constitución consiste en depósitos de arcillas muy compresibles con presencia de capas de limos y arenas, se considera alta para fines de la gestión de riesgo, incrementándose proporcionalmente con la presencia de alteraciones de gran magnitud en la morfología del suelo. Cabe hacer mención que los rellenos artificiales pueden provocar comportamientos no predecibles.

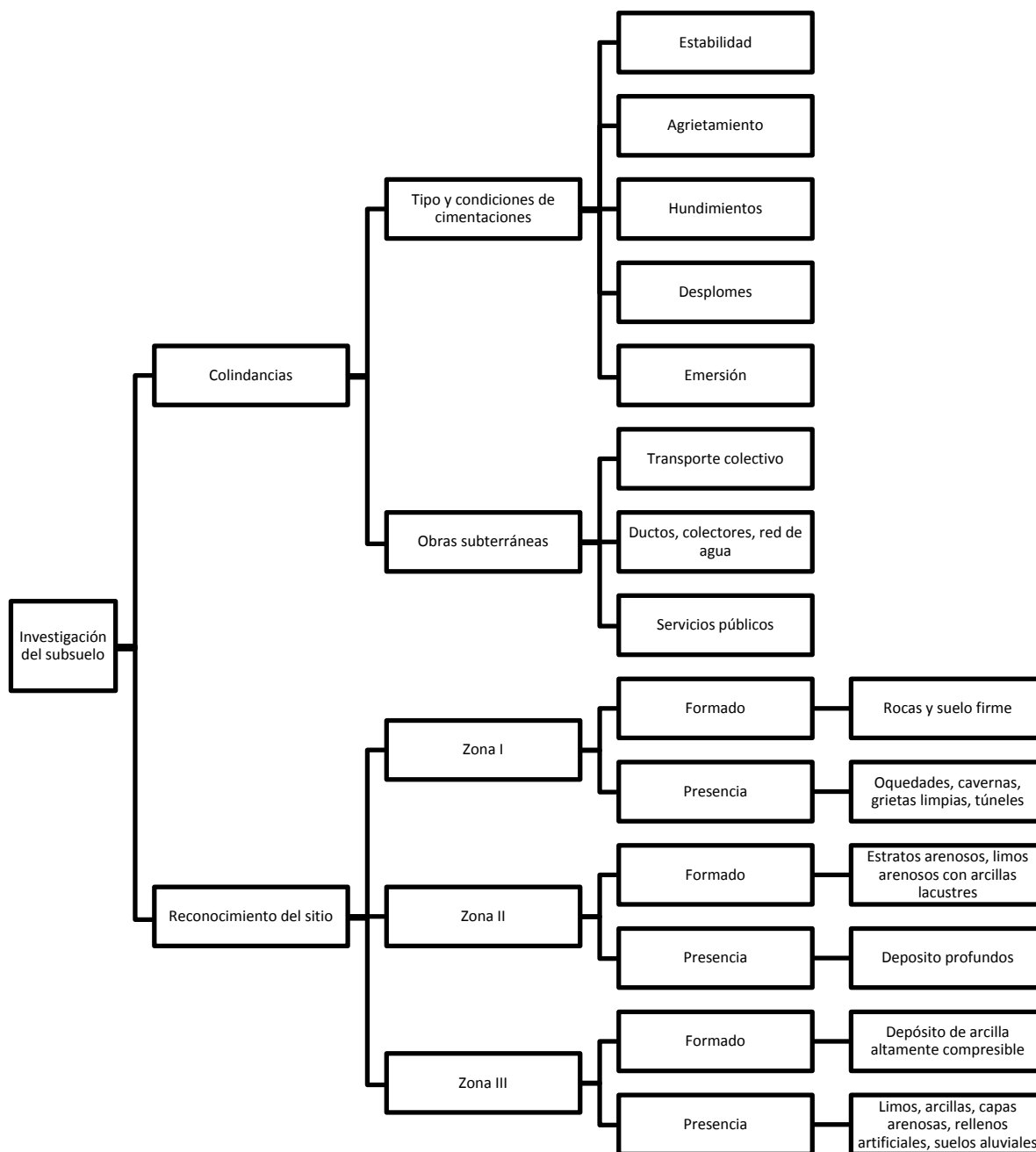


Figura 3.10. Proceso de investigación del subsuelo.

3.2.1.1. Exploraciones.

Las exploraciones que se llevarán a cabo en la zona de construcción, deberán contar con parámetros definidos antes de su ejecución, estos parámetros ayudarán a agilizar su registro y posteriormente su revisión e interpretación. Por ejemplo, para exploraciones por medio de pozo a cielo abierto, ésta se hará cada 80 metros para la zona I y zona II, en la zona III se podrá realizar una cada 120 metros. Estos parámetros pueden variar dependiendo de las observaciones realizadas superficialmente, a la información histórica detallada del sitio, así como los comportamientos de estructuras colindantes. Todos los datos obtenidos deberán estar anexados en el análisis de gestión del riesgo de la obra para futuras referencias.

Por otra parte, el uso del sondeos implicará diversas formas de recuperación de los estratos, ya sea a través de recuperación continua, mixto con recuperación alternada, sondeos consistentes, equipos rotatorios o de percusión. El empleo de sondeo con recuperación continua se llevará a cabo en suelos arcillosos blandos que se encuentren en la zona II y zona III, las muestras obtenidas tendrán el carácter de alteradas, por lo tanto, no se valoraran representativas de las condiciones que existen en el sitio de la construcción. En el método de sondeo mixto con percusión alternada se obtendrán muestras inalteradas, las cuales serán representativas de las condiciones del sitio, demostrando un comportamiento aproximado a la realidad. Las pruebas que integran los sondeos consistentes son la prueba SPT, pruebas dinámicas de conos, pruebas penetrométricas, pruebas presiométrica.

Existen una diversidad de equipos en el mercado que básicamente se pueden clasificar en dos tipos: los rotatorios y los de percusión. Cada uno de ellos cuentan con características que se deberán considerar, ya que estos pueden ser un generador de acciones que probablemente provoquen accidentes; por lo tanto, tienen que establecerse medidas de seguridad que garanticen su adecuado uso y resguardo, de ser posible, se tomarán notas de los procesos y características de la obra que se está desarrollando, como: tiempos de ejecución, característica del suelo, números de integrantes y tiempo de adiestramiento, características generales de la maquinaria empleada y los problemas que se presentan en las mismas, fecha tentativa de mantenimiento y revisión de la maquinaria. Esta información servirá para futuras gestiones en el tema de riesgo. Los equipos rotatorios serán utilizados en suelos donde se presente material firme y rocas, para construcciones ubicadas en la zona I y en suelos con capa dura ubicadas en zona II y zona III. Los equipos que trabajan a base de percusión se emplearán para descubrir oquedades en el subsuelo y para la identificación de materiales.

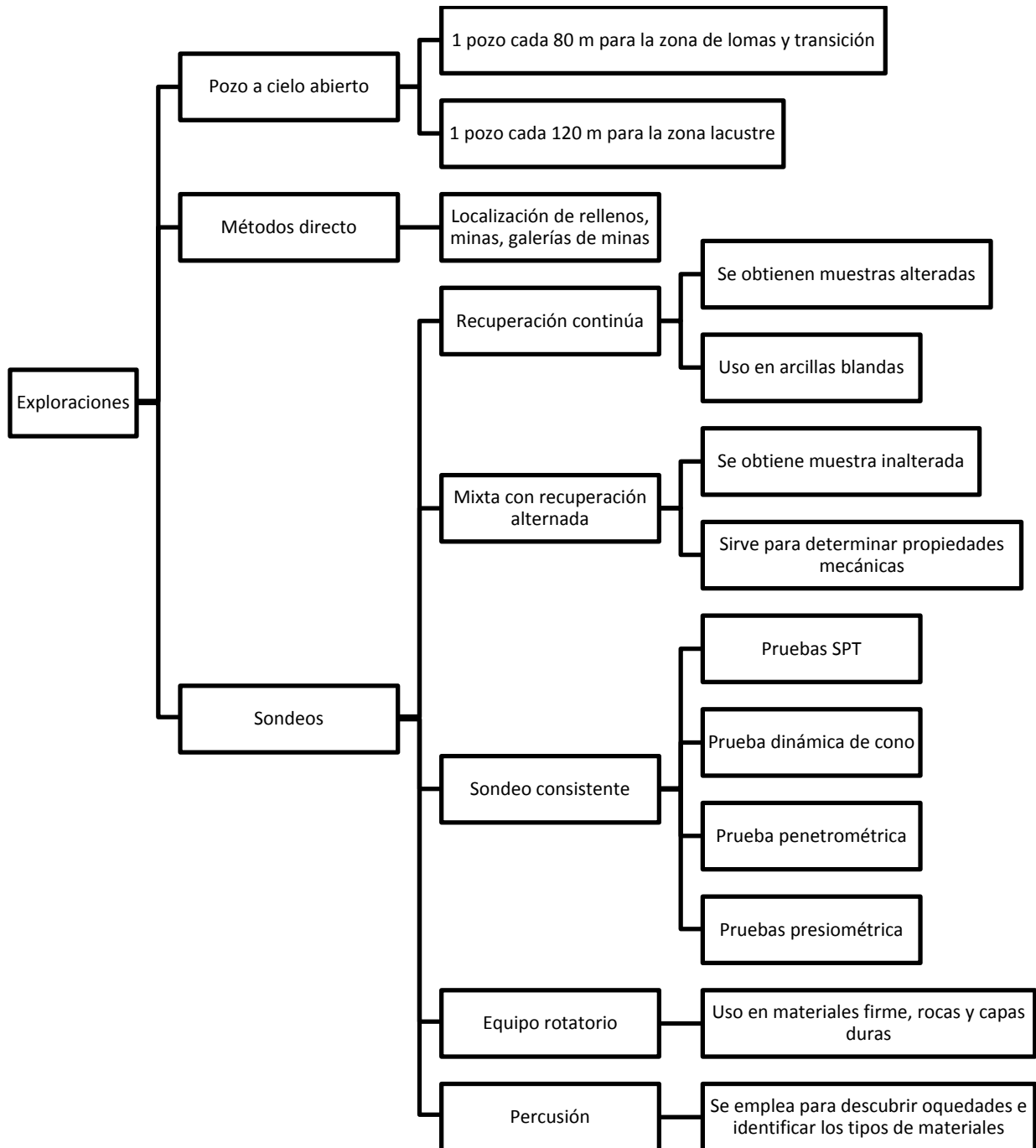


Figura 3.11. Métodos de exploración.



Figura 3.12. Exploración mediante técnicas de sondeo con equipo rotatorio.



Figura 3.13. Equipo rotatorio.



Figura 3.14. Barril.



Figura 3.15. Muestras obtenidas mediante sondeo con equipo rotatorio.

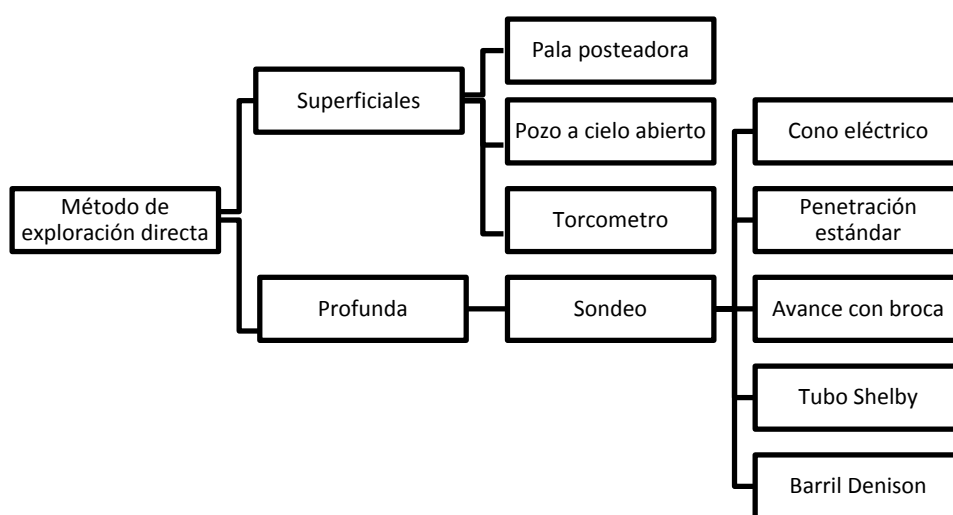


Figura 3.16. Exploración directa.

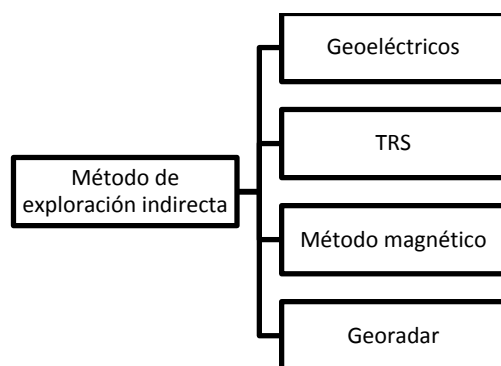


Figura 3.17. Exploración indirecta.

3.2.1.2. Exploraciones mínimas.

La elección del tipo de exploración estará sujeto a la magnitud de la obra, relacionando el área de construcción y la profundidad de la excavación, así como la zona en donde se llevará a cabo la obra. Con la finalidad de facilitar las clasificaciones de la magnitud de la obra, se agruparán en dos sectores denominados construcción ligera – mediana y construcción pesada. La construcción ligera a mediana agrupará a todas las estructuras que se ubiquen dentro de la zona I y zona II, con un perímetro de construcción menor o igual a 80 metros y una profundidad de desplante no mayor de 2.5 metros, con una carga de 40 kPa, para la zona I se recomendará realizar estudios de pozo a cielo abierto y pruebas de laboratorio. En la zona II se considerará pertinente la realización de inspecciones superficiales para constatar la inexistencia de fallas o depósitos de materiales que alteren la integridad de la superficie. Otros métodos para determinar las características del subsuelo son los pozos a cielo abierto y pruebas de laboratorio. Correspondiente a la zona III, será oportuno la realización de inspecciones superficiales, pozo a cielo abierto, elaboración de exploraciones a mayor profundidad y pruebas de laboratorio.

Referente a las construcciones consideradas pesadas, estarán integradas por construcciones con un perímetro mayor de 80 metros en zona I y zona II, para la zona III corresponderá un perímetro mayor a 120 metros, a una profundidad mayor a 2.5 metros y con una carga mayor a 40 kPa. En la zona II se pueden utilizar procedimientos directos, sondeo o pozos profundos, dependiendo del grado de alteración que se observe en la superficie. Para construcciones situadas dentro de la zona II, se considerarán inspecciones superficiales detalladas, las cuales deberán identificar las alteraciones que se puedan presentar en el subsuelo, estas alteraciones suelen originarse por la existencia de depósitos de suelos aluviales, capas arenosas y rellenos artificiales; en caso de existir depósitos aluviales en el sitio de construcción, lo más recomendable será la eliminación de los depósitos. Nunca se deberá desplantar sobre estratos compuestos por depósitos residuales, ya que no se puede predecir un comportamiento homogéneo de los materiales que puedan integrar dicho estrato, como: materiales residuales de la construcción, basura, compuestos orgánicos, otros procedimientos que demuestran su eficacia son el sondeo con perfil estratigráfico. En zona III se pueden considerar la utilización de inspecciones superficiales detalladas, sondeos estratigráficos u otros mecanismos que garanticen o se aproximen al identificar el comportamiento de los estratos del subsuelo.

Otro elemento a considerar será la revisión del hundimiento regional, que se puede llevar a cabo mediante la revisión de la información del sitio, así como la observación directa mediante la colocación de piezómetros y banco de nivel, considerando el efecto de la fricción negativa en torno al banco de nivel.

3.2.1.3. Etapas de la exploración del subsuelo.

Las etapas a considerar en la exploración de subsuelo se pueden dividir en dos secciones, la primera sección corresponderá al trabajo de campo mientras que la segunda sección recaerá en las pruebas de laboratorio. La primera etapa iniciará con el reconocimiento geológico del lugar, por medio de observaciones de la naturaleza, tipo y características estructurales. En la segunda etapa se desarrollarán los sondeos y muestreo, donde se registrarán el tipo, número, profundidad y distribución de las mismas, las muestras deberán ser representativas de las condiciones predominantes en el sitio en donde se desplantará la obra. Se podrán elaborar pruebas *in situ* para conocer un aproximado de las propiedades del suelo.

La identificación del método de muestreo estará relacionado con las observaciones realizadas con anterioridad sobre las condiciones superficiales predominante en el sitio; comúnmente se realizan sondeos mediante pozos a cielo abierto, penetración estándar, uso de cono eléctrico, exploración sin muestreo, rotación con barril y muestreo inalterado implementando el uso de tubo *Shelby* hincado a presión estática, barril *Denison* y *Pitcher*. Después de obtener las muestras, se podrán realizar mediciones de la resistencia al corte, deformabilidad, peso volumétrico, profundidad y fracturación del nivel de agua freática, presión de poro, permeabilidad y pruebas de cargas.

En la segunda sección (ensayo de laboratorio), se identificarán y clasificarán los ensayos, registrando el peso específico, límite de consistencia, distribución granulométrica, grado de saturación, por último, se detallará el perfil estratigráfico y las propiedades mecánicas.

Tabla 3.8. Exploración.

Exploración del subsuelo.			
Área de trabajo.	Etapas.	Procesos.	Descripción de características.
Trabajo de campo.	Etapa 1.	Conocimiento geológico.	Naturaleza del estrato, características estructurales.
		Evaluación de cimentaciones existentes.	
	Etapa 2.	Ejecución de sondeo – muestreo.	Tipo, número, profundidad y distribución.
			Pozo a cielo abierto. Penetración estándar. Conos. Muestreo inalterado. Rotación con barril. Exploración sin muestreo.

		Mediciones y pruebas en sitio.	Resistencia al corte. Deformabilidad. Peso volumétrico. Profundidad y fluctuación del NAF. Presión de poro. Pruebas de carga. Permeabilidad.
		Muestreo representativo.	
Ensayo de laboratorio.	Etapa 3.	Identificación, clasificación y ensayos.	Peso específico. Límite de influencia. Distribución granulométrica. Grado de saturación. Muestreo inalterado.
	Etapa 4.	Definición.	Perfil estratigráfico. Propiedades mecánicas.

3.2.2. Estudios geotécnicos.

La elaboración de los estudios geotécnicos tiene como meta establecer los parámetros necesarios y las propiedades del suelo para prever fallas por resistencia al esfuerzo cortante, así como minimizar las deformaciones, misma que pueden originarse por asentamientos de la estructura a construir o de edificaciones colindantes, expansiones y desplazamientos. En el caso que no se considere el comportamiento de las expansiones se corre el riesgo que se presenten complicaciones en el proceso constructivo. Otro objetivo que deberá cumplir el estudio geotécnico es su viabilidad económica y funcional. Las etapas a seguir para la elaboración de los estudios geotécnicos iniciarán con el análisis e interpretación de las propiedades determinadas en el laboratorio de las muestras obtenidas durante la exploración del suelo. La segunda etapa corresponderá a la determinación de estratigrafías y sus propiedades. Posteriormente iniciará la tercera etapa, consistente en la elección y análisis de la cimentación. Esta etapa es crucial, ya que en ella se establecerán las características y el tipo de cimentación que cumpla con los requerimientos que demanda el proyecto, se deberá de contar con la información mínima necesaria para el cumplimiento óptimo de esta etapa; la información incluirá las características generales del proyecto, estratigrafía y propiedades que se tiene en el sitio en que se planea construir la obra, incluyendo una descripción detallada mediante informes y fotografías de los factores ambientales. La cuarta, y última etapa, comprenderá la elaboración de normas que deben de cumplir el diseño y la construcción de la cimentación, garantizando un comportamiento predecible durante el tiempo en que se realizará el proyecto y durante toda la vida útil de la estructura, minimizando los riesgos.

Etapas del desarrollo de los estudios.

- Análisis – interpretación.
- Determinación de estratigrafía y propiedades.
- Elección y análisis de la cimentación.
 - Característica del proyecto.
 - Propiedades del subsuelo.
 - Factores ambientales.
- Elaboración de recomendaciones o normas.

3.2.2.1 Propiedades de laboratorio.

Las muestras obtenidas durante el proceso de exploración servirán para la elaboración de los análisis de laboratorio, ya ejecutado el análisis se determinarán las propiedades del suelo, estas propiedades son necesarias para el cálculo estructural. Las propiedades del suelo que se pueden determinar son: propiedades mecánicas, propiedades hidráulicas, propiedades dinámicas.

En torno a las propiedades mecánicas éstas pueden corresponder a la resistencia del suelo, la deformabilidad, la permeabilidad, la deformabilidad unidimensional, o compresibilidad, se obtiene mediante consolidación unidimensional. Para las propiedades hidráulicas se puede determinar la permeabilidad que se presenta en el suelo y para las propiedades dinámicas basta con obtener el módulo de rigidez al corte y el porcentaje de amortiguamiento mediante péndulo de torsión, corte simple y cíclico.

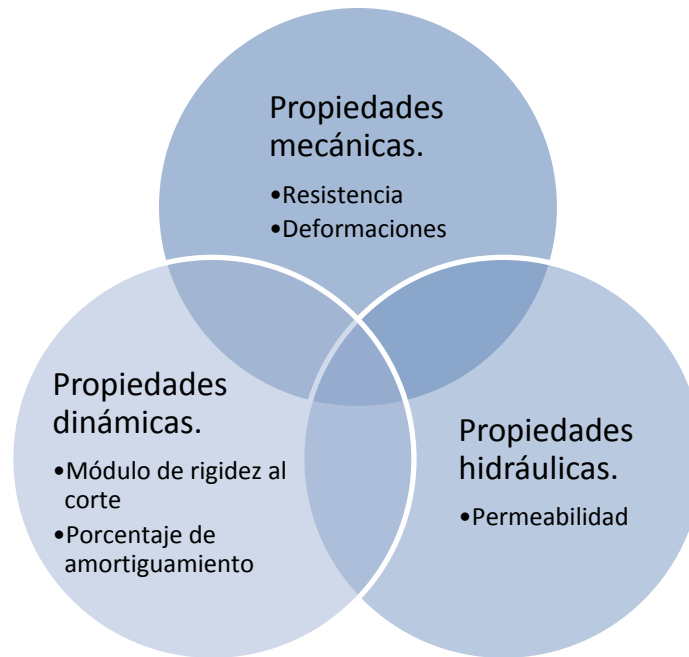


Figura 3.18. *Propiedades de laboratorio.*

3.3 Consideraciones previas al diseño geotécnico de cimentaciones.

3.3.1. Capacidad de carga.

Existen diversos criterios para el cálculo de la capacidad de carga, en suelos arenosos e intermedio se recomienda el uso de la teoría de Terzaghi y Peck (1967), para suelos cohesivo se puede emplear la capacidad de carga neta o la teoría de Skempton. Dentro del análisis se considerará un factor de seguridad que garantice el comportamiento adecuado de la estructura durante toda su vida útil, la magnitud del factor de seguridad varía conforme a las solicitaciones que se requieran, bajo cargas estáticas se aplica un valor de $F_s = 3$, para combinaciones más desfavorables se usa $F_s = 2$ y para los casos en donde predomina la presión de contacto limitado por asentamientos tolerables se suele usar los valores propuestos de carga admisibles.

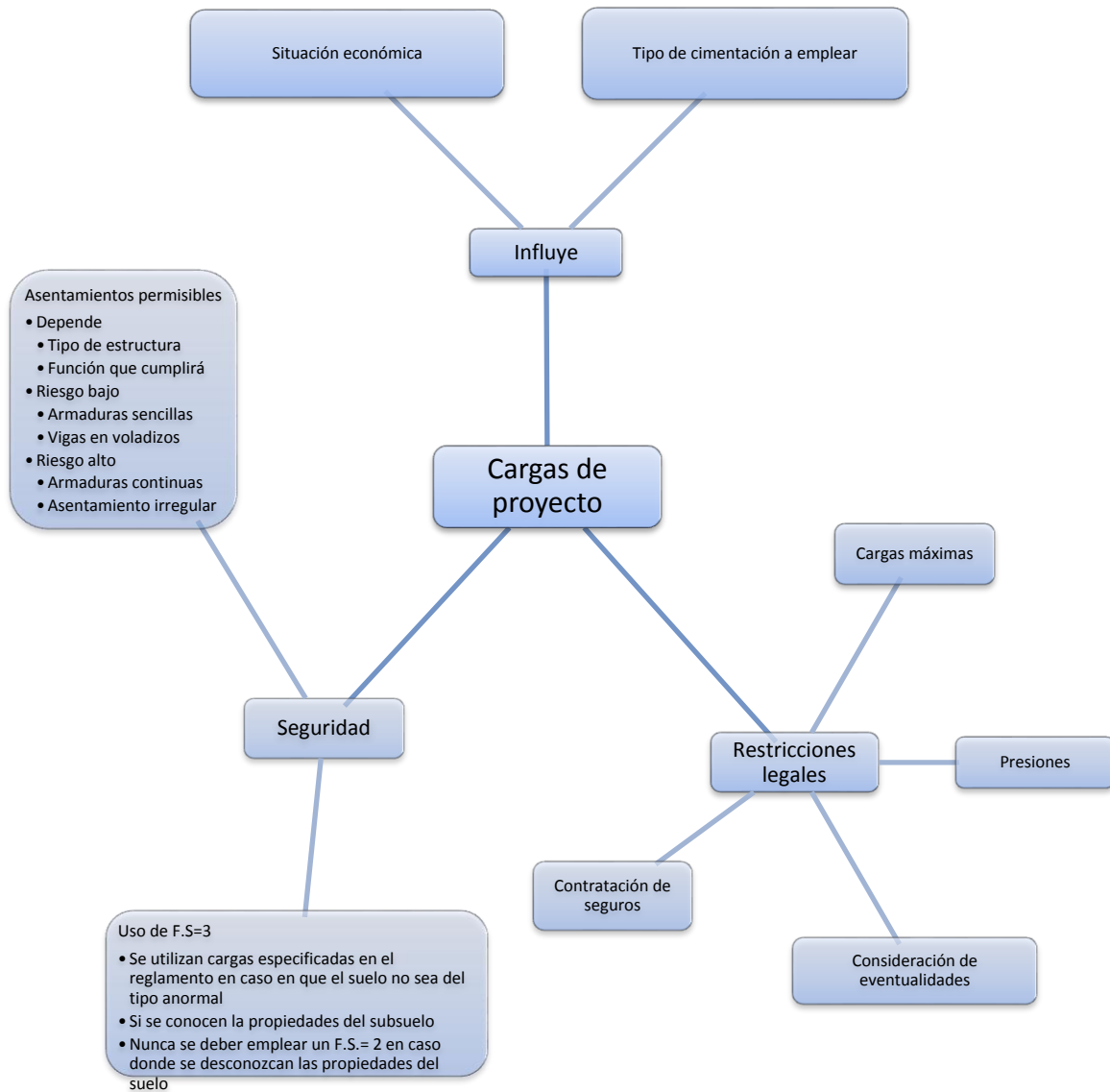


Figura 3.19. Factores que interviene en la carga.

Para fines del cálculo se suelen emplear las siguientes expresiones.

- Descargas del subsuelo

$$w_n = \frac{c_m + c_{va} - p_s}{A}$$

Dónde:

C_m =Carga muerta total

C_{va} =Carga viva total reducida

P_s =Peso total del subsuelo excavado

- Profundidad de desplante

$$D_f = \frac{w_c}{\gamma}$$

Dónde:

W_c =Carga unitaria compensada

γ =Peso volumétrico

- Peso unitario del edificio

$$w_T = \frac{c_m + c_{va}}{A}$$

- Se deberá verificar

$$\frac{c_m + c_{ve} - p_s}{A} \leq q_a$$

C_{ue} =Carga viva del análisis estructural

3.3.2. Recomendaciones para el diseño geotécnico y construcción de la cimentación.

Las recomendación a seguir para obtener un diseño geotécnico satisfactorio se centrará en analizar las implicaciones que tendrá la elección de una determinada cimentación, su profundidad, las cargas que soportará, la distribución de las presiones, los empujes del subsuelo, las acciones debidas al peso volumétrico y los asentamientos totales y diferenciales al que estará expuesto durante el proceso constructivo y la entrada en operación de la estructuras.

En la etapa de construcción será recomendable elegir el método de excavación y la maquinaria a emplear mediante el análisis de la profundidad que se deberá alcanzar, la distribución del trabajo en etapas, el avance y tiempos de maniobras para evitar la sobre exposición de la excavación a los agentes atmosféricos y la estabilidad de corte necesarias para mantener inerte las paredes de la excavación.

Para la identificación del método de abatimiento del nivel de agua freática se considerarán las condiciones de saturación del subsuelo, características de los materiales y las cargas que se presentan en la colindancias, con el fin de evitar una descompensación en el nivel freático, el cual probablemente provoque hundimiento o emersión de las estructuras vecinas, el método de abatimiento estará relacionado con el proceso constructivo y el avance en las actividades.

Tabla 3.9. Recomendaciones.

Recomendaciones.		
Etapa.	Revisión.	
Diseño geotécnico.	Tipo de cimentación. Profundidad de desplante. Cargas. Distribución de presiones. Empujes. Peso volumétrico. Asentamientos totales y diferenciales.	
Construcción.	Excavación.	Profundidad. Etapas. Avances. Estabilidad de cortes.
	Abatimiento del nivel de agua freática. Características de los materiales.	

3.3.2.1. Factores que causan el mal comportamiento de cimentaciones.

Existen múltiples factores que deben considerarse, en este punto es primordial contar con un registro de riesgo de la zona en donde se efectuará el proyecto, para conocer qué factores son más recurrentes, en el caso de no disponer con éste registro, se implementará una identificación básica de las condiciones del sitio. Un factor a considerar será la sismicidad y el efecto del fenómeno de licuación, así como los asentamientos provocados por las vibraciones que se originan por factores relacionados con las acciones del viento, construcciones vecinas, discontinuidad del subsuelo (tratamiento de rocas), hundimientos regionales debido a la sobreexplotación de agua del subsuelo o por consolidación, acciones de agua en zonas inundables que puedan presentar alto grado de erosión o con presencia de socavaciones o turbificación y por último los factores relacionados con la estabilidad de las laderas.

Factores ambientales.

- Sismicidad.
 - Efecto del fenómeno de licuación.
 - Asentamientos por vibración.
- Acción del viento.
- Hundimiento regional.
 - Explotación del manto freático.
 - Consolidación.
- Discontinuidad del subsuelo.
- Construcciones vecinas.
- Acciones del agua.
 - Zonas inundables.
 - Poder erosivo.
 - Socavación.
 - Turbificación.
- Estabilidad de laderas.

3.3.2.2. Problema de diseño geotécnico y construcción de cajones.

Los problemas más comunes a considerar en el diseño geotécnico y construcción de cajones de cimentación son los relacionados al valor de la capacidad de carga y los asentamientos permisibles que se considerarán, así como la profundidad a la que se desplantará la estructura, la distribución de presiones, método de excavación, el empuje de tierra dentro de la excavación, la estanquidad del cajón y la protección de las juntas, el abatimiento del nivel de agua freática durante la construcción, expansiones y la estabilidad de la excavación, contemplando medidas que eliminen, o en su defecto, disminuyan las fallas de los taludes, falla de fondo y rupturas de los apuntalamientos.

Los problemas más recurrentes que se presentan durante la construcción de cajones son los siguientes:

- Capacidad de carga reducida.
- Asentamientos de gran magnitud.
- Profundidad de desplante por arriba del nivel de diseño.
- Inadecuada distribución de presiones.
- Empuje de tierra superior al contemplado.
- Análisis y diseño estructural al límite.
- Nula estanquidad del cajón.
- Errores en el método de abatimiento del nivel de agua freática.
- Expansiones.
- Estabilidad de la excavación.
 - Talud.
 - Falla de fondo.
 - Apuntalamiento.

3.4. Ejemplo de aplicación.

3.4.1. Análisis geotécnico.

(Deméneghi, Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones).

Realizar el diseño geotécnico del cajón de cimentación de un edificio de 30.6 x 30.6 m en planta. El inmueble (tiene seis pisos) con un peso unitario máximo de 83 kPa y un peso unitario medio de 70 kPa, incluido el peso del cajón de cimentación. La estratigrafía del subsuelo se indica en la Figura A. Se debe calcular: (a) La expansión inmediata del fondo del corte, debida a la excavación; (b) El asentamiento inmediato por recompresión (recuperación de la expansión); (c) El asentamiento por compresión (debido al incremento neto de carga por el peso máximo del edificio); y (d) El asentamiento diferido por compresión (debido al incremento neto de carga por el peso medio del inmueble).

Factores de conversión
$1000 \text{ kg/m}^3 = 1 \text{ t/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$
$1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa} \text{ ó } 100 \text{ kN/m}^2$

NAF			Ee kPa	Eu kPa	Ep kPa	Ecs kPa	cv cm ² /s	ξ
2 m	Limo arcilloso sensitivo Gamma = 17 kN/m ³	4 m	4955	3980	6200	11295	2x10 ⁻³	5
	Arcilla limosa sensitiva Gamma = 14 kN/m ³	4 m	4905	4000	6795	12400	1.2x10 ⁻³	5
	Arcilla limosa sensitiva Gamma = 12 kN/m ³	5 m	5005	3890	7200	12805	1x10 ⁻³	5
	Arena muy compacta							

ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES
FIGURA A

Considerar que la presión crítica.

$$p_{vb}' = 1.5 p_{vo}'.$$

Vida útil del inmueble = 50 años

Zona II del Distrito Federal. No existen construcciones colindantes.

Donde:

c_v = Coeficiente de consolidación del suelo.

E_e = Módulo elástico para el cálculo de la expansión inmediato por excavación.

E_u = Módulo elástico para el cálculo del asentamiento inmediato por compresión.

E_p = Módulo elástico para el cálculo del asentamiento diferido por compresión.

E_{cs} = Módulo elástico para el cálculo del asentamiento diferido por compresión.

P_{vo}' = Presión total al nivel de desplante, debida a peso propio del suelo.

p_{vod} = presión total previamente existente en el suelo, a la profundidad de desplante.

SOLUCIÓN.

Determinación de la profundidad de desplante.

A la profundidad de desplante del cajón se debe cumplir.

$$\text{Incremento neto de presión} = PUM - p_{vod}' \leq p_{vb}' - p_{vo}'$$

PUM = peso unitario medio = 70 kPa.

Si utilizamos la igualdad en la expresión $PUM - p_{vod}' \leq p_{vb}' - p_{vo}'$, suponiendo que $D_f > 2$ m, y dado que;

$$p_{vb}' = 1.5 p_{vo}'$$

$$70 - 17D_f = 0.5p_{vo}' = 0.5[17(2) + (D_f - 2)(17 - 9.81)]$$

$$D_f = 2.92 \text{ m}$$

Se usa $D_f = 3$ m

Estados límite de servicio.

Expansión inmediata.

La descarga por excavación es;

$$q_{exc} = 17(3) = 51 \text{ kPa}$$

Las deformaciones inmediatas se calculan usando la ley de Hooke.

$$\delta_z = \frac{\Delta z}{E_g} [\sigma_z - v(\sigma_x + \sigma_y)]$$

B

Estrato 1

$$E_e = 4955 \text{ kPa}$$

Se trabaja a la mitad de lo que resta el estrato 1.

$$v = 0.5$$

$$z = 1/2 = 0.5 \text{ m}$$

$$\sigma_z = 50.997 \text{ kPa}$$

$$\sigma_x = 48.483 \text{ kPa}$$

$$\sigma_y = 47.707 \text{ kPa}$$

Reemplazando en la ecuación B.

$$\delta_e = \frac{(1)}{4955} [50.997 - 0.5(48.48 + 47.71)]$$

$$\delta_e = 0.0005858 \text{ m}$$

Procediendo en forma análoga con los demás estratos, se llegan a los siguientes resultados:

Estrato	Deltae
	m
1	0.00059
2	0.01308
3	0.02782
Suma	0.04149

Es decir, debido a la excavación, ocurre una expansión teórica inmediata en el fondo de 4.15 cm

Asentamiento inmediato.

Estrato 1

$$E_u = 3980 \text{ kPa}$$

Se trabaja a la mitad de lo que resta del estrato 1.

$$v = 0.5$$

$$z = 1/2 = 0.5 \text{ m}$$

El incremento neto de presión vale:

$$\text{INP} = 83 - 51 = 32 \text{ kPa}$$

$$\sigma_z = 31.998 \text{ kPa}$$

$$\sigma_x = 30.420 \text{ kPa}$$

$$\sigma_y = 29.934 \text{ kPa}$$

Reemplazando en la ecuación B.

$$\delta_u = \frac{(1)}{3980} [31.998 - 0.5(30.42 + 29.93)]$$

$$\delta_u = 0.0004574 \text{ m}$$

Procediendo en forma análoga con los demás estratos, se llegan a los siguientes resueltos:

Estrato	Deltau
	m
1	0.00046
2	0.01006
3	0.02246
Suma	0.03297

Es decir, debido a un incremento neto de presión de 32 kPa, la cimentación sufre un asentamiento inmediato de 3.30cm.

Asentamiento diferido.

Se emplea la siguiente expresión:

$$\delta_t = \delta_p U + C_t \log (1 + \xi T)$$

$$\delta_{Pt} = \delta_p U$$

$$\delta_{St} = C_t \log (1 + \xi T)$$

$$\delta_t = \delta_{Pt} + \delta_{St}$$

Donde:

$$\delta_p = (\Delta Z_o / E_p) \sigma_z$$

$$C_t = (\Delta Z_o / E_{cs}) \sigma_z$$

El incremento neto de presión, para condiciones a largo plazo es:

$$INP = 70 - 51 = 19 \text{ kPa}$$

Estrato 1

$$E_p = 6200 \text{ kPa}$$

$$E_{cs} = 11295 \text{ kPa}$$

Trabajamos a la mitad de lo que resta del estrato 1.

$$v = 0$$

$$z = 1/2 = 0.5 \text{ m}$$

$$\sigma_z = 18.999 \text{ kPa}$$

Reemplazando en las ecuaciones C y D.

$$\delta_p = (1/6200)(18.999) = 0.003064 \text{ m}$$

$$C_t = (1711295)(18.999) = 0.00182 \text{ m}$$

Se calcula el asentamiento para $t = 50$ años.

$$T = \frac{C_v t}{(\Delta z_e)^2}$$

$$t = 50(365.25)(86400) = 1.57788 \times 10^9 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.002(1.57788 \times 10^9)}{(100)^2} = 315.58 > 2$$

Por lo tanto, ya se completó la consolidación primaria y $U = 100\% = 1$

Sustituyendo en las ecuaciones $\delta_{Pt} = \delta_p U$, $\delta_{St} = C_t \log (1 + \xi T)$, $\delta_t = \delta_{Pt} + \delta_{St}$

$$\delta_{Pt} = 0.003064(1) = 0.003064 \text{ m}$$

$$\delta_{St} = 0.001682 \log (1 + 5(315.58)) = 0.005380$$

$$\delta_t = 0.003064 + 0.005380 = 0.008444 \text{ m}$$

Procedimiento en forma similar para los demás estratos:

Estrato	σ_z	δP	C_t
	kPa	m	M
1	18.99893	0.00306	0.00168
2	18.79065	0.01104	0.00606
3	16.85042	0.01168	0.00658

Estrato	δ_{Pt}	$\text{Log}(1+\xi T)$	δ_{St}	δ_t
	m		m	M
1	0.00306	3.19835	0.00538	0.00844
2	0.01104	2.37600	0.01439	0.02543
3	0.01168	2.10459	0.01384	0.02552
			Suma	0.05939

Es decir, para una vida útil de 50 años, el asentamiento teórico diferido de la cimentación en este periodo resulta de 5.94 cm.

El asentamiento total es:

$$\delta = \delta_u + \delta_t = 3.30 + 5.94 = 9.24\text{cm}$$

Para fines de diseño de accesos y de instalaciones al edificio, se debe tomar en cuenta además el asentamiento por recompresión, es decir:

$$\delta = 4.15 + 3.30 + 5.94 = 13.30\text{cm}$$

Giro permanente de un cimiento

El giro permanente de un cimiento está dado por (Zeevaert, 1973).

$$\theta_d = \theta_{ep} - \theta_e$$

El giro elastoplástico de un cimiento de planta circular es:

$$\theta_{ep} = \frac{3(1-\nu)M}{8G_{ep}R^3}$$

Y el giro elástico.

$$\theta_e = \frac{3(1-\nu)M}{8G_e R^3}$$

Es decir:

$$\theta_e = \frac{3(1-\nu)M}{8G_e R^3} \left(\frac{G_e}{G_{ep}} - 1 \right)$$

(E)

Sea

$$k_{ep} = \frac{G_e}{G_{ep}}$$

Por lo tanto;

$$\theta_d = \theta_e (k_{ep} - 1)$$

O bien

$$\theta_d = \frac{3(1-\nu)M}{8G_e R^3} (k_{ep} - 1)$$

Como

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Entonces

$$k_{ep} = \frac{G_e}{G_{ep}}$$

El valor de k_{ep} se puede obtener de pruebas dinámicas de compresión, obteniendo las deformaciones elásticas y plásticas producidas por ciclos de esfuerzos sobre probetas de suelo (Zeevaert, 1973).

Por ejemplo, en la arcilla de la Ciudad de México, los módulos dinámicos valen $G_e = 3300$ kPa

$$G_{ep} = 2700 \text{ kPa} \quad k_{ep} = 1.22$$

El peso total del edificio es:

$$\Sigma Q = 83(20)(30.6) = 50796 \text{ kN}$$

La fuerza sísmica vale:

$$S = (0.32)(50796) = 16254.7 \text{ kN}$$

Considerando que la altura del centro de gravedad del inmueble es;

$$h_{CG} = 7(3)/2 = 10.5 \text{ m}$$

El momento sísmico es:

$$M = 16254.7(10.5) = 170674.6 \text{ kN.m}$$

Sustituyendo la ecuación E.

$$\theta_d = \frac{3(1 - 0.5)170674.6}{8(3300)12.7^3} (1.22 - 1) = 0.00104 = 0.104\%$$

El giro permisible es:

$$\theta_{\text{permisible}} (\%) = \frac{100}{100 + 3h_e}$$

$$h_c = \text{altura de la construcción} = 21\text{m}$$

$$\theta_{\text{permisible}} = \frac{100}{100 + 3(21)} = 0.613\%$$

$$\theta_d = 0.104\% < \theta_{\text{permisible}} = 0.613\% \quad \underline{\text{Cumple}}$$

Estados límite de falla

Se debe verificar

$$q_{ult} \leq q_R$$

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v$$

$$f_c = 1 + 0.25 B/L + 0.25 D/B$$

Para $D/B < 2$ y $B/L < 1$. En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

$$0.35 \leq F_R \leq 0.70$$

Para condiciones normales se recomienda:

$$0.45 \leq F_R \leq 0.55$$

En la zona II del Distrito Federal:

$$F_R = 0.7$$

Primera combinación de acciones (carga permanente más carga accidental):

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = (\Sigma Q / A) F_c$$

$$q_{ult} = 83(1.4) = 116.2 \text{ kPa}$$

Encontramos un promedio ponderado de la cohesión:

$$c_{um} = \frac{(1)(22) + (4)(23) + (5)(20)}{10} = 21.4 \text{ kPa}$$

Reemplazando en las ecuaciones $q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v$, $f_c = 1 + 0.25 B/L + 0.25 D/B$

$$f_c = 1 + 0.25 (20/30.6) + 0.25 (3/20) = 1.201$$

Se usará $F_R = 0.7$

$$q_R = 5.14(21.4)(1.201)(0.7) + 3(17) = 143.47 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} = 116.2 \text{ kPa} < q_R = 143.47 \text{ kPa} \therefore \text{Cumple}$$

Segunda combinación de acciones (carga permanente más carga variable más carga accidental)

El peso total edificio es:

$$\Sigma Q = 83(20)(30.6) = 50796 \text{ kN}$$

La fuerza sísmica vale:

$$S = (0.32/2)(50796) = 8127.36 \text{ kN}$$

Considerando que la altura del centro de gravedad del inmueble es:

$$h_{CG} = 7(3)/2 = 10.5 \text{ m}$$

El momento sísmico es:

$$M_y = 8127.36(10.5) = 85337.28 \text{ kN.m}$$

$$M_x = 0.3(85337.28) = 25601.18 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} = \frac{85337.28}{50796} = 1.68 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} = \frac{33465.6}{66400} = 0.504 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 20 - 2(1.68) = 16.54 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 30.6 - 2(0.504) = 29.592 \text{ m}$$

Reemplazamos en las ecuaciones $q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v$, $f_c = 1 + 0.25 B/L + 0.25 D/B$

$$f_c = 1 + 0.25 \left(\frac{16.64}{29.592} \right) + 0.25 \left(\frac{3}{16.64} \right) = 1.1857$$

Se Usará $F_R = 0.7$

$$q_R = 5.14(21.4)(1.1857)(0.7) + 3(17) = 142.30 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} = [50796/((1.64)(29.592))] (1.1) = 113.47 \text{ kPa} < q_R = 142.30 \text{ kPa} \therefore \text{Cumple}$$

Diseño estructural

Interacción suelo- estructura

Método directo (Deméneghi, 1996)

El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces.

El cálculo de deformaciones del suelo se realiza con la siguiente fórmula:

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{n_e} (\Delta z_j / E_{sij}) \sum_{k=1}^{n_r} l_{ijk} r_k d_k / a_k \quad 1234$$

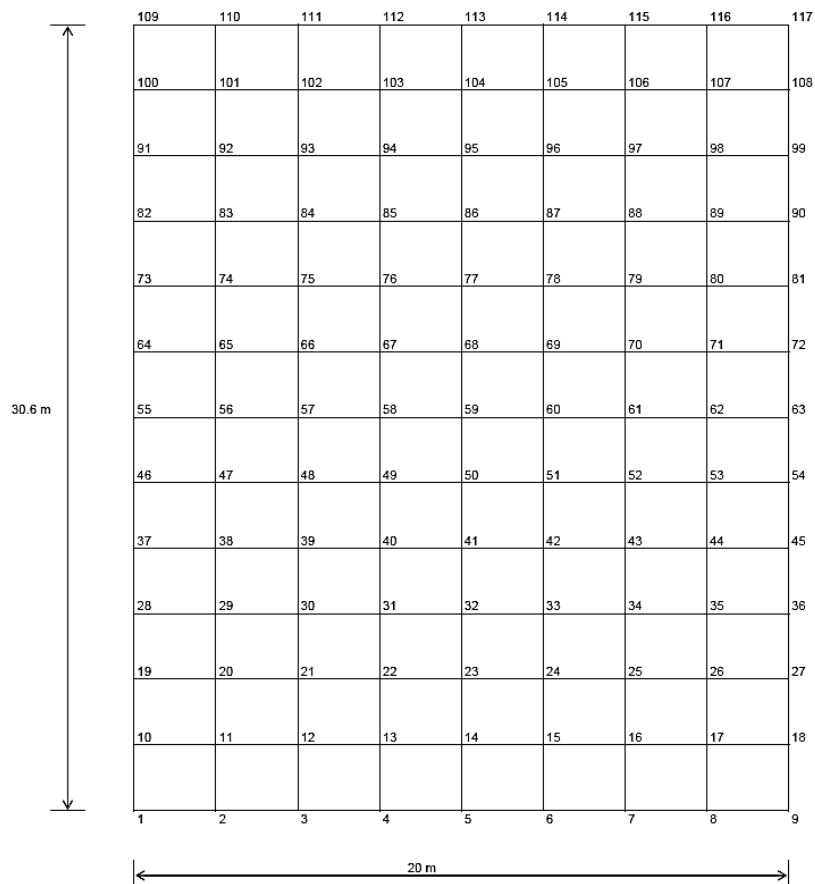
Donde;

$$l_{ijk} = l_{zijk} - v(l_{xijk} + l_{yijk})$$

l_{zijk} es el valor de influencia vertical, el cual es igual al incremento de esfuerzo normal vertical en el punto ij , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert, 1973). Las demás cantidades l_{xijk} e l_{yijk} se obtienen en forma similar, usando los incrementos de esfuerzo normal horizontal.

El procedimiento consiste en establecer la compatibilidad de deformaciones entre estructura y terreno de cimentación, lo que permite determinar los diagramas de reacciones y de asentamientos del terreno. (Deméneghi, 1996). Con éstas cantidades se obtienen los elementos mecánicos en la subestructura.

Se divide la planta de la cimentación en los nudos indicados en la figura B.



NUMERACIÓN DE NUDOS DE LA CIMENTACIÓN
FIGURA B

Corto plazo

Usando $\nu = 0.5$

Se obtendrán como ejemplo los valores de la influencia I_{z111} , I_{x111} e I_{y111} . Se coloca una presión unitaria $q = 1$ kPa en el área a_1 (figura B) y se computan los esfuerzos normales σ_z , σ_x y σ_y debidos a esta carga, a la mitad del estrato 1. Obtenemos:

$$\sigma_z = I_{z111} = 0.240351 \text{ kPa}$$

$$\sigma_x = I_{x111} = 0.128409 \text{ kPa}$$

$$\sigma_y = I_{y111} = 0.129680 \text{ kPa}$$

$$I_{111} = 0.111306 \text{ kPa}$$

Los demás valores de influencia se determinan en forma similar.

Los módulos de deformación del suelo E , se encuentran de la siguiente forma:

De acuerdo con la ley de Hooke (ecuación B)

$$E_8 = \frac{\Delta z}{\delta_z} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (E)$$

Estrato 1

El asentamiento inmediato debido a la recuperación de la expansión más el hundimiento debido al incremento neto de carga vale

$$\delta_z = 0.0005856 + 0.0004573 = 0.0010249 \text{ m}$$

Los incrementos de esfuerzo ocasionados por el peso unitario máximo de 83 kPa son:

$$\sigma_z = 82.995 \text{ kPa}$$

$$\sigma_x = 78.903 \text{ kPa}$$

$$\sigma_y = 77.641 \text{ kPa}$$

Reemplazando valores en la ecuación E, con $\nu = 0.5$

$$E_{s1} = 4528.7 \text{ kPa}$$

Procediendo en forma similar hallamos para los estratos 2 y 3

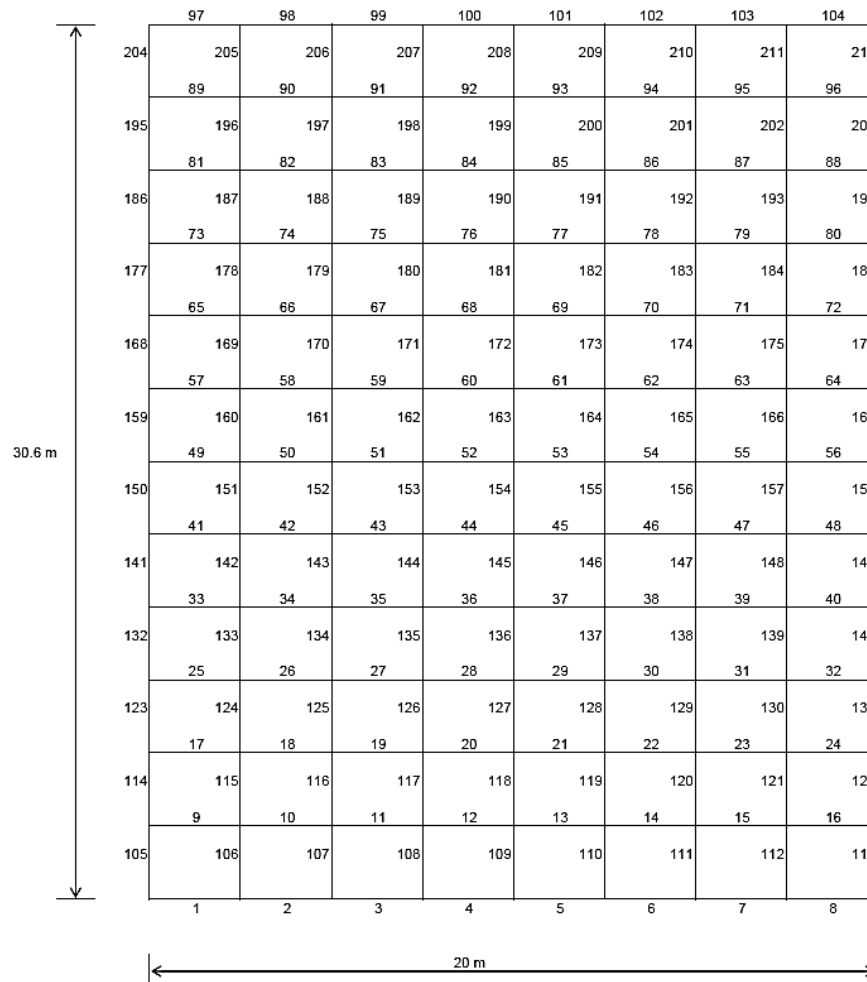
$$E_{s2} = 4517.6 \text{ kPa}$$

$$E_{s3} = 4517.9 \text{ kPa}$$

Sustituyendo valores en la ecuación $\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (\Delta z_j / E_{sij}) \sum_{k=1}^{nr} l_{ijk} r_k d_k / a_k$ 1234

$$\begin{aligned} \delta_1 &= (\Delta z_1 / E_{s11}) (l_{111} r_1 d_1 / a_1 + l_{112} r_2 d_2 / a_2 + \dots) \\ &+ (\Delta z_2 / E_{s12}) (l_{121} r_1 d_1 / a_1 + l_{122} r_2 d_2 / a_2 + \dots) \\ &+ (\Delta z_3 / E_{s13}) (l_{131} r_1 d_1 / a_1 + l_{132} r_2 d_2 / a_2 + \dots) \\ \delta_1 &= (1) / 4528.7 \{ [0.111306(2.5/2 + 2.55/2) / (2.5/2)(2.55/2)] r_1 - [0.0251006(2.5 \\ &+ 2.55/2) / (2.5)(2.55/2)] r_2 + \dots \} \\ &+ (5) / (4517.9) \{ [0.0127971(2.5/2 + 2.55/2) / (2.5/2)(2.55/2)] r_1 + [0.0189969(2.5 + 2.55/2) / (2.5)(2.55/2)] \\ &r_2 + \dots \} \end{aligned}$$

Los demás asentamientos se obtienen en forma similar.



NUMERACIÓN DE BARRAS
FIGURA C

En la estructura de cimentación se consideraron las siguientes propiedades:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 14000 \sqrt{250}$$

$$E_c = 221359.44 \text{ kg/cm}^2 = 22135944 \text{ kPa}$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu)}$$

$$G_c = \frac{22135944}{2(1 + 0.2)} = 9223310 \text{ kPa}$$

Momento de inercia centroidal alrededor del eje x

$$I_x = \frac{bh^3}{12}$$

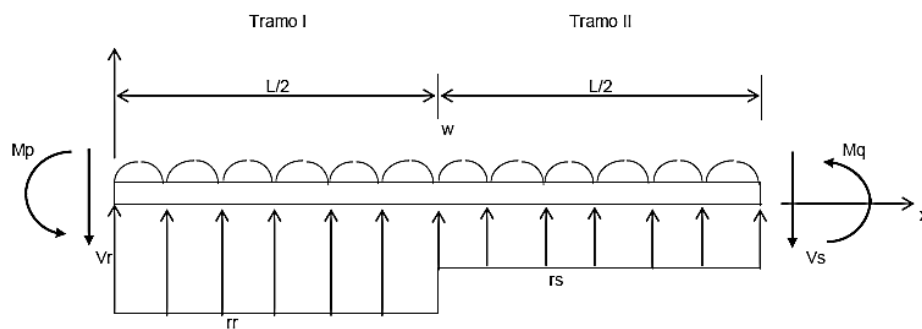
Momento polar de inercia centroidal

$$J_c = \frac{bh}{12} (b^2 + h^2)$$

Para el cálculo del momento polar de inercia se supone una dimensión longitudinal máxima de 5 veces la dimensión transversal.

Se consideran contratraveses de 0.4 m de ancho por 1 m de peralte, muros perimetrales de 0.2 por 3m, y losa de cimentación de 0.25 m de peralte.

El programa arroja los elementos mecánicos en los nudos de las barras. Para encontrar estas cantidades a lo largo de una barra se usan las siguientes expresiones:



CARGAS SOBRE LA BARRA
(NUDO SOBRE BARRA)
FIGURA D

Tramo I ($0 < x < L/2$)

$$V = -V_r + (r_r - w) x \quad (C)$$

$$M = -M_p - V_r x + (r_r - w) x^2 / 2 \quad (D)$$

$$x_{M \max} = \frac{V_r}{r_r - w} \quad (E)$$

Tramo II ($L/2 < x < L$)

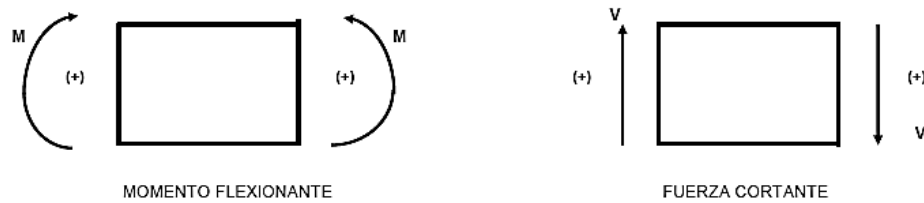
$$V = -V_r + (r_r - w) \frac{L}{2} + (r_s - w) \left(x - \frac{L}{2}\right) \quad (F)$$

$$M = -M_p - V_r x + (r_r - w) \frac{L}{2} \left(x - \frac{L}{4}\right) + \frac{r_s - w}{2} \left(x - \frac{L}{2}\right)^2 \quad (G)$$

$$x_{M \max} = \frac{L}{2} + \frac{V_r - (r_r - w) \frac{L}{2}}{r_s - w} \quad (H)$$

En las ecuaciones C a H se obtienen elementos mecánicos a lo largo de las barras de la estructura de cimentación.

Al aplicar las ecuaciones C a H, los valores de V_r y de M_p son los obtenidos con el análisis estructural (elementos mecánicos de barra sobre nudo). Los valores V y M , en las ecuaciones C a H, son elementos mecánicos a lo largo de la barra, para los que rige la convención de signos del diseño estructural, la cual se muestra en la figura E.



CONVENCIÓN DE SIGNOS PARA FINES DE DISEÑO ESTRUCTURAL
FIGURA E

Largo plazo

Los módulos de deformación a largo plazo del suelo E_s se obtienen de la siguiente forma:

Estrato 1. La suma de las deformaciones a corto y a largo plazo es: $0.059+0.046+0.844 = 0.949$

cm considerando sólo deformación vertical: $E_s = \sigma_z/\varepsilon_z = \sigma_z(\Delta z_o)/\delta_z = 82.995(1)/0.00949 = 8748.5 \text{ kPa}$ (en forma conservadora tomamos el peso unitario máximo del inmueble, 83 kPa).

Para el cálculo de esfuerzos y deformaciones se toma una relación de Poisson $\nu = 0$.

Para los estratos 2 y 3 se procede en forma similar y se encuentran:

$$E_{s2} = 67.60.7 \text{ kPa}$$

$$E_{s3} = 4817.2 \text{ kPa}$$

Para tomar en cuenta el efecto del tiempo, en la estructura se emplea un módulo de elasticidad del concreto

$$E' = 0.5 E; E' = 0.5 (22135944) = 11067972 \text{ kPa}$$

El diseño estructural se lleva a cabo tomando las envolventes de los elementos mecánicos de los análisis a corto y largo plazos, lo que equivale a considerar los valores más desfavorables de ellos.

Método iterativo

El análisis de interacción se lleva a cabo en forma iterativa. Se aplica la ecuación

$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (\Delta z_j/E_{sij}) \sum_{k=1}^{nr} l_{ijk} r_k d_k/a_k$ 1234 , considerando, para iniciar los cálculos, una reacción uniforme, la cual vale:

$$r = \Sigma Q/\text{longitud de la zapata}$$

$$\Sigma Q = 83(20)(30.6) = 50796 \text{ kN}$$

$$\Sigma L = 20(13) + 30.6(9) = 535.4 \text{ m}$$

$$r = 50796/535.4 = 94.875 \text{ kN/m}$$

Con esta magnitud de r , y usando la matriz de flexibilidades del terreno de cimentación (ecuación $\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (\Delta z_j/E_{sij}) \sum_{k=1}^{nr} l_{ijk} r_k d_k/a_k$ 1234).

El módulo de reacción vertical o “constante del resorte” es:

$$k_{vi} = r_i d_i / \delta_i \quad (I)$$

Con estos módulos de reacción iniciamos el análisis estructural de la zapata.

Con los desplazamientos de la estructura δ_{Ei} se calculan las nuevas cargas r_{Ei} sobre el terreno

$$r_{Ei} = \frac{k_{vi} \delta_{Ei}}{d_i} \quad (J)$$

A continuación se hace $r_i = r_{Ei}$, y se vuelven a calcular las deformaciones del terreno con la ecuación $\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (\Delta z_j / E_{sij}) \sum_{k=1}^{nr} l_{ijk} r_k d_k / a_k$ 1234. El proceso se repite hasta que las deformaciones del suelo igualan a las de la estructura.

[Comparando las magnitudes de k_v encontradas con los dos métodos (directo e iterativo) se aprecia que dichas cantidades son parecidas, por lo que se concluye que usando cualquiera de estos procedimientos se llega a resultados que similares entre sí.]

Con los valores de k_v de la última iteración se lleva a cabo el análisis estructural y se obtienen los elementos mecánicos sobre las contratraves, los muros perimetrales y la losa de cimentación.

Análisis aproximado de interacción

En ocasiones se requiere, para fines preliminares de análisis de una estructura de cimentación, estimar los módulos de reacción del terreno de cimentación. Estos módulos de reacción no se conocen “*a priori*”, pues dependen de la compatibilidad de desplazamientos entre la estructura y el terreno; la forma de establecer esta compatibilidad consiste en calcular las deformaciones de la estructura y las del terreno, y hacer iteraciones variando los módulos de reacción hasta que las deformaciones de estructura y suelo coincidan.

Una forma aproximada de encontrar los módulos de reacción consiste en hacer uso de la matriz de flexibilidades del suelo, y suponer que las deformaciones del mismo son iguales en todos los puntos, lo que equivale a suponer que la estructura de cimentación es infinitamente rígida. Con frecuencia la estructura de cimentación tiene una rigidez muy grande comparada con la rigidez del terreno de cimentación. Para valuar esta relación, se emplea el coeficiente de rigidez relativa estructura-suelo, k_{rg} , definido como:

$$k_{rg} = \frac{(1-v_s)E_{st}I_{st}}{(1-v_{st})E_s L^3} \quad (K)$$

E_{st} = módulo de elasticidad de la estructura

I_{st} = momento de inercia de la estructura, por unidad de ancho de la misma

L = longitud de la estructura

Cuando k_{rg} es mayor que 0.005 se puede considerar que los hundimientos de la cimentación son similares entre sí.

Los asentamientos del terreno están dados por la siguiente expresión:

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (\Delta z_j / E_{sij}) \sum_{k=1}^{nr} l_{ijk} r_k d_k / a_k$$

El propósito es lograr que las deformaciones δ_i sean iguales.

El análisis de interacción se lleva a cabo de forma iterativa. Considerando, para iniciar los cálculos, una reacción uniforme. El módulo de reacción vertical o “constante resorte” es:

$$\delta_i = r_i d_i \quad (L)$$

Suponiendo que la deformación de la estructura δ_E es igual al promedio ponderado de las deformaciones del suelo δ_i , es decir:

$$\delta_E = \frac{\sum \delta_i d_i}{d_i} \quad (M)$$

Con δ_E se calculan los nuevos valores de las reacciones r_{Ei}

$$r_{Ei} = \frac{k_{vi} \delta_E}{d_i} \quad (N)$$

Con estas descargas, r_i se vuelven a computar las deformaciones del suelo con la ecuación $\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (\Delta z_j / E_{sij}) \sum_{k=1}^{nr} l_{ijk} r_k d_k / a_k$ 1234 . El proceso se repite hasta que ya no cambian las magnitudes de k_{vi} de la ecuación L.

Considerando el ejemplo de la figura A, se analiza la condición a corto plazo.

$$I_{st} = \left[\frac{0.2(3)^3}{12}(2) + \frac{0.4(1)^3}{12}(7) \right] \left(\frac{1}{20} \right)$$

$$I_{st} = 0.056667 \text{ m}^4/\text{m}$$

Reemplazando en la ecuación K:

$$k_{rg} = \frac{(1 - 0.5)(22135944)(0.056667)}{(1 - 0.2)(4518.9)(30.6)^3}$$

$$k_{rg} = 0.006055 > 0.005$$

Por lo tanto, puede considerarse la estructura de cimentación como rígida, en comparación con el terreno de cimentación.

Para obtener la matriz de flexibilidades del suelo, se usa la retícula de la figura B.

Se inician los cálculos con la reacción uniforme, que vale:

$$r = \frac{\sum Q}{\text{longitud de zapata}}$$

$$r = \frac{50796}{535.4} = 94.875 \text{ kN/m}$$

se observa que las “constantes del resorte” con este método aproximado son similares a las obtenidas con el procedimiento directo. Esto se debe a que el cajón de compensación es rígido en comparación con el terreno de cimentación.

Magnitudes aproximadas de los módulos de reacción.

Para análisis preliminares de interacción suelo-estructura, se pueden usar los siguientes valores del módulo de reacción vertical:

$$k_v = \frac{Q_v}{\delta_v}$$

$$k_v = \frac{K_v}{a} = \frac{Q_v}{a\delta_v} = \frac{q_v}{\delta_v}$$

Corto plazo

Bajo el centro de la losa de cimentación

$$k_{vc} = \frac{q}{\delta_e + \delta_u} = \frac{83}{0.0415 + 0.0330} = 1114 \text{ kN / m}$$

$$K_{vc} = k_{vc} a = 1114(2.5)(2.55) = 7102 \text{ kN / m}$$

En las orillas de la losa se puede usar:

$$k_{vo} = \sim 2.3 - 2.8 K_{vc}$$

$$k_{vo} = \sim 2.8(1114) = 3119.2 \text{ kN / m}^3$$

$$K_{vo} = \sim k_{vo} a = 3119.2(1.25)(2.55) = 9942.4 \text{ kN / m}$$

En las esquinas:

$$k_{vo} = \sim 6 - 7 k_{vc}$$

$$k_{vc} = \sim 7 (1114) = 7798 \text{ kN / m}^3$$

$$K_{ve} = k_{ve} a = 7798(1.25)(1.275) = 12428.1 \text{ kN / m}$$

Largo plazo

Se toma el asentamiento total de la zapata

$$\delta = 0.0415 + 0.0330 + 0.0594 = 0.1339 \text{ m}$$

$$k_{vc} = \frac{q}{\delta} = \frac{70}{0.1339} = 522.8 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{vc} = k_{vc}a = 522.8 (2.5)(2.55) = 3332.8 \text{ kN/m}$$

$$k_{vo} = \sim 2.3 - 2.8k_{vc}$$

$$k_{vo} = \sim 2.8(522.8) = 1463.8 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{vo} = k_{vo}a = 1463.8(1.25)(2.55) = 4666 \text{ kN/m}$$

$$k_{ve} = \sim 6 - 7k_{vc}$$

$$k_{ve} = \sim 7 (522.8) = 3659.6 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{ve} = k_{ve}a = 3659.6(1.25)(1.275) = 5832.5 \text{ kN/m}$$

3.4.2. Dosificación del concreto.

La dosificación es el proceso en el cual se seleccionan los agregados adecuados y se determinan las cantidades relativas, con el objeto de producir una mezcla con características tales que garanticen su durabilidad y economía. Los factores que influyen dentro del dimensionamiento del concreto son básicamente la economía, trabajabilidad, resistencia, durabilidad, entre otros.

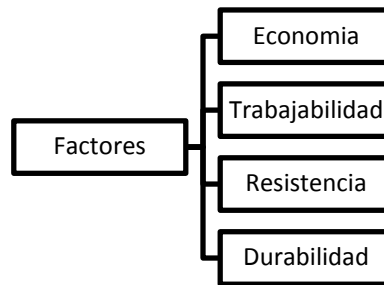


Figura 3.20. Factores que intervienen en el dimensionamiento del concreto.

La información que se requiere para el diseño de mezcla son los siguientes:

- Análisis granulométrico de los agregados que compondrán la mezcla.
- Peso unitario compactado de los agregados.
- Peso específico de los agregados.
- Contenido de humedad.
- Porcentaje de absorción.
- Textura y forma de los agregados.
- Característica del cemento a emplear.
- Peso específico del cemento.
- Resistencia de la mezcla.
- Relación agua cemento.

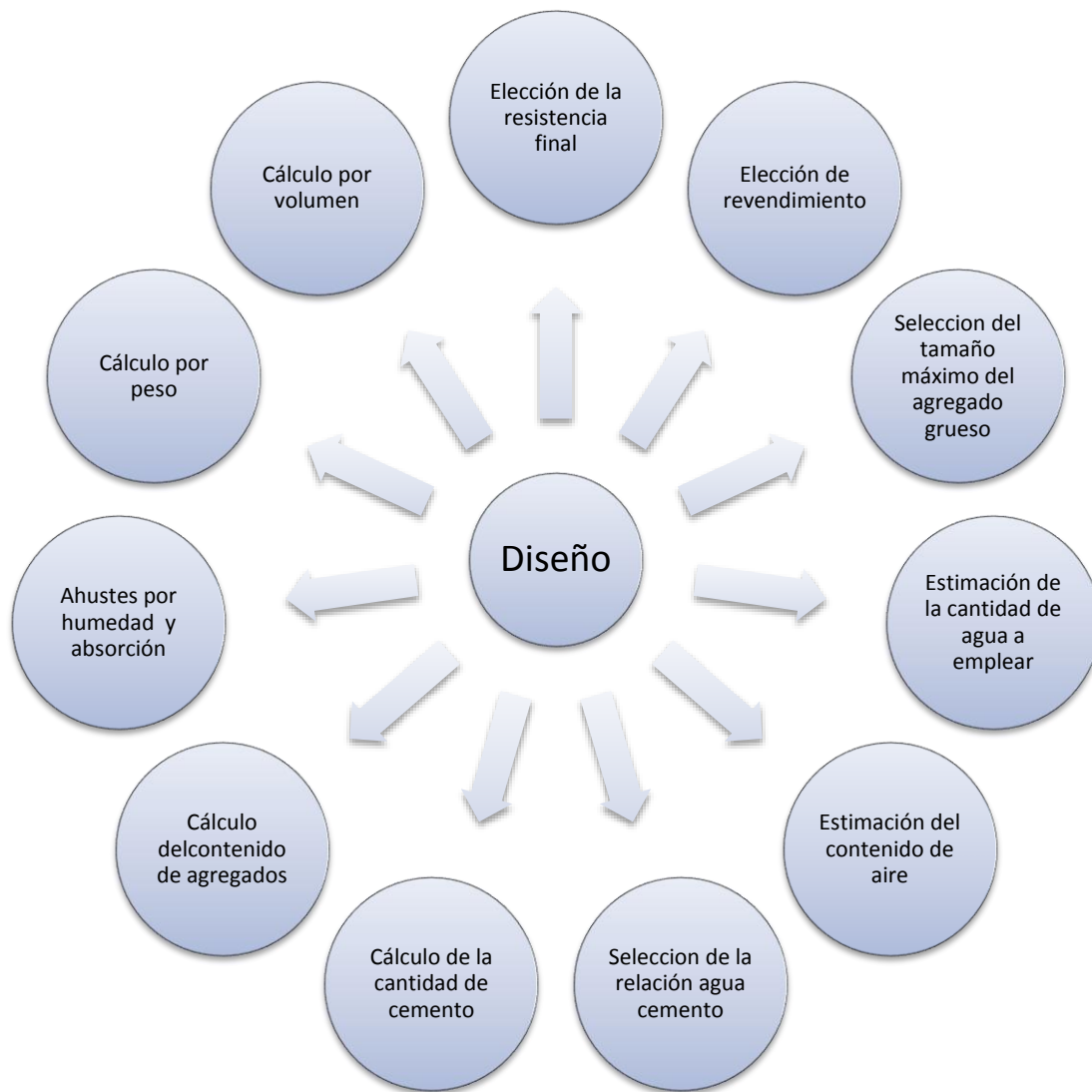


Figura 3.21. Proceso para el dimensionamiento del concreto de características comunes.

3.4.2.1. Tamaño máximo de agregado grueso.

El tamaño máximo del agregado grueso estará relacionado con la durabilidad y las propiedades físicas y mecánicas que predominen en el concreto, debido a que afecta sus propiedades y su capacidad para resistir los efectos adversos provocados por el medio ambiente. El tamaño máximo del agregado deberá cumplir:

- No deben pasar un quinto de la dimensión más pequeña de los componentes del

concreto.

- Deberá ser menor a tres cuartos del espaciamiento entre barras de refuerzos.
- Ser menor a un tercio del peralte de las losas.

Tabla 3.10. Agregado grueso (ACI, ASTM).

Tamaño máximo nominal del agregado, mm	Volumen de agregado grueso* varillado en seco, por volumen unitario de concreto para distintos módulos de finura de la arena ⁺			
	2.40	2.60	2.80	3.00
9.5(3/8")	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5 (1/2")	0.59	0.57	0.55	0.53
19(3/4")	0.66	0.64	0.62	0.60
25(1")	0.71	0.69	0.67	0.65
37.5(1 1/2")	0.75	0.73	0.71	0.69
50(2")	0.78	0.76	0.74	0.72
75(3")	0.82	0.80	0.78	0.76
150(6")	0.87	0.85	0.83	0.81

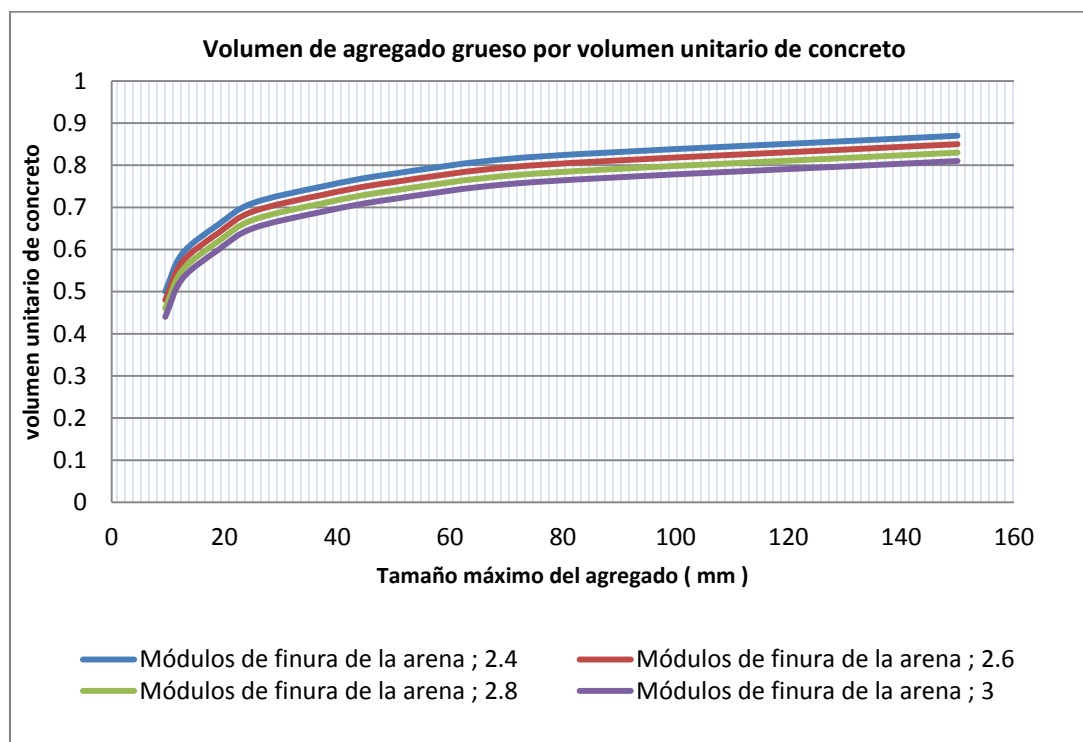
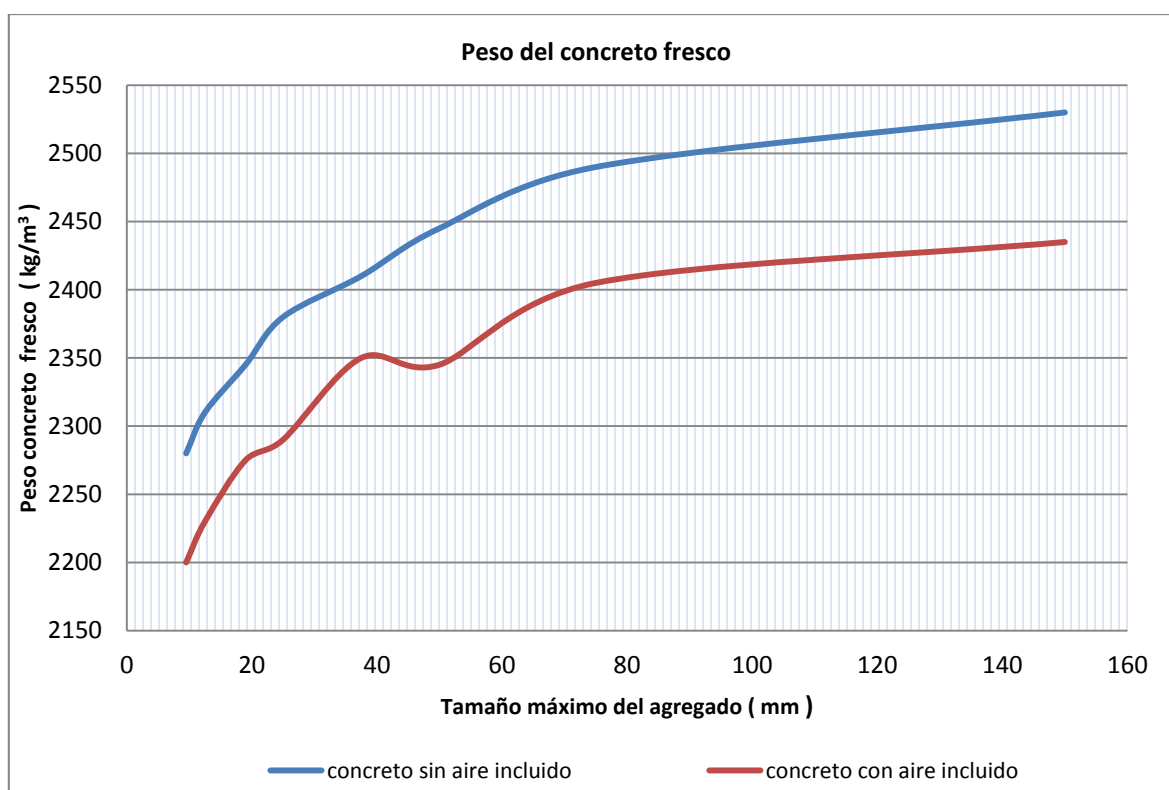


Figura 3.22. Correlación de valores de la tabla 3.10.

Tabla 3.11. Primera estimación del peso del concreto fresco (ACI, ASTM).

Tamaño máximo nominal del agregado, mm	Primera estimación del peso del concreto fresco. kg/m ³ *	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
9.5 (3/8")	2280	2200
12.5 (1/2")	2310	2230
19 (3/4)	2345	2275
25 (1")	2380	2290
37.5 (1 1/2")	2410	2350
50 (2")	2445	2345
75 (3")	2490	2405
150 (6")	2530	2435

**Tabla 3.23.** Correlación de valores de la tabla 3.11.

3.4.2.2. Revenimientos.

El revenimiento es la medición para conocer qué tan fácil resultará su colocación, manejo y compactación del concreto, cuando más elevado es el revenimiento, resultará más fácil su colocación. La medición se puede desarrollar como está establecido en la NMX C-156. Se deberá utilizar el diseño que cuente con la consistencia más densa que garantice su colocación de manera eficientemente.

Tabla 3.12. Revenimiento.

Elementos	Revenimiento máximo (cm)	Revenimiento mínimo (cm)
Zapatas	7.5	2.5
Muros de cimentación	7.5	2.5
Cajones	8	2.5
Vigas	10	2.5
Muros de concreto reforzado	10	2.5
Columnas	10	2.5
pavimentos	7.5	2.5
Losas	7.5	2.5
Concreto ciclópeo	5	2.5
Concreto masivo	6	2.5

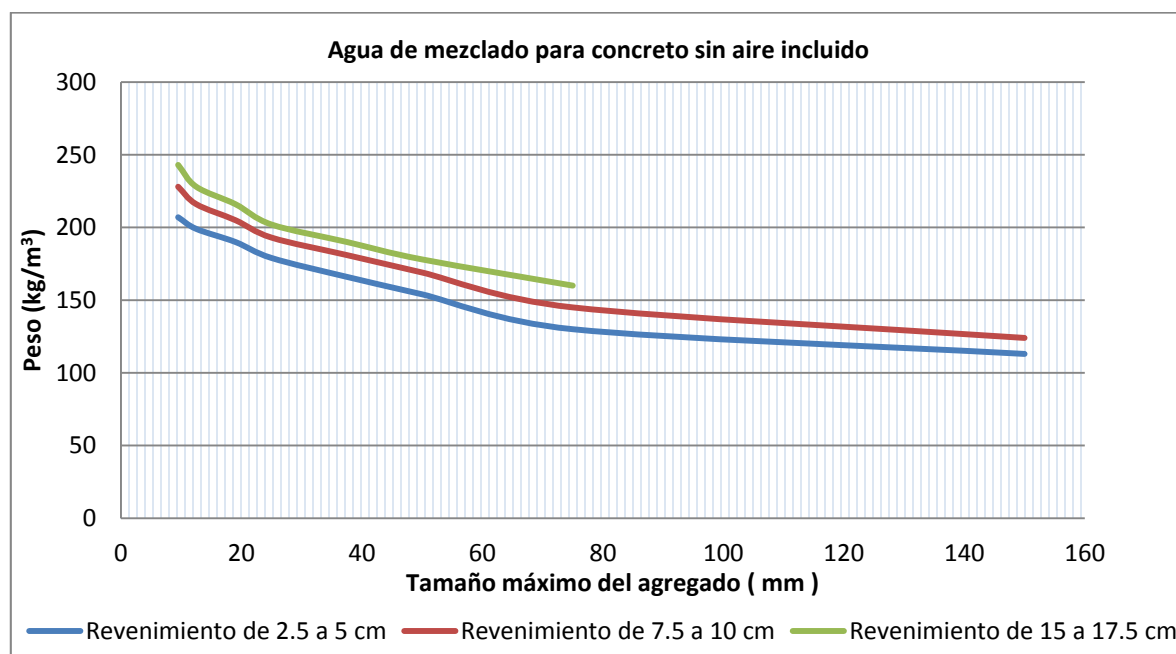


Tabla 3.23. Correlación de valores de la tabla 3.12.

Tabla 3.13. Requisitos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimiento y tamaños máximo nominales de agregado (ACI, ASTM).

Revenimiento, cm	Agua, Kg/m ³ para el concreto de agregado de tamaño nominal máximo (mm) indicado							
	9.5*	12.5*	19*	25*	38*	50*	75**	150**
Concreto sin aire incluido								
2.5 a 5.0	207	199	190	179	166	154	130	113
7.5 a 10	228	216	205	193	181	169	145	124
15.0 a 17.5	243	228	216	202	190	178	160	-
Cantidad aproximada de aire en concreto sin aire incluido, por ciento	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Concreto con aire incluido								
2.5 a 5.0	181	175	168	160	150	142	122	107
7.5 a 10.0	202	193	184	175	165	157	133	119
15.0 a 17.5	216	205	197	174	174	166	154	-
Promedio recomendado***de contenido de aire total, por ciento, según el nivel de exposición								
Exposición ligera	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5#	1.0#
Exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5#	3.0#
Exposición severa ^{aa}	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5#	4.0#

*Las cantidades de agua de mezclado dadas para concretos con aire incluido están basadas en los requerimientos típicos totales de contenido de aire que se consiguen en la tabla precedente como "exposición moderada". Estas cantidades de agua de mezclado son para usarse en el cálculo del contenido de cemento para mezclas de prueba a una temperatura de 20 a 25 °C. Son cantidades máximas para agregados gruesos angulosos, razonablemente bien formados y con granulometría dentro de los límites aceptados por las especificaciones. Los agregados redondeados pueden requerir 20 lts/m³ menos para concretos con aire incluido. El empleo de aditivos químicos reductores de agua, que cumplen ASTM C 494, pueden también reducir el agua de mezclado en un 5 por ciento o más. El volumen de aditivos líquidos se debe incluir como parte del volumen total de agua de mezclado. Los valores de revenimiento mayores de 18 cm. se obtienen únicamente mediante el empleo de aditivos químicos reductores de agua; éstos son para concretos con agregados cuyo tamaño máximo nominal no es mayor que 25 mm.

*Los valores de revenimiento para concreto con agregado mayor de 40 mm están basados en pruebas de revenimiento, después de quitar las partículas mayores de 40 mm, mediante cribado húmedo.

**Estas cantidades de agua de mezclado se emplean para calcular factores de cemento para mezclas de prueba, cuando se utilizan agregados de tamaño máximo nominal de 70 ó 150 mm. Son promedios para agregados gruesos razonablemente bien formados y con buena granulometría de grueso a fino.

***En varios documentos del ACI aparecen recomendaciones adicionales con respecto al contenido de aire y a las tolerancias necesarias de contenido de aire para control en el campo. Entre estos documentos están: ACI 201, 345, 318, 301 y 302. La norma ASTM C 94 para concretos premezclados también proporciona los límites de contenido de aire. Los requerimientos que aparecen en otros documentos no siempre pueden concordar exactamente, por lo que al proporcionar concreto se debe prestar atención a la selección de un contenido de aire que se ajuste a las necesidades de la obra, así como a las especificaciones aplicables.

#Para concretos que contienen agregados grandes que serán tamizados en húmedo a través de una malla de 1 1/2 pulgadas antes de someterse a la prueba de contenido de aire, el porcentaje de aire esperado en el material de tamaño inferior a 40 mm debe ser como el tabulado en la columna de 40 mm. Sin embargo, los cálculos iniciales de proporción deben incluir el contenido de aire como un porcentaje total.

*Cuando se emplea agregado grande en concretos con bajo factor de cemento, la inclusión de aire no debe ir en detrimento de la resistencia. En la mayoría de los casos el requerimiento de agua de mezclado se reduce lo suficiente como para mejorar la relación agua/cemento y, de esta manera, compensar el efecto reductor de resistencia del concreto con inclusión de aire. Generalmente, sin embargo, para dichos tamaños máximos grandes de agregado los contenidos de aire recomendados en caso de exposición severa se deben considerar, aunque pueda haber poca o ninguna exposición a la humedad o al congelamiento.

^{aa}Estos valores se basan en el criterio de que es necesario un 9% de aire en la fase de mortero del concreto. Si el volumen del mortero va a ser sustancialmente diferente del determinado en esta obra, puede ser conveniente calcular el contenido de aire necesario tomando un 9% del volumen real del mortero.

3.4.2.3. Relación agua / cemento.

Un elemento fundamental a considerar es el porcentaje de agua a utilizar, debido a que influye de manera significativa en el comportamiento y en las propiedades de la mezcla.

Para una relación A/C constante, la resistencia aumentará a medida que el tamaño máximo del agregado decrece y la resistencia se reduce conforme aumenta el contenido de aire. Si no se ajusta el aumento del revenimiento el aire incluido reducirá la resistencia en un 5 % por cada 1 % de aire adicional. Con aire incluido se requiere menos agua para un mismo revenimiento. Para un contenido de cemento constante se puede usar una relación A/C menor con el mismo revenimiento, lo que compensa parcialmente la pérdida de resistencia (González Sandoval, 2012).

Tabla 3.14. Relación agua / cemento (ACI 318, ACI 704).

Resistencia f'_c especificada kg/cm ² **	Relación agua/cemento máxima permisible			
	Sin inductor de aire		Con inductor de aire	
	A/C	lt agua/saco	A/C	lt agua/saco
175	0.67	33.7	0.54	27
210	0.58	29.3	0.46	23
245	0.51	25.7	0.4	20
280	0.44	22.2	0.35	17.7
315	0.38	19.1	0.3***	15.1
350	0.31***	15.5		

* Usese la tabla sólo para calcular la revoltura inicial o de prueba. Estos valores son aproximados, pueden cambiar según la cantidad y finura de las arenas o la cantidad y tipo de aditivos usados. Relaciones A/C < 0.40 pueden resultar duras e inmanejables. Sin embargo, el agua estrictamente indispensable para la hidratación del cemento obedece a una relación A/C = 0.30, es decir, sólo el 30% del agua empleada se destina al proceso de hidratación. En las relaciones A/C > 0.30 el agua restante es sobrante y sólo sirve para aumentar la trabajabilidad del concreto

** Resistencia a 28 días para cementos tipo I, II o V y a siete días para tipo III, pudiendo ser cementos simples o combinados (con inductor de aire A, puzolana P, de escoria S, con o sin resistencia moderada a los sulfatos MS). Si el concreto resulta intrabajable o si se usará para bombear, aumentese la relación A/C hasta el límite dado por la tabla 20, sólo con cemento tipo I.

*** La dosificación ACI para éstas y mayores resistencias debe basarse en la experiencia de campo (desviación estandar en 30 pruebas consecutivas de resistencia) o en datos de mezclas de prueba.

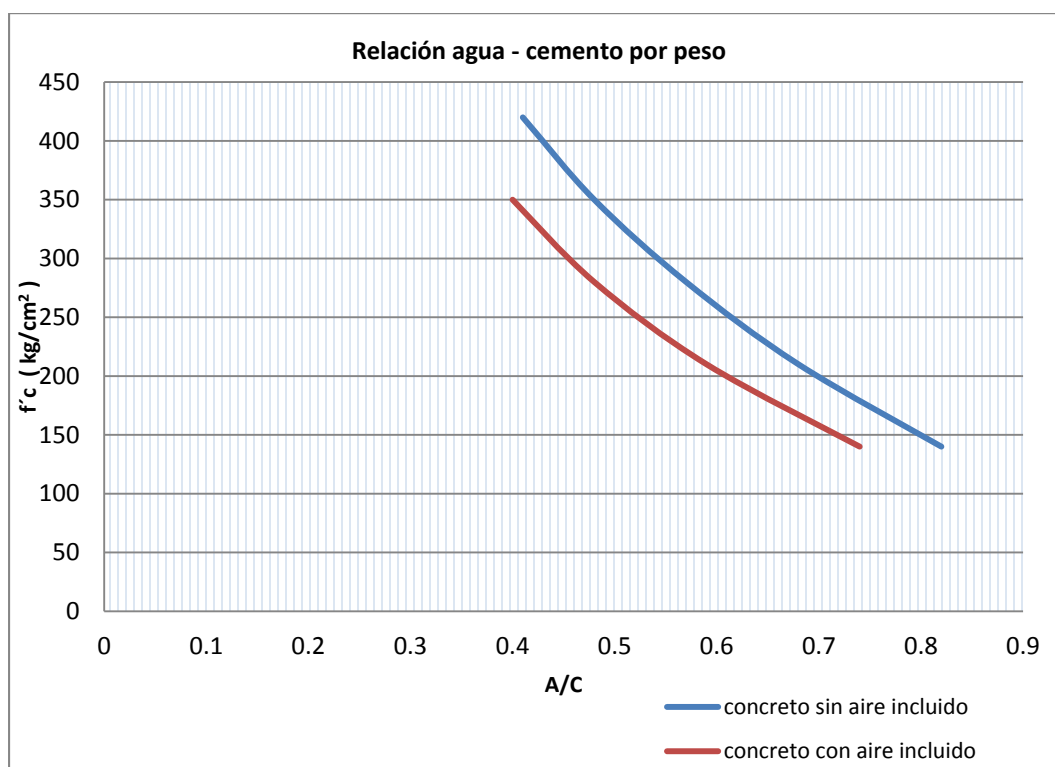


Figura 3.25. Relación agua – cemento.

Tabla 3.15. Relación agua – cemento, exposiciones severas.

Relación A/C para concreto sujeto a exposiciones severas.		
Estructura.	Expuesta a humedad o proceso de congelamiento y deshielo.	Expuesta a agua de mar o sulfatos.
Bardas.	0.45	0.4
Bordillos.	0.45	0.4
Acabados.	0.45	0.4
Trabajos ornamentales.	0.45	0.4
Secciones con menos de 5 mm de recubrimiento.	0.45	0.4
Otras estructuras.	0.5	0.45

3.4.2.4. Ejemplo de dosificación del concreto.

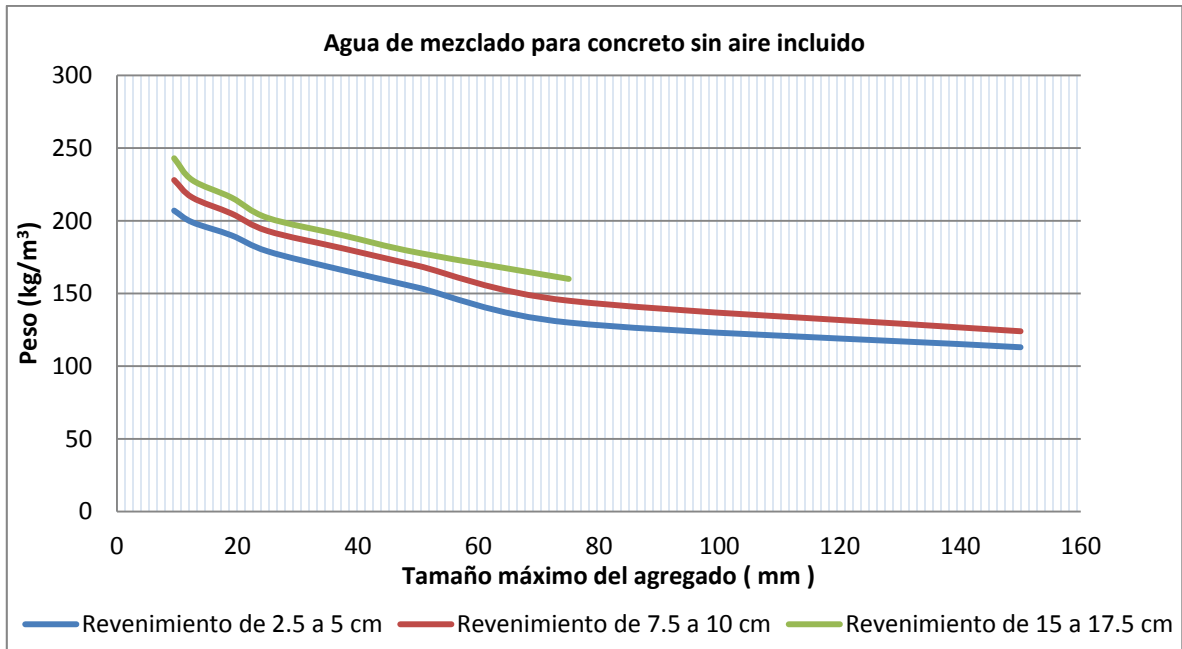
Para un muro de concreto reforzado, se requiere una resistencia del concreto a 28 días $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$. El tamaño máximo del agregado disponible es 19 mm. La arena tiene un módulo de finura de 2.6 y por la separación de las varillas se prefiere un revenimiento de 10 cm sin aire incluido. El peso de la grava seco y varillado es de 1580 kg/m^3 . Diseñar la dosificación más adecuada.

Datos.	
Tamaño máximo de agregado T.M.A. (mm).	19
Resistencia kg/cm^2 .	200
Módulo de finura.	2.6
Peso de la grava seco y varillado (kg/m^3).	1580

Revenimiento de diseño;

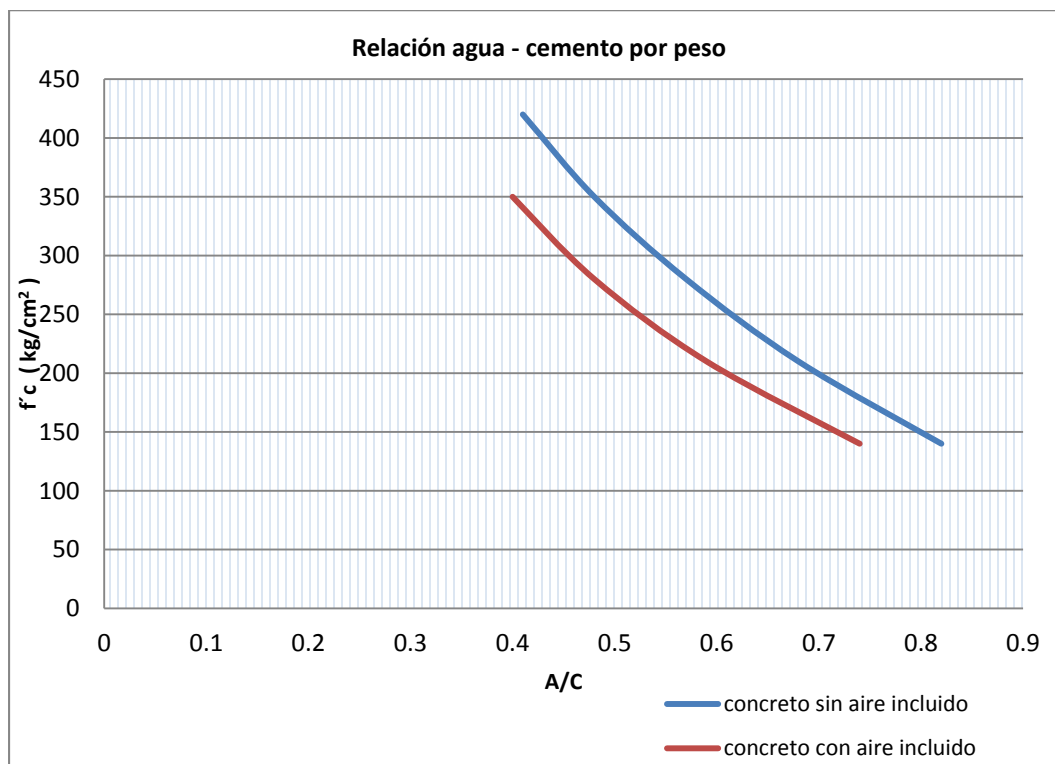
$$R = 10 \text{ cm}$$

Determinación de la cantidad de agua necesaria en la mezcla mediante, uso de la figura 3.13.



Se obtienen 205 kg/m³

Obtención de la relación agua – cemento, uso de la figura 3.25.



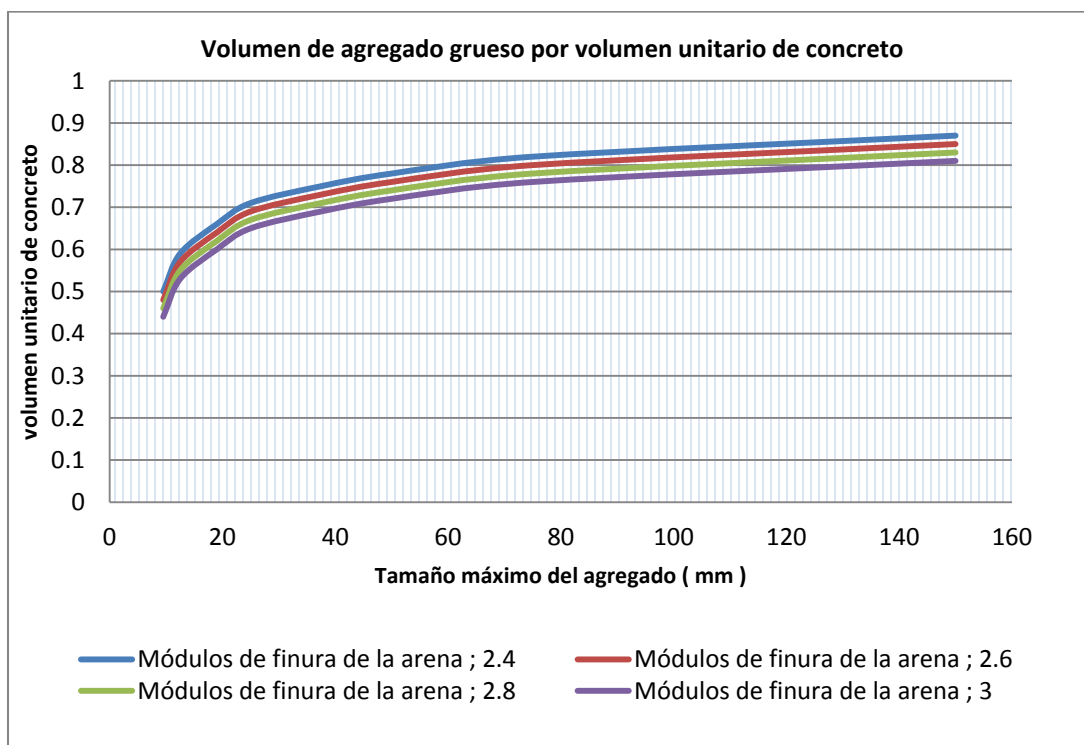
$$\frac{A}{C} = 0.7$$

Despejando:

$$C = \frac{A}{0.7} = \frac{205}{0.7} = 292.85 \frac{kg}{m^3}$$

C = Cantidad de cemento.

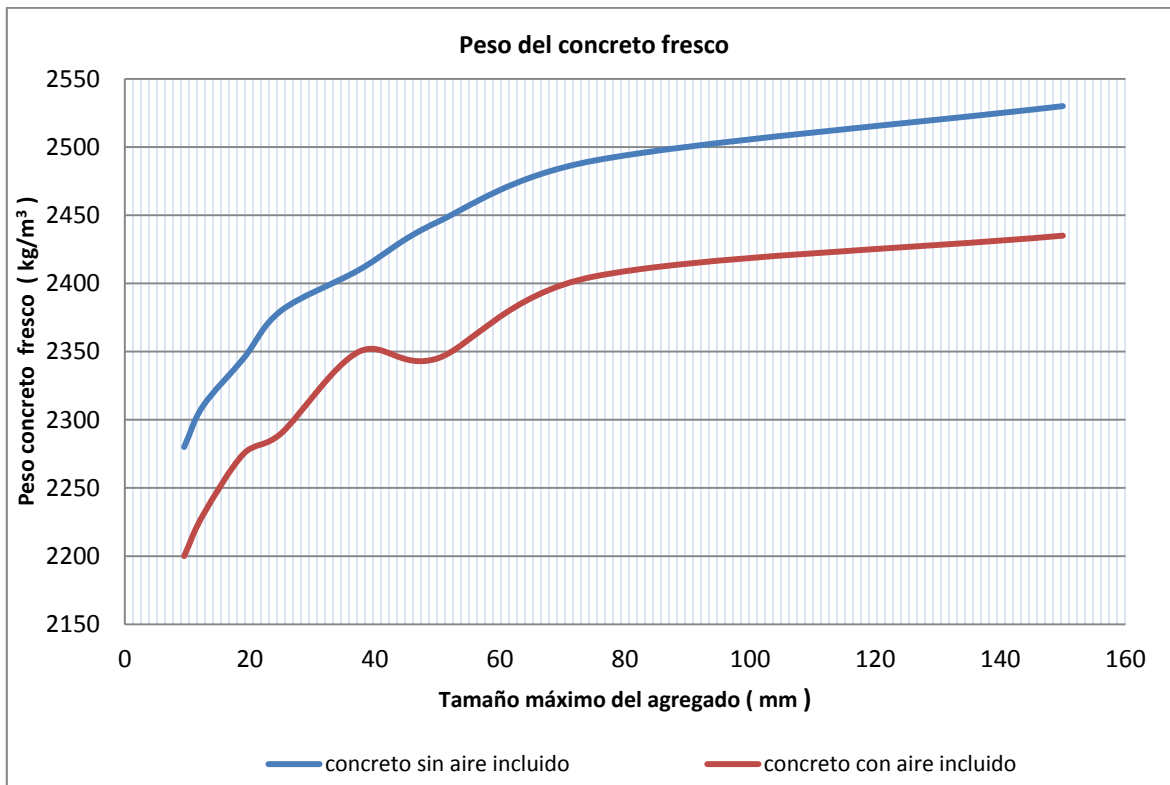
Se emplea la figura 3.22 para calcular el volumen de agregado.



$$Volumen = 0.64 m^3 \text{ por cada } m^3 \text{ de concreto}$$

$$\text{Peso del agregado} = 0.64 \text{ m}^3 * 1580 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1011.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Usando la figura 3.23.



$$\text{Peso concreto} = 2345 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Suma parcial

Diseño de mezcla.	Kg/m³
Peso del agua.	205
Peso del cemento.	292.85
Peso del agregado.	1011.2
Suma parcial.	1509.05

$$\text{Peso de la arena} = \text{Peso del concreto} - \text{Suma parcial}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Peso de la arena} &= \text{Peso del concreto} - \text{Suma parcial} = 2345 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 1509.05 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\
 &= 835.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}
 \end{aligned}$$

Diseño de mezcla.	Kg/m ³
Peso del agua.	205
Peso del cemento.	292.85
Peso del agregado.	1011.2
Peso de la arena.	835.95
Suma parcial.	2345

3.4.2.5. Exposiciones especiales.

Los criterios a cumplir en el dimensionamiento del concreto son los siguientes:

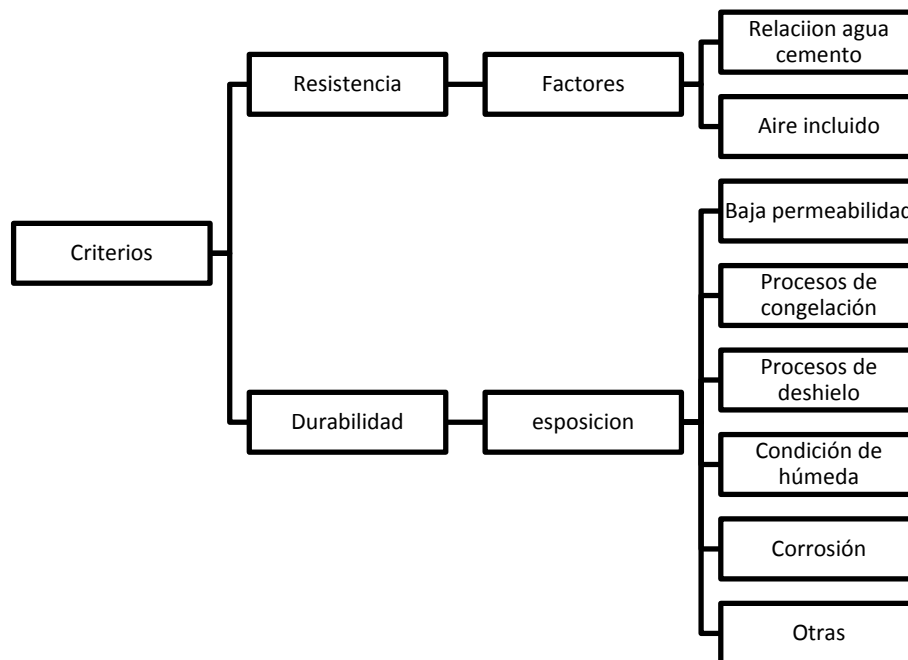


Figura 3.26. Criterios de dimensionamiento de concreto.

3.5. Consideraciones adicionales.

3.5.1. Control del flujo de agua.

La implementación de mecanismos que ayuden al control y monitoreo del flujo de agua tendrá como objetivo salvaguarda la estabilidad de la excavación, preservando el estado de esfuerzo del suelo e interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables. Comúnmente, el control del flujo de agua se realiza por medio de bombeo considerando medidas de seguridad. El gasto y el abatimiento se calcularán por medio de la teoría de flujo de agua transitorio, la planeación del mecanismo de bombeo contemplará el diseño del sistema de bombeo, el tipo de bomba a utilizar, el diámetro de las tuberías y mangueras, el ranurado de los ademes y la especificación de la capacidad mínima de la bomba. Se tomará en cuenta la sobrecarga si el material donde se trabaja es compresible, además, se verificará la conveniencia de reinyectar el agua bombeada, esto con ayuda de los análisis de laboratorio y los estudios adicionales sobre las condiciones del sitio.

Si se determina el uso de sistema de bombeo, éste deberá de garantizar su funcionamiento continuo, en construcciones ubicadas en zona II y zona III con suelo de muy baja permeabilidad no será necesario el bombeo previo para las maniobras de excavación. Otro mecanismo que servirá para reducir las filtraciones, es el uso de tablestacas y muros colados en el lugar, comúnmente se emplean para minimizar las filtraciones y los daños en las construcciones colindantes; las tablestacas se hincarán periféricamente dentro de la excavación, a una profundidad tal que intercepte el flujo de agua, el sistema de apuntalamiento puede ser por anclas horizontales.

Recomendaciones para el proceso de excavación:

1. No se deberán rebasar los estados límites de servicios.
2. La excavación se podrá realizar en etapas.
3. La excavación se puede planificar de tal manera que se adopten secuencias simétricas.
4. Se deberán señalar las precauciones a seguir durante todo el proceso.
5. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones.
6. En caso de ser necesario, se podrá recurrir a la utilización de pilotes de fricción hincados.

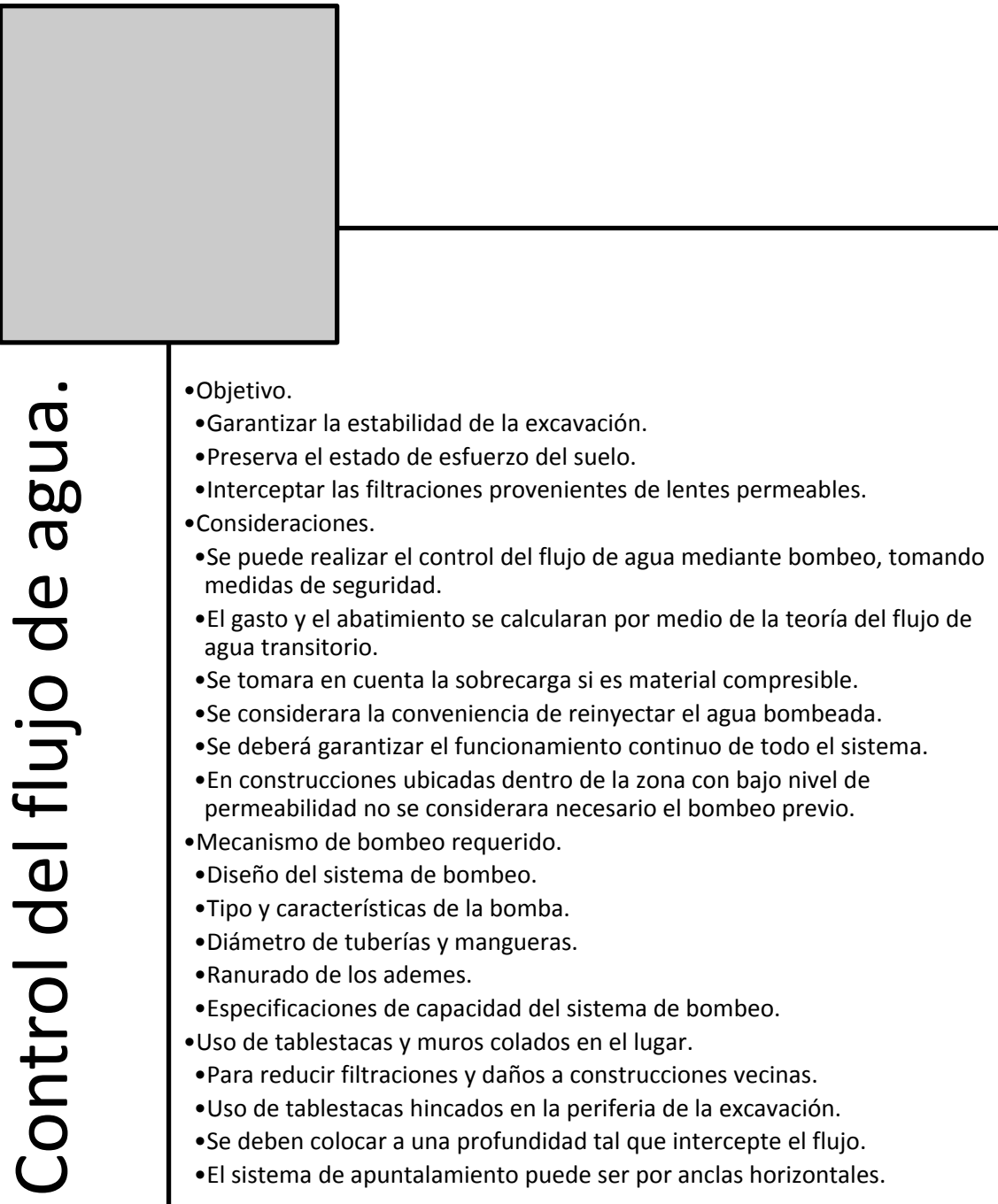


Figura 3.27. Flujo de agua.

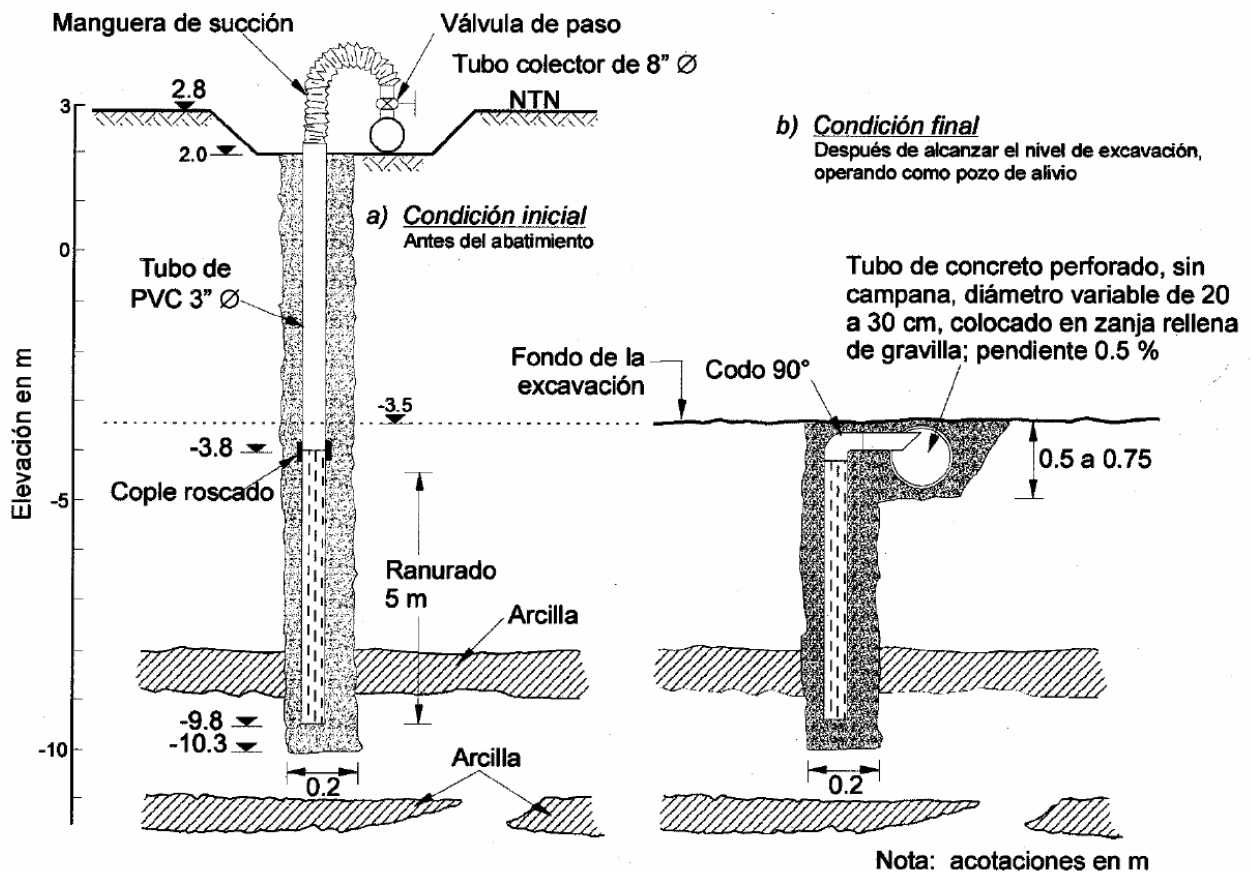


Figura 3.28. Ejemplo de las características de los pozos de bombeo (Manual de Construcción Geotécnica).

3.5.2. Estructura de protección.

Durante el desarrollo del proyecto de cimentación surgirán necesidades específicas que se deberán analizar y resolver, estas necesidades oscilan desde el método de excavación hasta la elección de estructuras que prevengan desplazamiento de las paredes, dentro de estas estructuras existe una amplia gama, ya sea permanente o provisional. Las provisionales se utilizarán cuando la estructura del suelo presenta un comportamiento homogéneo y predecible, en donde el nivel de agua freática está por debajo del nivel de desplante y en sitios que no cuente con estructuras colindantes (ausencia de sobrecarga).

3.5.2.1. Tablestacas.

En el transcurso de la excavación se requieren medidas que ayuden a conservar o retener las paredes. Actualmente se cuentan con diversos dispositivos y métodos para cumplir con este fin. El uso de tablestacas se suele implementar en suelos blandos o sueltos donde no es posible hacer taludes verticales y en terrenos con presencia de edificaciones colindantes susceptibles a deformaciones o con características que compliquen las maniobras, la elección de este tipo de estructura estará sujeta a factores tales que los empujes provocados por el suelo sean menores a la resistencia estructural de la tablestaca, así como la forma de trabajo, los niveles de deformación, procedimiento constructivo, etc. Ésta estructura puede servir como mecanismo de retención del nivel de agua freática e impedir filtraciones al interior de la excavación, ayudando a prevenir riesgos de fallas por reblandecimiento de las paredes, dentro del análisis se contemplará la pertinencia de usarlas como estructuras permanentes, quedando como separación entre el suelo natural y las paredes del cajón de cimentación o si se usará como estructura provisional.

Las tablestacas cotidianamente se construyen de madera o concreto, las fabricadas con madera se usan en suelos blandos que no presenten dificultades de hincado, en el cual, formará una barrera impermeable que impida el paso de filtraciones, requiriendo más niveles de apuntalamiento dado que es un material endeble en comparación con el concreto. La madera puede ser de segunda o tercera que no presente nudos flojos ni aristas, en las uniones se colocaran una lámina de acero de calibre 18 o superior pretensada y taladrada, fijada con tornillos de media pulgada o cinco octavos de pulgada, se recomienda el uso de láminas entre las tablestacas de la esquina. Las piezas se sumergen en agua cuando menos 12 horas con el fin de obtener el volumen final de la madera antes de ser colocada, así no se presentarán problemas de contracción o dilatación al momento de integrar las piezas. Por otra parte, las tablestacas fabricadas a base de concreto pueden diseñarse en sección cuadrada o rectangulares, el proceso constructivo que se sigue es similar al de los pilotes de concreto precolados, es conveniente usar cimbras metálicas e instrumentos para curar a vapor, su espesor puede variar de 20, 40 y 70 centímetros de ancho y su longitud de 16 metros aproximadamente, constituido en una sola pieza, sus extremos pueden ser biselados entre 30 y 45 grados, para mantener la alineación se requieren de llaves de cortantes en las uniones; el proceso constructivo a seguir iniciará con una excavación en zanjas de 1.2 metros de ancho y 1.4 metros de profundidad, se colocará la primera pieza en una esquina sin bisel en la punta, facilitando su hincado con ayuda de una perforación previa y la extracción parcial del material, posteriormente se hincarán las piezas subsecuentes mediante el uso de martillo de caída libre, ya sea de diésel de acción sencilla u otro mecanismo que no ocasione daños en la estructura, es conveniente el uso de guías fijas durante el hincado, esto garantizará la verticalidad y alineamiento de cada pieza si el terreno está compuesto por material granular se usaran chiflones de aguas para el hincado de la tablestaca.

El uso de tablestaca de acero es más recurrente en la industria, dadas las características que

presenta como su alta resistencia, peso y durabilidad, comúnmente son panales interconectados por medio de perfiles estructurales laminados en caliente o en frío, las cuales cumple con especificaciones ASTM, BS y EN. Las secciones pueden ser Z, U, planos. Las Z y U se usan en excavaciones de muelles y puentes, mientras que las planas son de uso generales, su hincado dependerá del tipo de suelo, perfil seleccionado y la superficie a la que estará expuesta la tablestaca. Para su hincado se usan martillos diésel de caída libre, hidráulico de doble acción y vibratorio. La vibración reduce la fricción que se genera durante el proceso de hincado entre la tablestaca y el suelo.

La metodología a seguir durante el hincado de las tablestacas, contendrá medidas de prevención del riesgo entorno a las desviaciones que puedan presentarse por motivo de maniobras de colocación. La sección se alineará vertical y horizontalmente con una longitud previamente determinada, colocándolos en sucesión (pares), el primer par se colocará hasta un tercio de la profundidad, posteriormente se proseguirá a concluir la sección, referente al segundo par éste se colocará a la profundidad alcanzada en la primer sección. Para asegurar la verticalidad se usarán guías como escantillones de hincado, baleros móviles o soportes. Otro factor a considerar es el efecto de la corrosión sobre la estructura, por lo que se aplicará protección y medidas de mantenimiento ante la corrosión, las medidas a seguir van desde limpiar las tablestaca con frecuencia, aplicación de pintura epóxica o incrementando el espesor al doble.

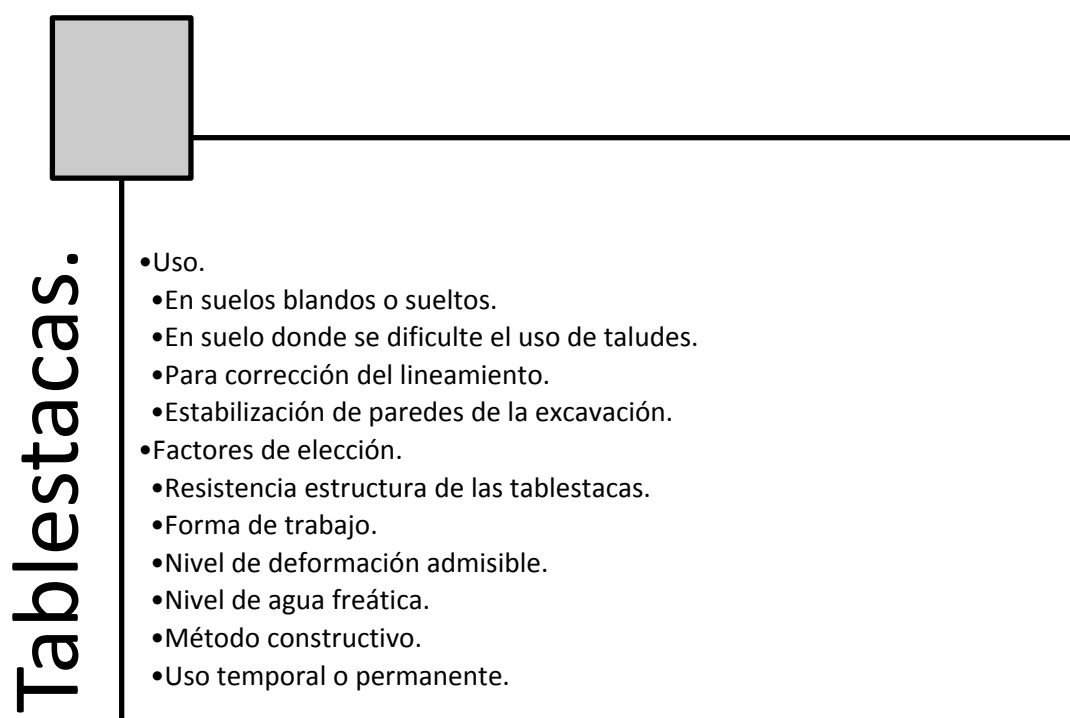


Figura 3.29. *Uso de tablestacas.*



Figura 3.30. Tablestacas arriostradas con anclajes.

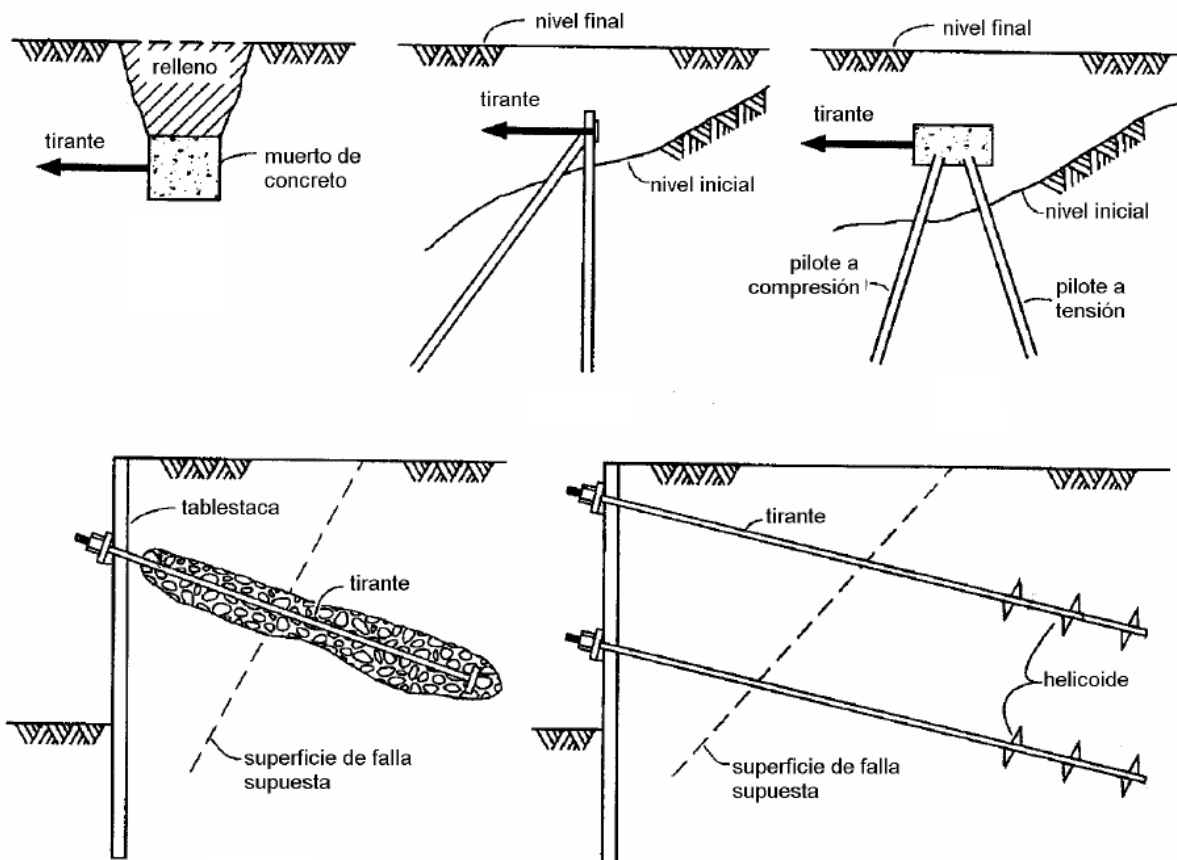


Figura 3.31. Sistema de anclaje para soporte de tablestacas (*Manual de Construcción Geotécnica*).

3.5.2.2. Muro Berlín.

El muro Berlín es un ejemplo claro de lo que es una estructura provisional, en este tipo de muro se pueden usar pilotes metálicos hincados y revestidos en dirección horizontal a las paredes de la excavación, la cual estará protegido por una cubierta de madera, también se suelen usar perfiles combinados tipo I o H.

El proceso constructivo a seguir inicia con el hincado de vigas de acero con un diámetro de 6 a 12 pulgadas, las cuales se situarán a una distancia que varía entre 1 y 3 metros, hincados mediante martillo de caída libre, martillo de acción sencilla o por perforación previa, en la cual se efectuará hasta el primer nivel de puntales, después se procederá a introducir la capa de madera de 50 a 100 mm de espesor que se sujetará al suelo tratando de dejar un espacio libre entre la tabla para que funcione como drenaje en tiempo de estiajes, se colocarán vigas maderas y puntales o anclas. Los puntales pueden sostener a los muros a través de toda la excavación o pueden usarse puntales inclinados.



Figura 3.32. Muro Berlín.

3.5.2.3. Pilas secantes.

Las pilas forman un mecanismo de contención para contrarrestar el empuje pasivo del suelo, se usan en áreas donde el ruido o las vibraciones que se presentan durante el proceso de hincado de las tablestacas en las colindancias sean inadecuados o en sitios con accesos o alturas restringidas. Existen variantes dentro de éste método de contención, uno de ellos es la construcción de pilas con separación de 8 a 9 veces del diámetro, interceptados por pilas secundarias para formar una estructura cerrada. La otra variante es por medio de la utilización de pilas tangentes, esta se efectúa cuando la pila secundaria se encuentran adyacentes a las primarias, la secuencia es similar solo que en este caso las pilas secundarias serán de diámetro menor y se encontrará fuera del eje de la primaria.

En el proceso de excavación y colocación se requerirá de un control de la verticalidad durante la perforación, además de colocar ademe antes de perforar. El procedimiento se puede realizar bajo dos técnicas, la primera será la técnica duro / duro, donde se emplea concreto de alta resistencia $f'c=300 \text{ kg/cm}$, la segunda técnica suave / duro se usa en excavaciones someras donde se cuenten con momentos flexionantes bajos, las pilas primarias estarán constituidas por un compuesto cemento bentonita.

Factores que interviene para su elección:

- Factores económicos.
- Colindancia.
- Estradas de agua.
- Equipos.



Figura 3.32. Pilas secantes.

3.5.2.4. Muro Milán.

El muro Milán es una pared de tablestacas de concreto reforzado conformado en el suelo, su función principal es la de servir como elemento de contención temporal de zanjas longitudinales o para estabilizar excavaciones profundas, se puede aplicar como pantalla impermeable o muro diafragma, se suelen emplear como pantalla impermeable en los casos en donde se desea abatir el nivel de agua freática en forma temporal o permanentemente o como control del flujo de agua (presas o cuerpo de agua). Como muro diafragma se suele usar para el control de contaminante ya sea en rellenos sanitarios, industriales etc., el método de construcción puede ser por medio de muros colados *in situ*, muros con piezas prefabricadas y avance modular o por medio de avance continuo.

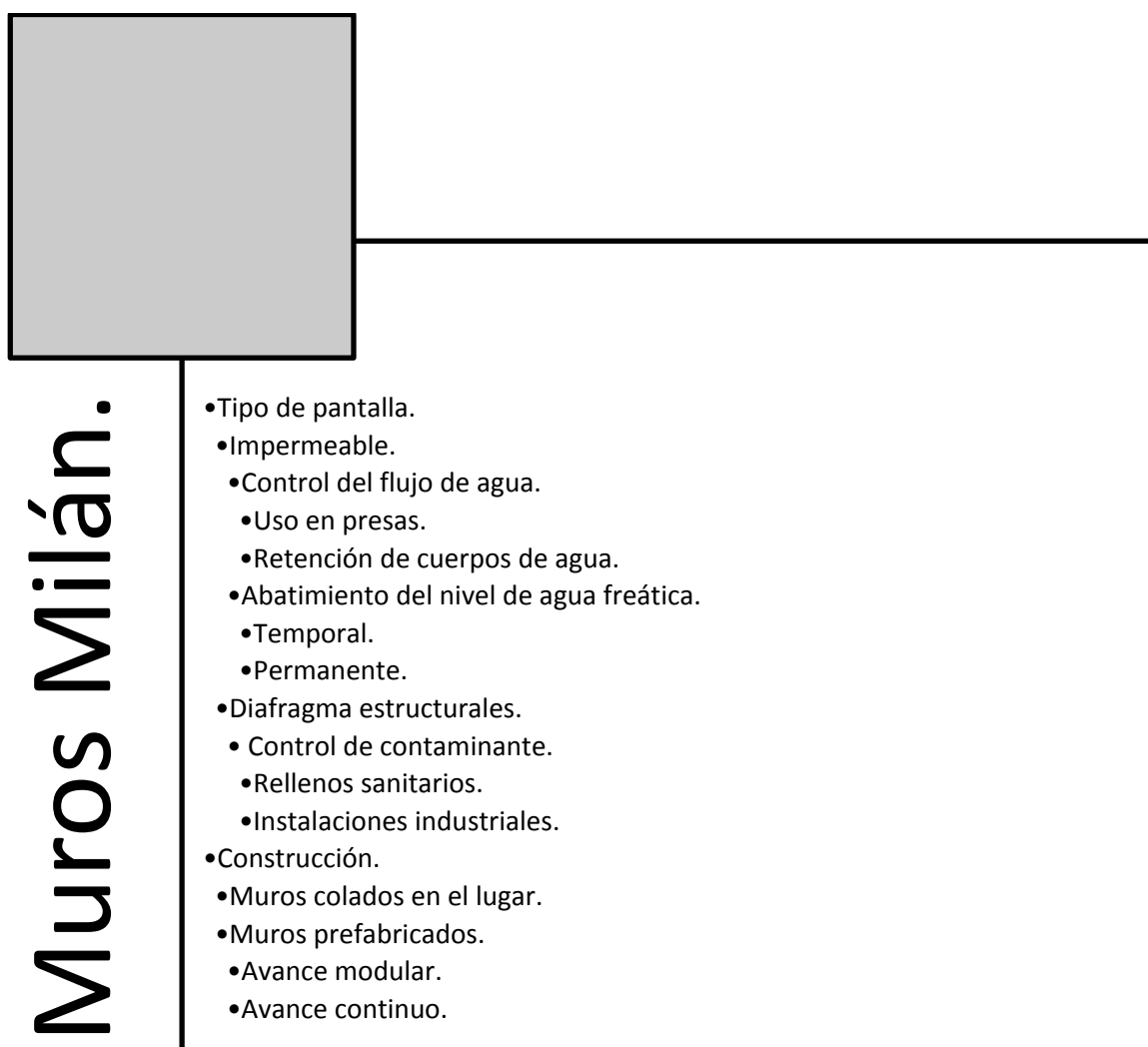
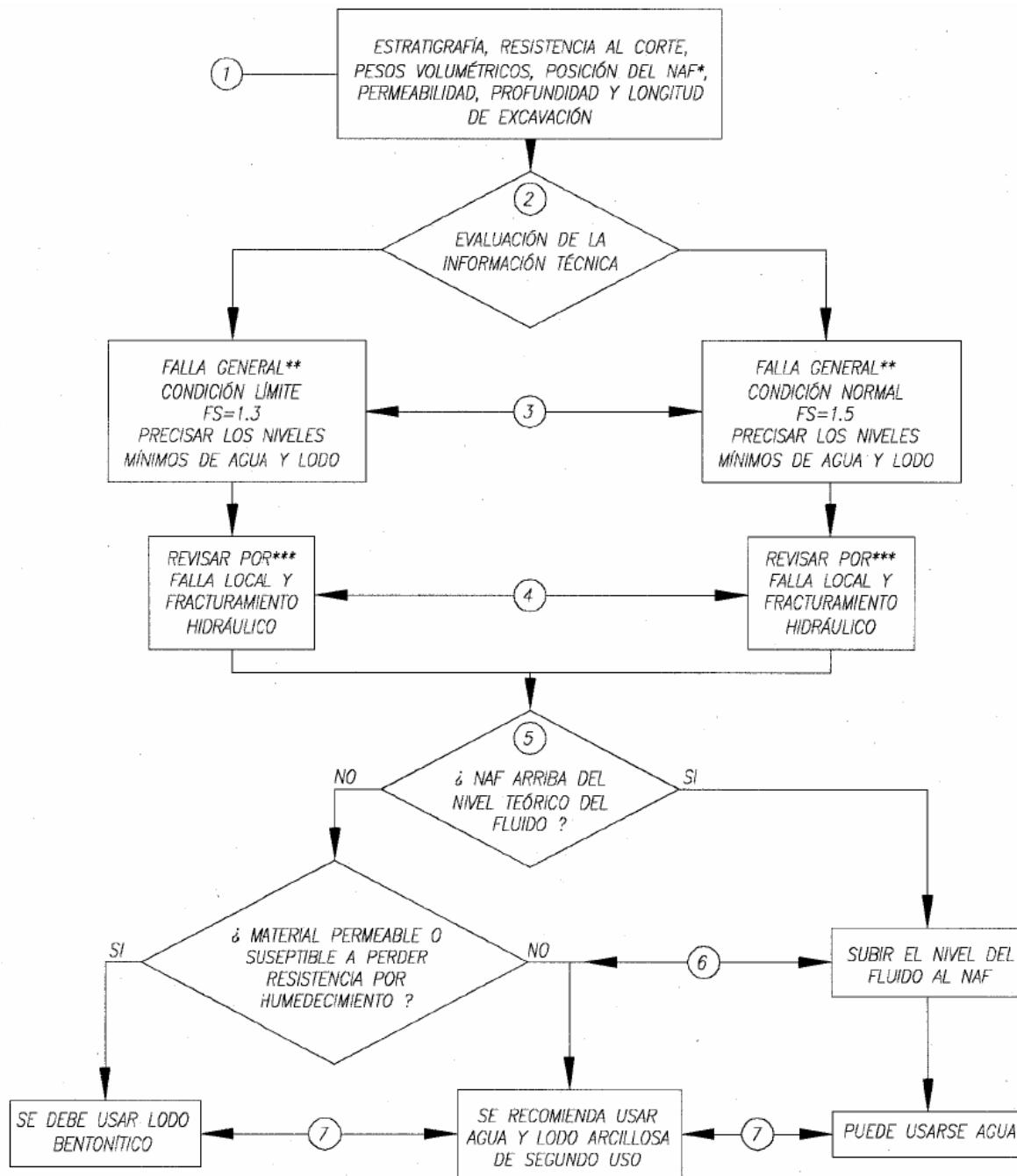


Figura 3.33. Uso de muros Milán.



NOTAS:

* NAF = Nivel de aguas freáticas

** Empleando las expresiones 3.4.3 y 3.4.4

*** Ver aclaraciones en el texto

Figura 3.34. Metodología del análisis de estabilidad de una excavación para muros Milán (Manual de Construcción Geotécnica).

3.5.2.5. Lodos estabilizadores.

Durante el proceso constructivo, y en específico en la etapa de excavación, se podrán usar lodos para fines de estabilizar las paredes. Estos lodos son suspensiones coladas de arcilla en agua que tiene comportamiento de fluido oixtrópico que adquiere cierta resistencia al corte en condición estática compactándose como geles, sirven para sostener las paredes en la excavaciones, equilibrar presiones horizontales del suelo o actúa como barrera impermeable, antes de emplear este tipo de materia se deberá considerar sus características representativas, como espesor de costra, densidad, viscosidad, contenido de arena, potencial de hidrógeno. El proceso a seguir parte con la elaboración del mezclado e hidratación de la arcilla, posteriormente se procede al batido para homogeneizar la hidratación de las partículas y original un aglutinante que estará lista para su transporte y colocación, el lodo puede ser reutilizado mediante recuperación y regeneración tratando de obtener el nivel original de hidratación que presentó durante el mezclado inicial.

En caso de requerir características adicionales en el lodo se podrá utilizar aditivos y fibras como carbometil celulosa, lo que aumentará la viscosidad, o se puede emplear sosa cáustica para mejorar la hidratación de la bentonita. Para asegurar el comportamiento del material, se elaborará un registro y muestreo que deberá incluir la resistencia al corte endurecido y las propiedades físicas que presenta.



Figura 3.35. Lodo estabilizador.

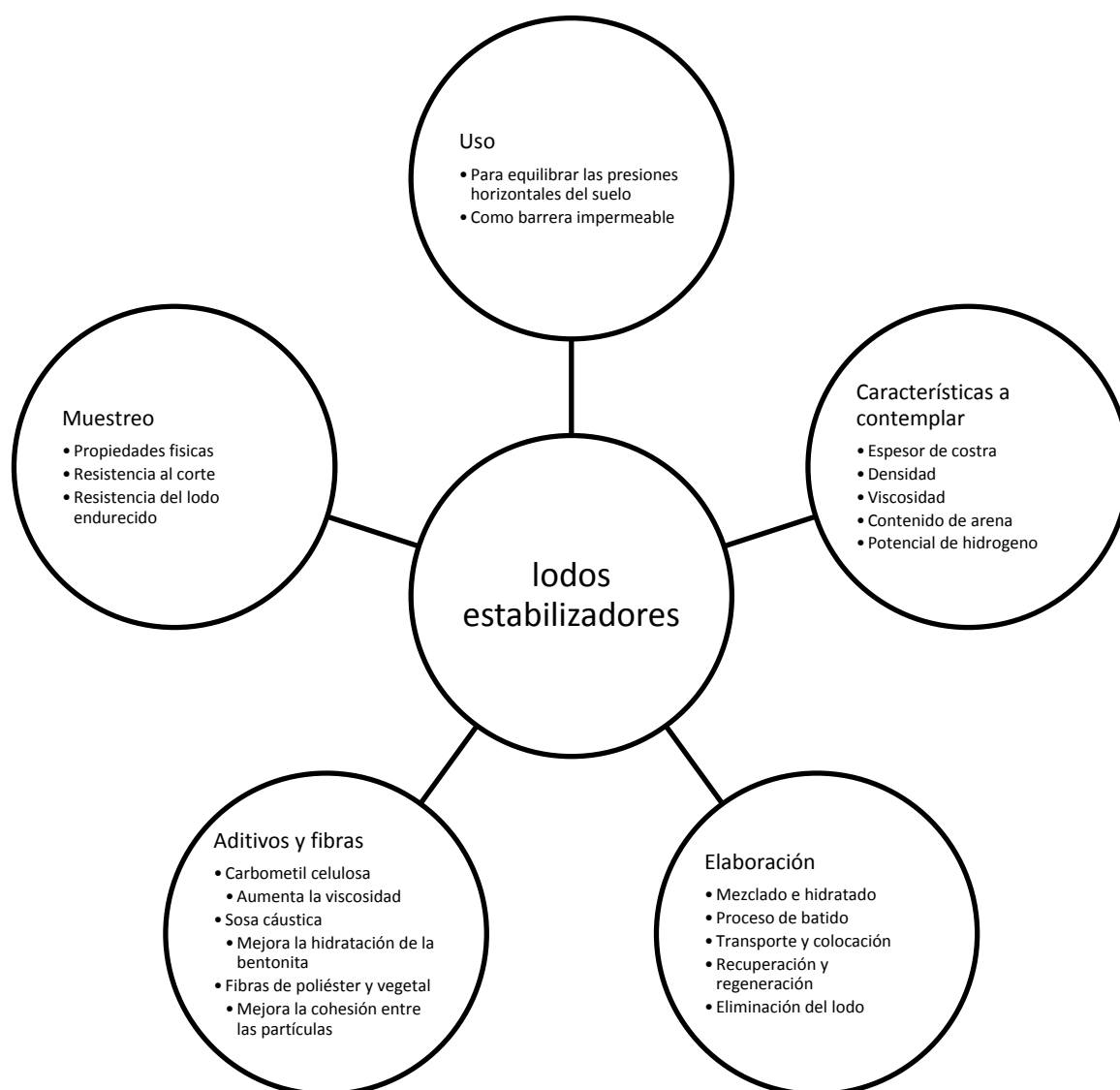


Figura 3.36. Características de los lodos estabilizadores.

3.5.2.6. Zanjas guías y brocales.

La zanja guía es una ranura en la superficie del terreno cuyo ancho será igual al muro más la tolerancia que permita el paso de la almeja de excavación. Esta zanja se protege con un revestimiento que se conoce como brocal, que servirá como refuerzo para la parte superior de la excavación. La función principal de las zanjas guías serán el de precisar la posición topográfica, comprobar existencia de instalaciones, controlar operaciones de la excavación, evitar caídas locales, confinar lodos y facilitar la colocación de juntas. Se implementarán medidas adicionales de seguridad para eliminar o minimizar fallas cotidianas que se presentan en este tipo de método como: brocal corto, mala compactación de los materiales y giros del brocal por golpe de la máquina.

3.5.3. Cimentaciones en rellenos.

Antiguamente, las cimentaciones se desplantaban sin ningún cuidado sobre los suelos compuestos por rellenos o mezcla, originando consecuencias negativas, entre ellas la presencia de grandes asentamientos (diferenciales o totales) y grietas, las cuales requerirán de refuerzo en los espesores de la estructura, incrementando los costos y la probabilidad de ocurrencia de nuevos riesgos. En la actualidad se implementan controles en los terraplenes y medidas sencillas para prevenir fallas, estas medidas contemplan la remoción de los materiales superficiales débiles y compresibles, colocación de la estructura por debajo del nivel de relleno, los proyectos que suelen desplantarse sobre este tipo de suelo suelen ser área de fraccionamientos e industriales.

3.5.4. Cimentación sobre rellenos controlados.

No se aceptarán cimentaciones sobre rellenos naturales o artificiales que no hayan sido colocados en condiciones controladas; por otra parte, si se aceptarán cimentaciones sobre terraplenes de suelo no orgánico compactado en capa no mayor de 30 centímetros, también se aceptarán cimentaciones desplantadas sobre suelos estabilizados con cemento que estén respaldadas por pruebas mecánicas, definiendo los porcentajes de cemento requeridos. En todos los casos, la calidad de los materiales deberá ser verificada y registrados para contar con una gestión optima de la calidad durante el proceso constructivo.

3.5.5. Asentamiento por consolidación de suelos subyacentes.

En caso de construir el cajón de cimentación sobre suelo de rellenos, se analizará el problema de los asentamientos producidos por la compresión de los depósitos interiores, estos asentamientos se pueden limitar si se extrae el material en el caso en que los espesores sean de dimensiones pequeñas. Nunca se garantizará un comportamiento uniforme del suelo, ya que siempre se correrá el riesgo que quede atrapado una porción del suelo de relleno durante la excavación, la cual se puede desalojar con una ola de lodos, ocasionando asentamientos, estos asentamientos pueden ser mayores en la construcción, después de la construcción o cuando se agreguen cargas adicionales a la estructura. La sobrecarga tendrá un efecto importante en el comportamiento del suelo – estructura, ante un sobrecarga aumenta la rapidez y magnitud de los asentamientos de los depósitos compresibles, esta característica se puede emplear para producir asentamiento en el suelo dentro del periodo de construcción, considerando una sobrecarga determinada, misma que se retirará cuando el asentamiento llegue a ser igual al que se producirá normalmente más el peso del edificio ocupado. Será necesario el uso de un mecanismo de compactación.

Cuando el suelo contenga depósitos de materiales orgánicos, se correrá el riesgo que se presenten asentamientos por consolidación secundarias; además, el uso de sobrecarga causará resultados desfavorables. La construcción de cimentaciones dentro de estos suelos deberá de contar con un seguimiento de los desplazamientos y deformaciones que se puedan presentar, mediante la instalación de bancos de nivel, piezómetros y se colocaran referencias al pie de los taludes.

Tablas 3.16. Asentamientos.

Asentamiento por consolidación de suelo subyacente.	Problemas.	Presencia de asentamientos producidos por la recompresión de los depósitos interiores.
	Medidas de control.	Si el estrato es de un espesor despreciable, se puede quitar excavando a mano.
		Se pueden desalojar con ayuda de lodos, pero esto puede ocasionar asentamientos si quedan atrapadas porciones del relleno.
		En casos de terraplenes, la parte superior puede dejarse provisionalmente más alta que la rasante final.
	Asentamientos.	Son mayores durante la construcción.
		Se pueden incrementar después de la construcción.
		Pueden presentarse asentamientos, cuando se agrega peso adicional en la estructura.
	Sobrecarga (Aplicado durante el proceso de construcción).	Aumenta la rapidez y magnitud del asentamiento en depósito compresible.
		La sobre carga se retira cuando la magnitud del asentamiento llega a ser igual al que se producirá normalmente más el peso del edificio ocupado.
		La compactación es innecesaria, excepto en la porción que este situado debajo de la rasante final.
	Con contenido de material orgánico.	Provocan asentamiento por consolidación secundaria.
		Los resultados son desfavorables al implementar la sobrecarga.
	Observaciones de control.	Se instalan bancos de nivel para medir y registrar los asentamientos.
		Instalación de piezómetros.
		Colocación de referencias al pie de los taludes.

3.5.6. Instrumentación en campo.

Para conocer el comportamiento del subsuelo durante la etapa de construcción, será necesaria la utilización de mecanismos que servirán para llevar un control de los cambios que se presenten en el terreno, previendo afectaciones que puedan ocurrir por un cambio súbito en el comportamiento del subsuelo. El empleo de estos instrumentos se relacionarán con los elementos que se quieren medir, por ejemplo: para medir los cambios por maniobra del nivel de agua freáticas se utilizará el piezómetro, para medir los cambios en el nivel del subsuelo se pueden emplear los bancos de nivel superficiales y profundos, así como referencia de colimación, plomadas verticales y celdas de presión.

Instrumentos;

- Piezómetros.
- Banco de nivel superficial y profundo.
- Referencia de colimación.
- Plomadas.
- Celdas de presión.

4. RIESGO EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES COMPENSADAS.

4.1. Excavación.

Antes de iniciar la excavación, se deberá de contar con información de las dimensiones del proyecto, así como las etapas en las que se distribuirá el trabajo. El plan de obra incluirá el método a utilizar para abatir el nivel freático y, en caso de ser necesaria, las estructura temporales, la geometría de los taludes, etc.

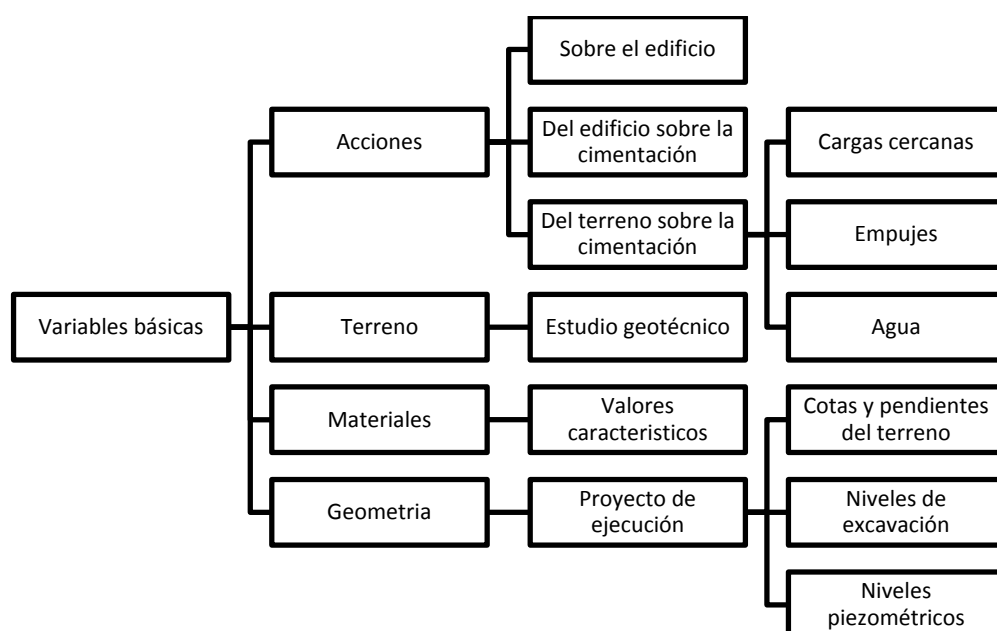


Figura 4.1. Variables a considerar.

El dimensionamiento y las etapas en la que se integrará el proyecto dependerán de la magnitud de la obra y el procedimiento de excavación, la cual puede ser parcialmente. En el caso de cimentaciones compensadas, la excavación se realizará en etapas y con ayuda de lastre, para cajones de cimentación de longitud ampliada (cajón largo) se utilizarán lastre y juntas de construcción. No es recomendable minimizar el riesgo que pueda surgir por las expansiones y posición del nivel freático.

Tabla 4.1. Recomendaciones durante el proceso de excavación.

Recomendaciones.		
Etapas.	Revisión.	
Diseño.	Tipo de cimentación. Profundidad de desplante. Cargas. Distribución de presiones. Empujes. Peso volumétrico. Asentamientos totales y diferenciales.	
Construcción.	Excavación.	Profundidad. Etapas. Avances. Estabilidad de cortes.
	Abatimiento del nivel de agua freática. Características de los materiales.	

- Secuencia de excavación:
 - Se pueden realizar por etapas.
 - No debe rebasar los estados límite de servicio.
 - Se deben señalar las precauciones a seguir.
 - Se adoptará una secuencia simétrica.
 - Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones.
 - Se pueden recurrir a pilotes de fricción hincados.
- Consideraciones generales:
 - Si lo permite la colindancia, la excavación podrá delimitarse con taludes perimetrales
 - La pendiente implementada se evaluará a partir del análisis de estabilidad.
 - Si la colindancia no permite la colocación de taludes, se recurrirá al uso de ademes, tablestacas o muros colados.
 - Se debe controlar el flujo de agua en el subsuelo.



Figura 4.2. Excavación en etapas.

Tabla 4.2. Riesgos y medidas preventivas dentro del proceso de excavación.

Proceso de excavación.		
Riesgos.	Desplomes, hundimientos y desprendimientos del terreno.	
	Desplomes en edificios colindantes.	
	Caídas de materiales transportados.	
	Atrapamientos y aplastamientos.	
	Atropellos, colisiones, vuelcos y falsas maniobras de máquinas.	
	Contagios por lugares insalubres.	
	Ruidos.	
	Vibraciones.	
	Ambiente pulvígeno.	
	Interferencia con instalaciones enterradas.	
	Electrocuciones.	
	Condiciones meteorológicas adversas.	
Medidas preventivas		Grado de adopción.
	Observación del terreno.	Diaria
	Observación en el comportamiento de talud natural del terreno.	Permanente
	Observación y vigilancia de los edificios colindantes.	Diaria.
	Apuntalamientos.	Ocasional.
	Bombeo de aguas.	Frecuente.
	Separación de tránsito de vehículos y operarios.	Permanente.
	Plataformas para paso de personas, en bordes de excavación.	Ocasional.
	Barandillas en bordes de excavación (0,9 m).	Permanente.
	Rampas con pendientes y anchuras adecuadas.	Permanente.
	Acotar las zonas de acción de las máquinas.	Permanente.
	Topes de retroceso para vertido y carga de vehículos.	Permanente.

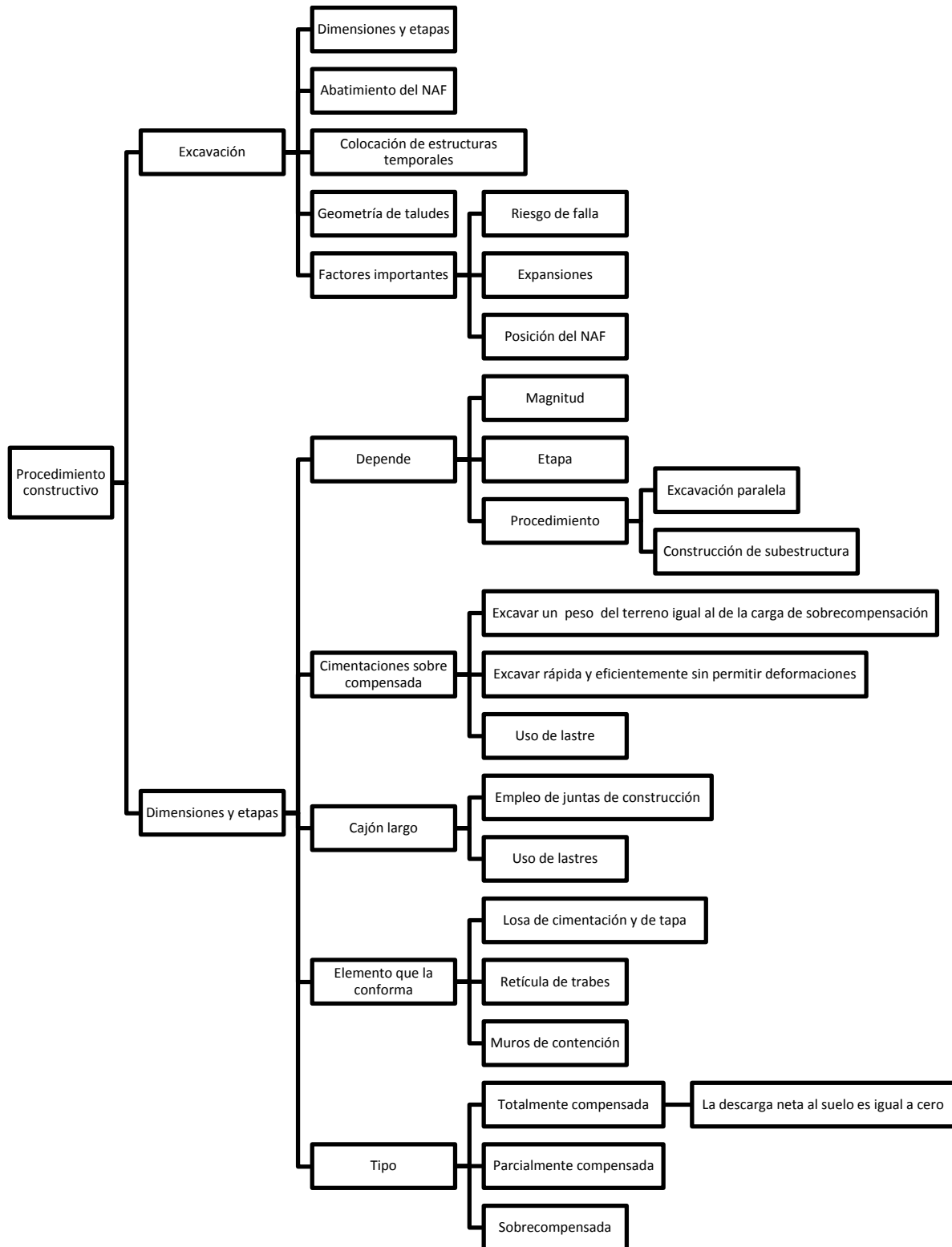


Figura 4.3. Proceso constructivo de la excavación.

4.1.1. Accesos.

Resultará esencial el diseño correcto de las vías de acceso, ya que el uso de maquinaria de grandes dimensiones cerca de las colindancias, puede generar daños importantes a los edificios adyacentes desde grietas, derrumbe de fachadas hasta desplazamiento de las cimentaciones, por eso es primordial contemplar que las áreas de maniobras deben estar alejados por lo menos a 1 m de las colindancias, contemplando que las pendientes de las rampas no deben superar el 10% en tramos de 3 a 10 m, 12% en tramos menores de 3m y 8% en curvas y en el resto. También se deberá considerar un área de salida no menor de 6 por 4.5 m. Para maniobras de la maquinaria. Estos valores son aproximados, ya que estarán en función a la dimensión de la obra y de la maquinaria a utilizar.



Figura 4.4. Seguridad en el acceso.



Figura 4.5. Precauciones en el acceso de la excavación.

4.1.2. Equipo de excavación.

Dentro de la industria de la construcción existe una amplia gama de equipos que pueden ser utilizados durante el proceso de excavación, estos equipos pueden ser retroexcavadora, almejas hidráulicas, almeja mecánicas de caída libre, excavadoras de canjilones, almeja hidráulica de caída libre, hidrofresa.

- Retroexcavadora: Cuenta con una capacidad de excavar zanjas de 7 m de profundidad y compiten en costo y tiempo con máquinas más complejas.
- Almeja hidráulica: Se encuentra ubicado en la punta inferior de una columna vertical de acero que guía la caída de la almeja y facilita la penetración de la almeja al suelo, puede ser de tres tipos: maquina Kelly entero, Kelly telescópico y Kelly corto.
- Almeja mecánica de caída libre: El mecanismo de penetración aprovecha el peso de la almeja y la altura que alcanza para facilitar la introducción de los dientes.
- Excavación de canjilones: La broca corta el material y de inmediato es succionado por las barras de perforación y es llevado a la superficie gracias a una bomba centrífuga en serie que elimina el aire que se atrapa.
- Almeja hidráulica de caída libre: El mecanismo de cierre de la almeja opera con una celda o gato vertical que acciona las valvas mediante engranes de grande dimensiones.
- Hidrofresa: Son máquinas de gran peso que realiza la excavación de forma continua, todas sus partes están montadas en una estructura en forma de armadura en cuya parte inferior se encuentran situados cuatro discos verticales de corte montados en dos ejes horizontales paralelos.



Figura 4.6. Excavación conforme al avance en la colocación de la estructura de contención.

4.1.3. Control de la excavación de zanjas.

Las zanjas se pueden definir como toda excavación longitudinal que no superan los 1.2 m de profundidad, este tipo de excavación se emplea para colocar servicios o estructuras provisionales que servirán de protección para excavaciones más profundas. Dependiendo de la dimensiones de la zanjas, las paredes pueden sostenerse mediante taludes, en los casos en donde el ángulo que forme las paredes de la excavación con la horizontal del terreno sea menor que el ángulo de rozamiento interno del material que la compone, otra circunstancia a contemplar, será el nivel freático y las medidas adicionales de abatimiento, además de alteraciones superficiales provocadas por las maniobras de la maquinaria. Durante el proceso de excavación de zanjas, será necesario contar con medidas de control, estas medidas pueden ser desde la revisión del ciclo y rendimiento, pérdida de la verticalidad, dimensiones y geometría. Entorno al ciclo este se definirá como el tiempo requerido para realizar la secuencia de excavación como: instalar la maquina zanjadora, cerrar y bajar la almeja, excavar, subir la almeja, dejar que escurra el lodo bentonítico y sacar el material. Para el control de la verticalidad, se cuidará que las cargas no sean excéntricas al cortar el suelo y que el número de giros sean los adecuados en la descargas, en lo referente a las dimensiones y geometría, la zanja estará plenamente alineado con el ancho del brocal y con una distribución de muros que asegure la ejecución de las maniobras.

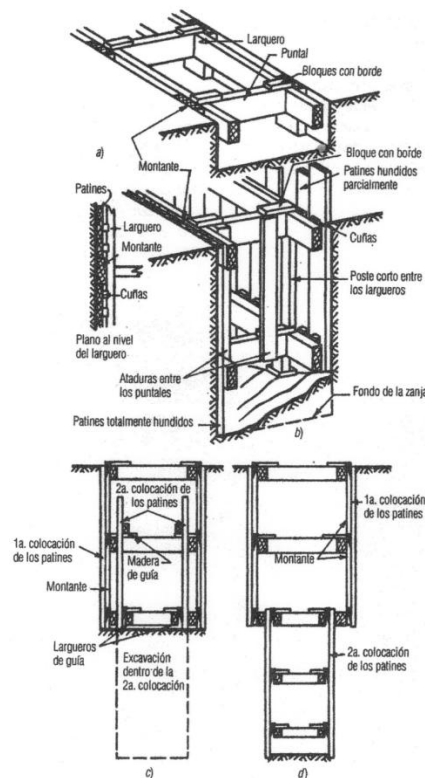


Figura 4.7. Soporte con patines de las excavaciones en suelo. a) Primera etapa de la excavación. b) Segunda etapa de la excavación. c) Cabeceo del segundo juego de patines. d) Excavación terminada. (Tomlinson, 2008).

4.1.3.1 Movimientos asociados a la excavación.

Las excavaciones siempre estarán asociadas a movimientos originados en la superficie del terreno adyacentes, estos movimientos usualmente tiene el carácter de asentamientos pero en algunos casos la superficie del terreno puede emerger. Para reducir los movimientos del terreno, se pueden utilizar apuntalamientos con presfuerzo en cada puntal, un apuntalamiento proyectado correctamente y construido con cuidado puede reducir el cambio en la presión lateral y el movimiento del material adyacente a la excavación. Estos movimientos se pueden medir mediante estudios, los cuales pueden incluir la magnitud de los movimientos laterales y verticales de cada puntal, así como los asentamientos de la estructura adyacentes y de los niveles piezométricos colocados por debajo y al lado de la excavación.

- Estabilidad de estructuras vecinas.
 - Las estructuras adyacentes a la excavación deberán reforzarse o recimentar.
 - El soporte implementado dependerán del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.
 - El sistema estructural de anclas deberá analizarse a fin de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje.
- Expansiones instantánea y diferida originadas por descargas.
 - Se recurrirá a la teoría de la elasticidad para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos provocados por las descargas en el área de excavación.
 - En caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los asentamientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.
- Asentamiento del terreno natural adyacente a la excavación.
 - En cortes ademados efectuados sobre arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados dependen del grado de libertad lateral que se permita en los elementos.
 - Este movimiento deberá medirse en forma continua.
- Estado límite de servicio.
 - Los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para no causar daños.

4.1.3.2. Taludes y estructuras temporales.

Los taludes podrán ser temporalmente abierto o de corte verticales ademados y troquelados, esto dependerá de la resistencia al corte del terreno, la profundidad de la excavación, el nivel freático y las condiciones de las cimentaciones vecinas, se considerará que el nivel de seguridad de las paredes de la excavación disminuirá con el tiempo y las condiciones atmosféricas que se presenten en el sitio. Para fines del cálculo, se implementará un factor de seguridad igual a 1.5.

Se garantizará la seguridad fuera del área de la cimentación utilizando barda que limiten el sitio de la obra y señalamiento en los puntos críticos. Dentro del área de la cimentación se emplearán ademes o troqueles para mantener la integridad de la excavación, delimitando la zona de maniobra y descarga de los materiales, así como, depósito de materiales provenientes de los trabajos de excavación. Los tipos de estructuras que se pueden implementar para delimitar y retener la excavación son los ademes apuntalados, tabla estacas y muros colados *in situ*, estas estructuras se podrán fábrica de madera, prefabricados, colado a manos, etc.



Figura 4.8. Colocación de madera como estructura provisional.

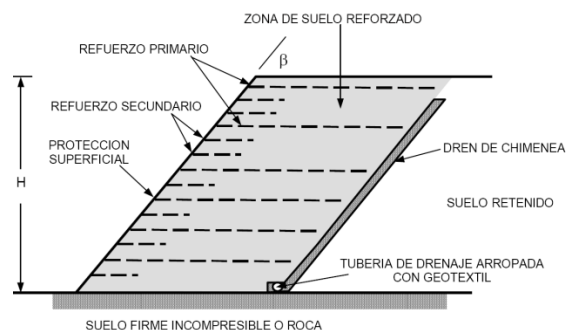


Figura 3.9. Principales componentes de un talud de suelo reforzado sobre un suelo con adecuada capacidad de carga (Manual de Construcción Geotécnica).

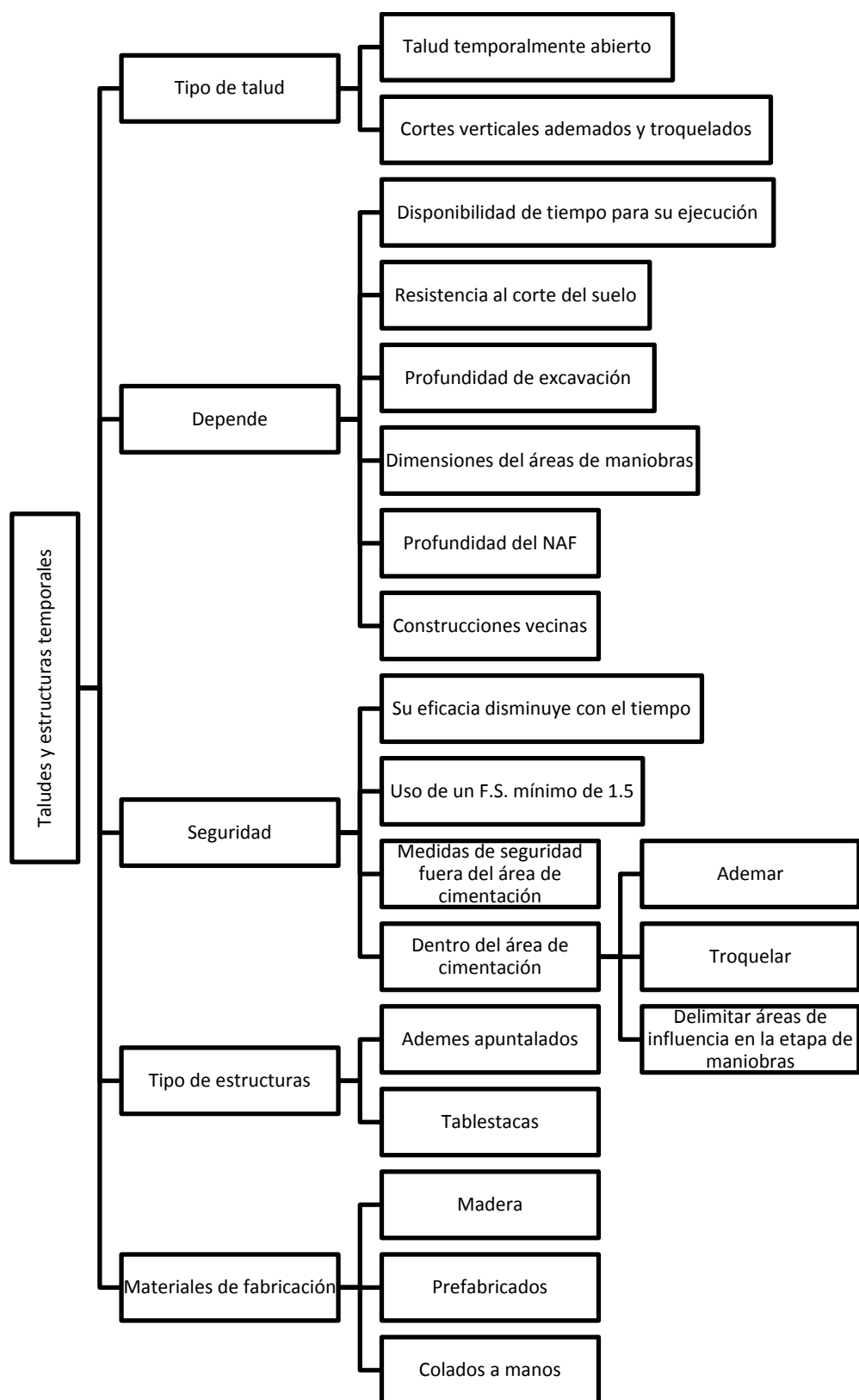


Figura 4.10. Estructuras de contención.

En el diseño y en la construcción de taludes, se tomará en cuenta la influencia de la presión del agua en el subsuelo, así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamientos en la proximidad de la corona y la presencia de otras discontinuidades. Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de la excavación, así como a los cortes permanentes que se realicen en el predio, en especial en la zona I, se considerarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten la posibilidad de desarrollar construcciones en los predios vecinos. Consideraciones en la protección de taludes:

- Las deformaciones del suelo protegido deberán ser compatibles con el sistema de retención de las paredes de la excavación.
- Se deberá garantizar un drenaje adecuado.
- Vigilar el comportamiento de las anclas.
- Se deberá demostrar que las anclas pasivas no afecten la estabilidad ni induzca deformaciones.
- Proteger las anclas contra los efectos de la corrosión.
- Realizar pruebas para evaluar la agresividad del terreno.

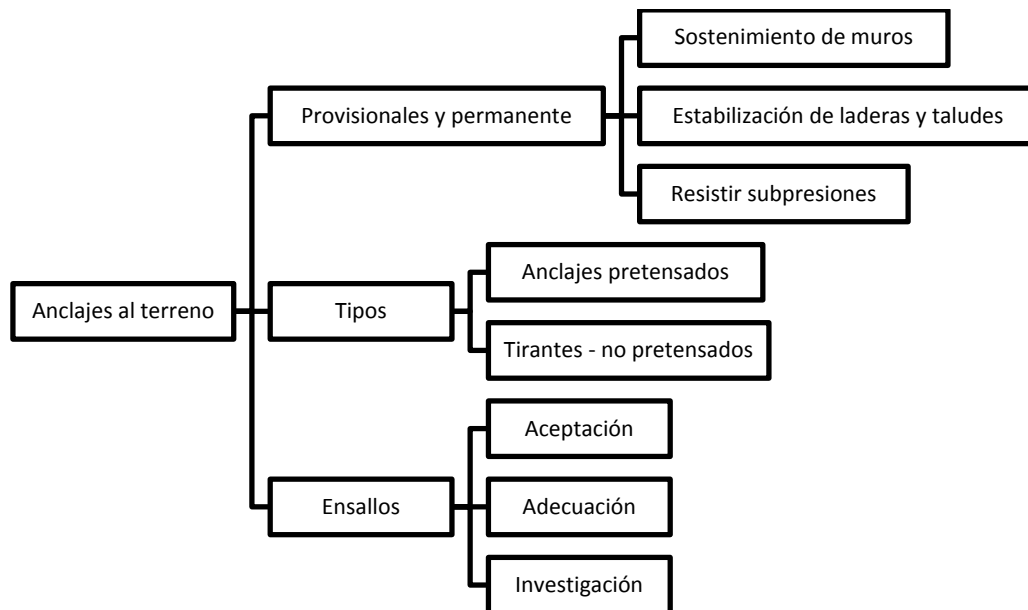


Figura 4.11. Características de las anclas.

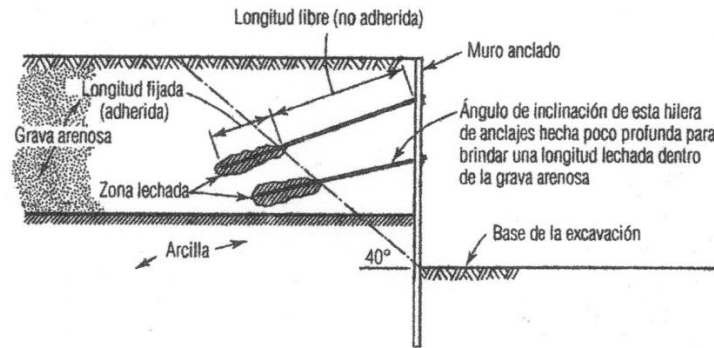


Figura 4.12. Disposición de los anclajes de tierra para soporte de la excavación (Tomlinson, 2008).

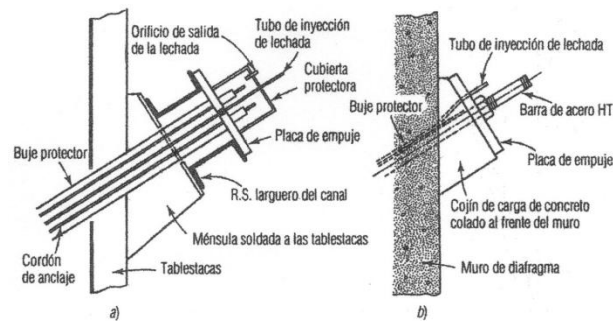


Figura 4.13. Disposición en la cabeza de los anclajes del terreno. A) Carga en los anclajes de cable transferida a la tablestaca a través de los largueros horizontales. B) Carga en el anclaje de la barra transferidas al muro de diafragma a través de un cojín de carga (Tomlinson, 2008).



Figura 4.14. Uso de anclas en excavaciones profundas.

Se suelen utilizar tablonces en los frentes de la excavación, en los casos en donde se requiera la verticalidad del área de trabajo en profundidades no mayores a 4 m, los tablonces se hincan alrededor de los límites de la excavación, las cuales se suelen denominar forro, el forro se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas largueros, que a su vez son soportadas por medio de puntales que se extienden de costado a costado de la excavación, se usan comúnmente tubos metálicos que se pueden alargar, estos suelen conocerse como puntales para cepas.

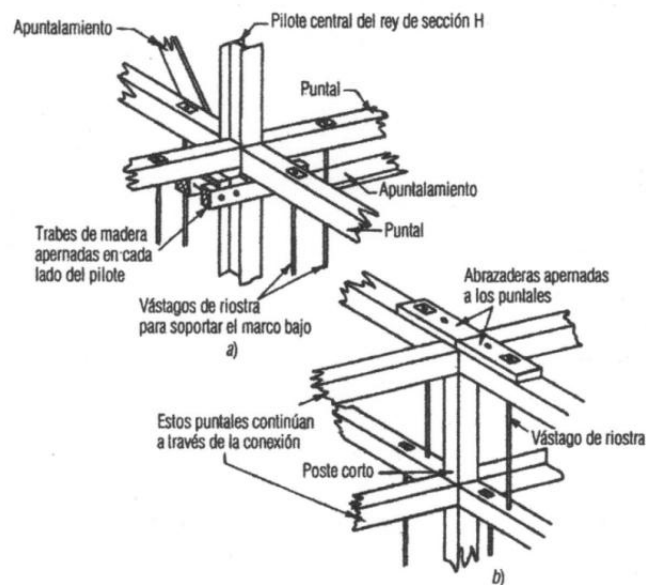


Figura 4.15. Conexiones cruzadas de los puntales. a) Conexión con el pilote del rey central. b) Conexión sin el pilote del rey central. (Tomlinson, 2008).

Cuando la excavación excede la profundidad de 6 m, se suelen hincar tablestacas de acero alrededor del límite de la excavación, el proceso inicia con la extracción de la porción de suelo en donde se hincarán las tablestacas, cuando la excavación se ha profundizado unos metros por debajo del nivel de desplante, se insertan largueros y puntales, luego se procede a continuar la excavación a un nivel inferior y se instala otro juego de largueros y puntales, este proceso continua hasta que se concluye en proceso de excavación. Si el ancho de una excavación profunda es demasiado grande para que permita el uso económico de puntales en toda la excavación, se podrán utilizar puntales inclinados.

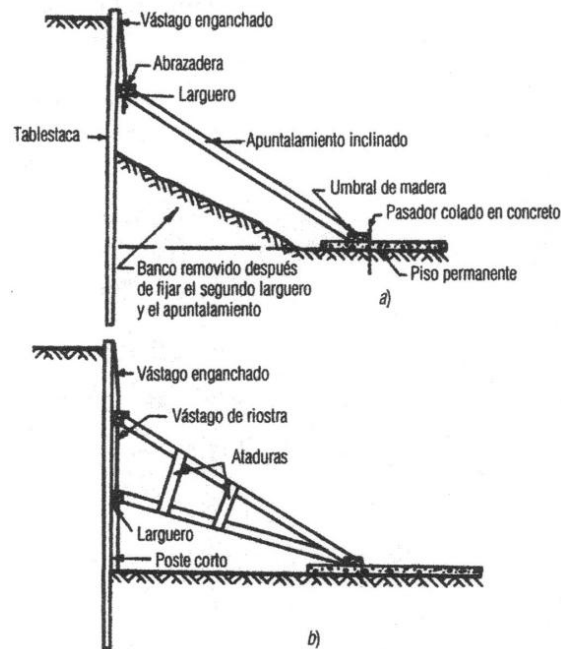


Figura 4.16. Soporte con tablestacas y apuntalamientos enfilados. a) Primera etapa de la excavación. b) Segunda etapa de la excavación (Tomlinson, 2008).

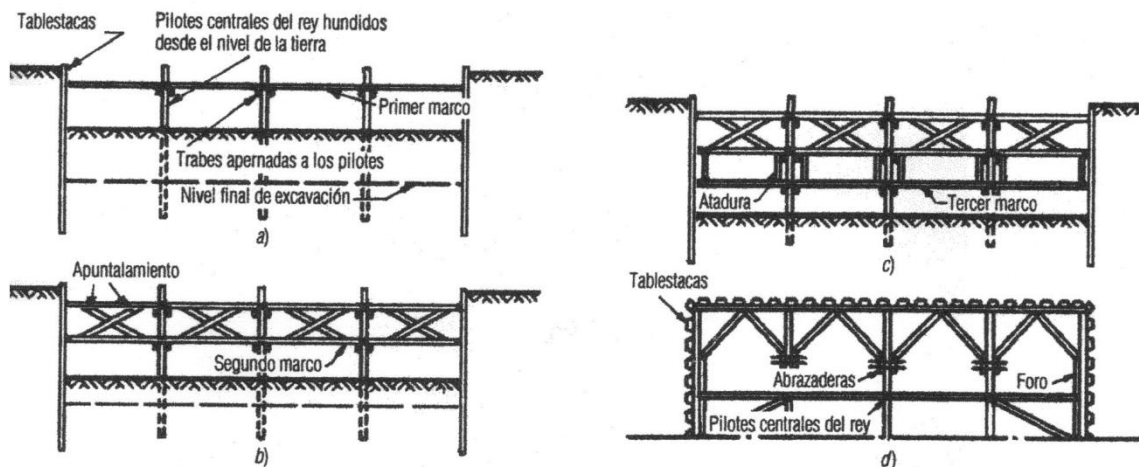


Figura 4.17. Enmaderado para una excavación profunda y ancha. a) Excavación para el nivel del segundo marco., fijación del marco superior. b) Excavación para el nivel del tercer marco, fijación del segundo marco de apuntalamiento. c) Excavación al nivel final, tercer marco fijado. d) Mitad del plano del enmaderado (Tomlinson, 2008).

4.1.4. Fallas por subpresión en estratos permeables.

En suelos no cohesivos, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por medio de estudios que reflejen el comportamiento del flujo de agua. Cuando la excavación se realice en una capa impermeable, la cual a su vez se sitúa sobre un estrato permeable, se deberá considerar que la presión del agua en ese estrato puede originar el levantamiento del fondo de la excavación.

4.1.5. Estabilización de suelos.

El proceso de estabilización de suelos es similar al que se efectúa durante la incorporación de aditivos en el concreto. E inicia con la capa inferior a la que se va a estabilizar, la cual deberá estar totalmente terminada, el mezclado puede realizarse en una planta o en campo, obteniéndose mejores resultados en el primer caso, se puede agregar en forma de lechada dentro del agua de compactación, la que se incrementa en un 5%. Si se efectúa el mezclado en campo, el material que se va a mejorar deberá estar disgregado y acamellonado, se abre una parte y se le agrega el estabilizador, distribuyéndolo uniformemente en el suelo para después hacer un mezclado en seco. En arcillas plásticas se suele utilizar cal para disminuir dicha plasticidad y consecuentemente los cambios volumétricos de la misma, asociados a la variación en el contenido de humedad, los porcentajes por agregados varían del 2 al 6% con respecto al suelo seco del material para estabilizar. Si se usa cemento aumenta la resistencia y disminuye la plasticidad, el material por mejorar deberá tener un porcentaje máximo de materia orgánica del 34% y se evaluará mediante la revisión de las propiedades, ya que al mezclar, el suelo adquiere un comportamiento diferente originando variaciones en sus propiedades originales.

Cuidado y control.

- Durante el proceso de mezclado.
- En la uniformidad de la mezcla.
- En el curado del concreto.
- Compactación.

Ventajas.

- Mejora materiales marginales.
- Mejora la resistencia.
- Mejora la durabilidad.
- Controla el cambio volumétrico del suelo.
- Mejora la trabajabilidad del suelo.

- Reduce los requerimientos de espesor de pavimentos y recubrimientos en condiciones severas.
- Provee un suelo impermeable.
- Reduce el polvo generado durante las maniobras de colocación del acero.

Desventajas.

- No se puede aplicar a todos los tipos de suelos.
- El agua es un factor de riesgo, ya que provoca afectaciones que pueden originar una disminución de la resistencia del estrato.

4.2. Mejoramiento del suelo.

Existen múltiples formas para mejorar el comportamiento del suelo, ya sea mediante la implementación de métodos físicos, químicos o mecánicos. Dentro de los métodos físicos, se pueden señalar el uso de confinamiento, consolidación previa, mezclas, vibroflotación. Dentro de los métodos químicos, estos pueden ser el uso de sal, cemento, asfalto, cal u otras sustancias que serán combinados con la estructura del subsuelo. Correspondiente a los métodos mecánicos, el más común es el uso de mecanismo de compactación

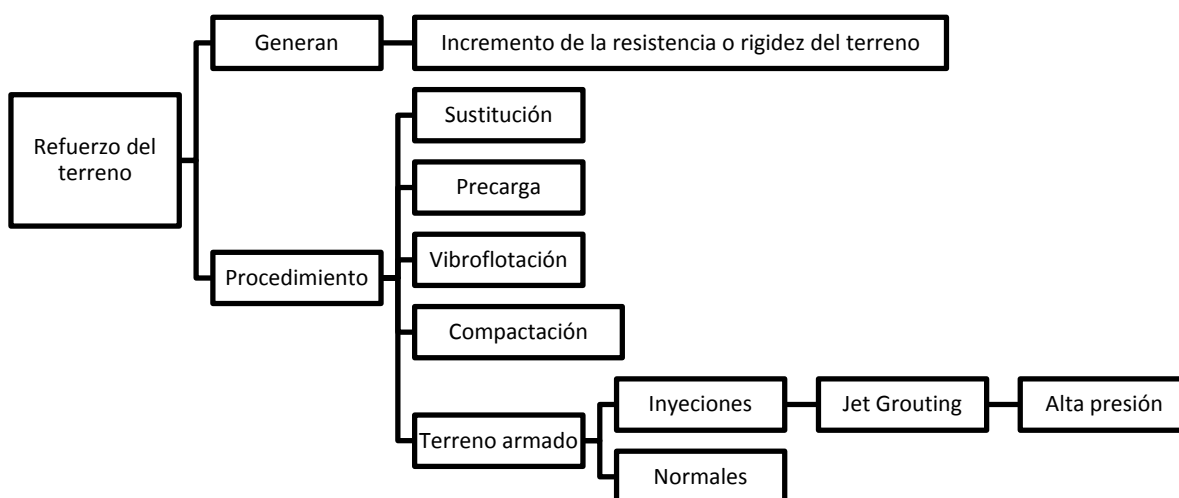


Figura 4.18. Mejoramiento del suelo.

4.2.1. Compactación.

La compactación se define como el proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y los esfuerzos de deformación presentes en el suelo. Su objetivo es obtener un suelo estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra, así como obtener características óptimas de la permeabilidad y flexibilidad.

1- Factores a considerar en el proceso de excavación.

- Tipo de suelo.
- Método de compactación.
- Comportamiento del suelo que prevalece en el momento en que se desarrolle la compactación.
- Naturaleza del suelo.
- Temperatura.
- Número y espesor de las capas.
- Numero de pasadas y golpes.
- Energía específica.
 - Es la energía que se trasmite por unidad de volumen durante el proceso mecánico que se elija.
- Contenido de agua del suelo.
 - El contenido de humedad es un factor fundamental, ya que el aumento en el contenido de agua disminuye la tensión capilar y, por lo tanto, el aglutamiento de sus grumos, lo que hace que aumente la eficacia de la energía de compactación.
- Método de compactación.
 - Por impacto.
 - Por amasado.
 - Por aplicación de carga estática.
 - Por vibración.
 - Mixtos.

2- Curva de compactación.

- La curva de compactación representa la marcha de un proceso de compactación por medio de una gráfica en la que se haga ver el cambio de peso volumétrico seco al compactar al suelo con diversos contenidos de agua, utilizando varias muestras del mismo suelo.
- El peso volumétrico seco máximo representa el contenido de agua en donde se presenta

la mayor eficacia durante el proceso de compactación.

3- Grado de compactación.

- El grado de compactación se define como la relación, en porcentaje, entre el peso volumétrico seco obtenido por el equipo en el campo y el máximo correspondiente a la prueba de laboratorio.
- Compactación relativa.
 - Es el grado de compactación que alcanza el suelo en campo.
- Compactación relativa.
 - Sirve para medir la compactación en campo de suelos friccionantes.
- Propiedades.
 - Homogeneidad.
 - Permeabilidad.
 - Baja compresibilidad.
 - Resistencia al esfuerzo cortante.
 - Flexibilidad.
 - Propiedades mecánicas en condiciones de saturación.
- Consideraciones.
 - Tipo de suelo.
 - Variaciones del suelo dentro de la obra.
 - Tamaño e importancia de la obra.
 - Especificaciones de compactación.
 - Tiempo de maniobra.
 - Equipo a utilizar.

4- Problemas especiales.

- Bordes de terraplenes.
- El equipo de compactación no se puede orillar demasiado durante su operación debido a la falta de confinamiento lateral que se presenta en las zonas de borde. Se puede resolver dando un sobre ancho a ambos lados del terraplén, el cual se puede recortar y afinar al concluir la construcción.
- Terrenos blandos.

5- Suelos friccionantes movedizos.

- En los suelos con presencia de limos plásticos, arenas muy finas o polvo de roca que se

ubiquen en zonas con un nivel freático alto pueden atraer agua por capilaridad hasta su superficie, lo cual provoca que se vuelvan movedizos, con pérdida casi total de su resistencia. Este fenómeno se puede presentar en tales suelos si se compacta con un excesivo contenido de agua.

6- Sobrecompactación.

- Es el cambio estructural que sufre un suelo por la aplicación inadecuada de algún método de compactación.
- Este fenómeno puede presentarse con mayor frecuencia en suelos compuestos por materiales expansivos o con rebote elástico, los materiales expansivos son fuentes de problemas muy graves, sobre todo donde las condiciones climáticas conducen a cambios significativos en el contenido de agua en diferentes épocas del año. Si estos suelos se compactan en exceso se expandirán demasiado provocando presión al humedecerse tras la compactación.

Tabla 4.3. Compactación en campo.

Mecanismo de compactación en campo.	
Equipos.	Características.
Rodillo pata de cabra.	La forma en que compacta es mediante la concentración de su peso sobre una determinada superficie, dada que su forma no es regular, la presión que transmite es irregular. Otro aspecto a considerar es el espesor de la capa, el cual no debe ser mayor que la longitud del vástago, a fin de permitir que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa por compactar, se considera adecuada la operación cuando el vástago penetra del 20 al 50 % de su longitud, para una arcilla blanda se busca hacer penetraciones menores que para una arcilla arenosa, en cambio, para los suelos finos la compactación mediante rodillos pata de cabra generará una distribución uniforme de la energía de compactación en cada capa y una buena liga entre capas, obteniendo mejores resultados.
Rodillo liso.	Existen dos tipos de rodillos lisos, los que requieren ser remolcados y los autopropulsados, los remolcados son tambores dentro de un marco las cuales requieren ser montados en un eje, mientras que los autopropulsados constan de una rueda delantera y una o dos traseras, comúnmente se fabrican con un peso de 3 a 13 toneladas. Se suelen utilizar en suelos que no requieran concentraciones elevadas de presión y que no presenten grumos o requieran disgregados.

Rodillo neumático.	La compactación se desarrolla debido a un efecto de amasado, causando en el suelo grandes deformaciones angulares por la irregularidad de las llantas, las cuales dependen del peso del rodillo y de la presión de inflado. El acabado superficial de las capas suelen tener rugosidades suficientes para garantizar una buena liga con la capa superior. En cualquier tipo de suelo, un incremento en la carga por rueda o en la presión de inflado produce un aumento en el peso volumétrico seco máximo el cual va acompañado por una disminución en el contenido de agua óptimo.
Compactación por impacto.	Los equipos que se emplean pertenecen al grupo de mecanismo con pisones cuyo uso están reservados a áreas pequeñas y a cierta clase de rodillos apisonadores o neumáticos, los pisones neumáticos se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra el propio suelo lo que basta para levantarla 15 o 20 cm, se consideran apropiados para compactar suelos cohesivos. Tipo de pisones. • Caída libre. • Accionados. • Neumáticos. • Mecanismos de desplazamiento manuales.

4.2.2. Precargas.

El proceso de precarga en un suelo, inicia con la colocación de una carga similar a la definida en el diseño de la cimentación, posteriormente ésta carga se incrementará en función de los requerimientos a cumplir, hasta llegar a ser una sobrecarga (en caso de requerirse). Este mecanismo de mejoramiento de suelo se emplea cuando la resistencia del suelo es insuficiente para soportar a la estructura definitiva y se suele emplear para acelerar el desarrollo de los asentamientos de consolidación primaria, así como la aparición y el desarrollo de los asentamientos por consolidación secundaria. Este proceso se desarrolla a fin de aumentar la resistencia no drenada del suelo, una vez finalizado el proceso de precarga, se requerirá de una evaluación, misma que determinará el incremento de la resistencia alcanzada, comparándolo con la esperada, la cual se podrá determinar mediante pruebas triaxiales consolidadas no drenadas (CU).

Cuidado y control.

- En precarga con sobrecarga los asentamientos de consolidación son predominantes.

- Se remueve la sobrecarga cuando los asentamientos inducidos garantizan el buen comportamiento de la obra.

Ventajas.

- Se basa en la teoría de consolidación, si se desarrolla adecuadamente puede presentar una buena homogeneidad del tratamiento.

Desventajas.

- La carga aplicada depende de la capacidad de carga del suelo.
- Puede ser necesario aplicar la sobrecarga en etapas.
- El tiempo de ejecución se puede incrementar si se opta por desarrollar la sobrecarga en etapas.
- Se pueden provocar asentamientos no homogéneos.
- Si se aplica el método de vacío, aumentaran los costos.
- Si se emplea el método de electro – osmosis, será necesario contar con equipo y personal especializados.

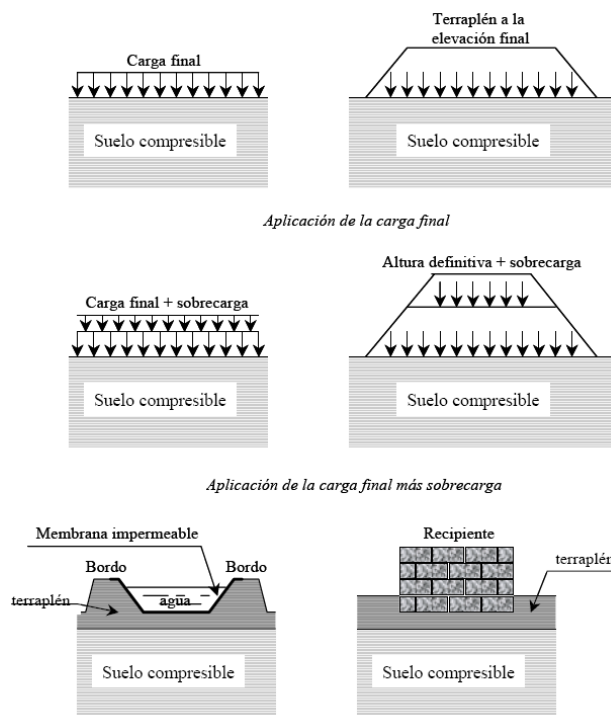


Figura 3.19. Métodos de precarga por incremento de esfuerzos total (*Manual de Construcción Geotécnica*).

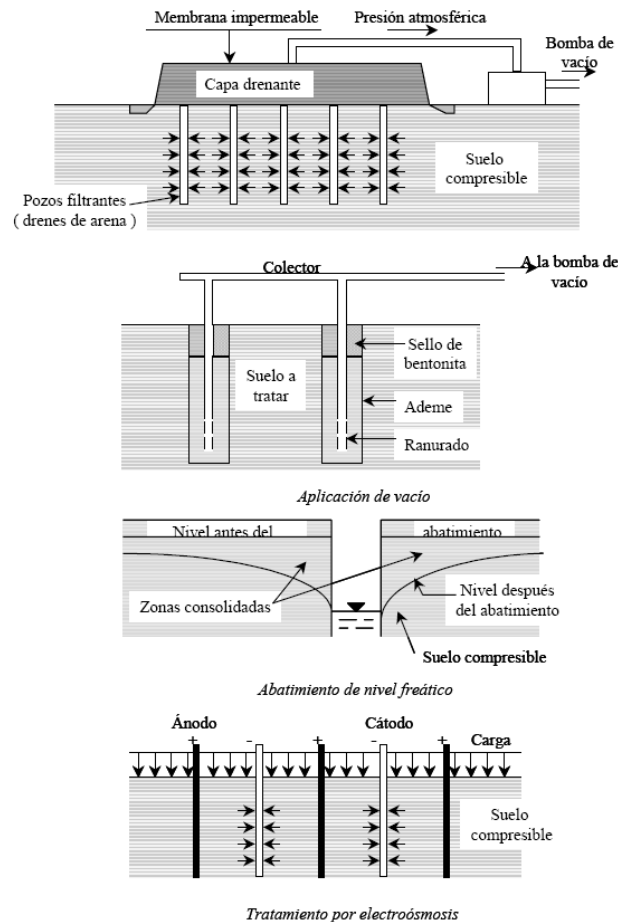


Figura 3.20. Métodos de precarga mediante reducción de la presión de poro (Manual de Construcción Geotécnica).

4.2.3. Geosintéticos.

Los geosintéticos son planos fabricados con base en polímeros, que se emplean para mejorar las propiedades mecánicas del suelo. Se suelen emplear en reforzamientos de taludes o laderas y en terraplenes con pendientes pronunciadas que estén integrados por suelos con una adecuada capacidad de carga. Se considerarán las siguientes recomendaciones sobre su cuidado y control:

- Los materiales utilizados para el refuerzo tienen diferentes resistencias y rigidez, en sentido transversal como longitudinal.
- Para aplicaciones de refuerzo de taludes o terraplenes, la orientación más fuerte deberá colocarse de manera perpendicular a la cara del talud.
- Para el refuerzo secundario se, recomienda en las caras de los taludes para prevenir y minimizar los desconchamientos y fallas de talud.

Desventajas.

- Pueden ocurrir fallas por adherencia, cuando el refuerzo presente poca interacción con el suelo al cual refuerza, generalmente suelos cohesivos y arcillas.
- Falla por sobreesfuerzo, cuando el esfuerzo actuante a la tensión excede al esfuerzo de trabajo permisible, produciendo deformaciones y rupturas.

Tabla 4.4. Características de los geosintéticos.

Geosintéticos		
Funciones	Ventajas	Tipo
Separar materiales Reforzar suelo Filtrar Proteger Drenar Impermeabilizar	Funcionamiento predecible Fácil control en la fabricación y colocación Continuidad sobre grandes áreas Teoría de diseño conocido Ahorro de tiempo y volumen de construcción Disminuye el impacto ambiental Ahorro de dinero	Geotextiles Geomallas Geomembranas Georedes Geoceldas Geomantas Geocompuesto

Tabla 4.5. Geocompuestos.

Geocompuesto	Drenes = Geo mantas + Geo textiles Revestimiento = Geo membranas + Arcillas Membranas = Impermeabilización Pavimentación = Geo textiles + Geo celdas Clay liner = Geo textiles + Arcilla encapsulada Geo tubos
--------------	---

4.3. Proceso constructivo del cajón.

El cajón de cimentación estará constituido por una losa que se desplantará a una profundidad tal que el volumen de excavación compense el peso de la estructura definitiva a fin de que los esfuerzos finales inducidos sean iguales a los que se tenían antes de hacer la excavación, dicha losa estará estructuralmente ligada a muros de carga, mediante trabes y columnas, el comportamiento de dichas estructuras será idéntico al de un marco rígido para cajones de grandes dimensiones, salvo en el caso donde no se presenten arcillas altamente expansivas o con un nivel freático que no represente peligro se podrá recurrir a marcos dúctiles para las columnas intermedias del cajón. Comúnmente se construye en forma cerrada, asegurando que no se presenten oquedades ni fisuras que puedan afectar la estanquidad del cajón

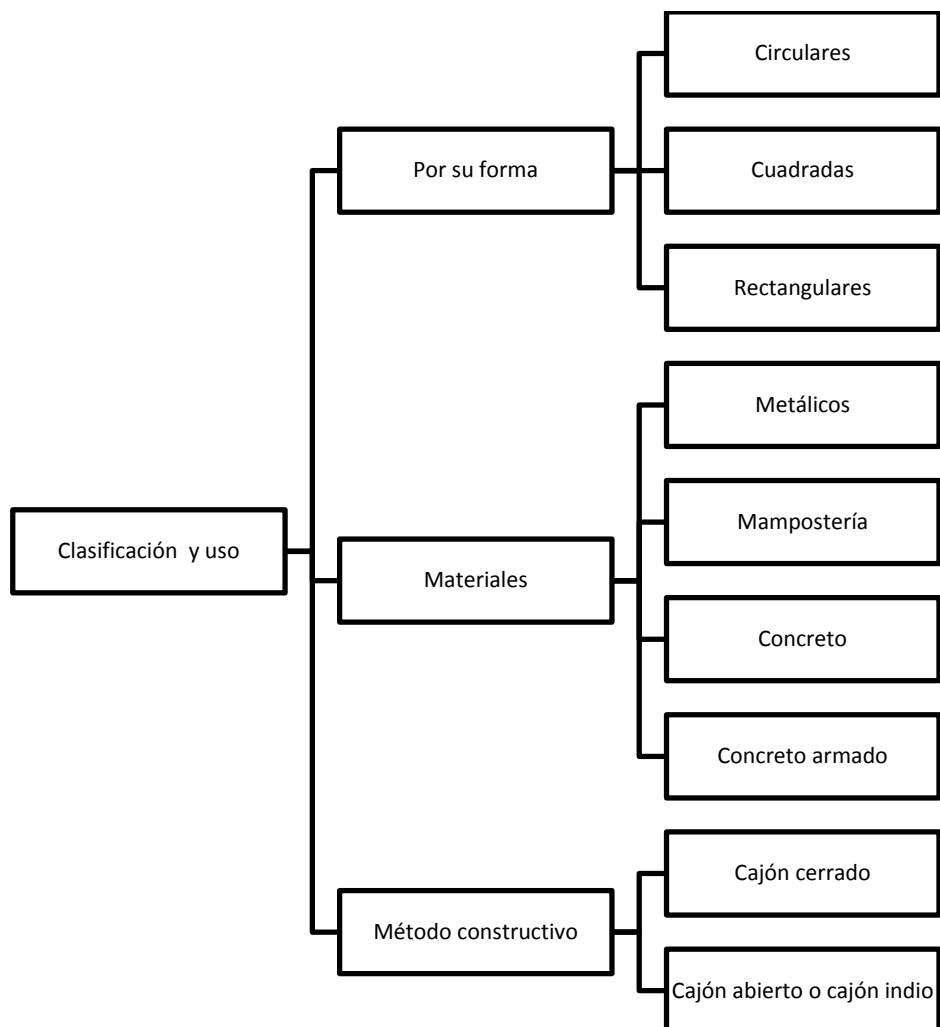


Figura 4.21. Mejoramiento del suelo.

Tabla 4.6. Factores a revisar en la elaboración de cajones de cimentación.

Cajón de cimentación.	
Diseño geotécnico.	Falla de fondo. Capacidad de carga. Asentamientos. Empuje lateral. Falla por supresión. Expansiones. Estabilidad de talud.
Constructivas.	Expansiones durante el proceso de excavación. Estabilidad de la excavación. Protección de colindancias. Manejo del nivel de aguas freáticas. Instrumentación.

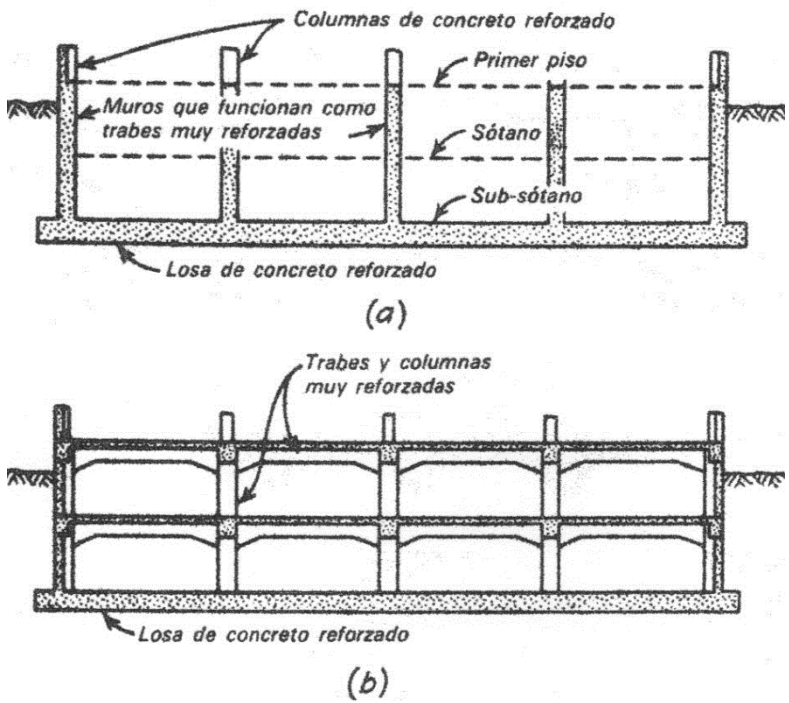


Figura 4.22. Métodos para reforzar grandes fosas de cimentación. a) Uso de costillas o muros como vigas T. b) Construcción de marcos rígidos. (Peck, Hanson, Thornburn).

4.3.1. Acero de refuerzo suministro y almacenamiento.

Se deberá realizar la cuantificación de varilla requerida para elaborar la cimentación, identificando las toneladas y los diámetros que se requerirán durante todo el proceso. En este caso será recomendable contemplar un 7 % de acero adicional, ya que se pueden producir desperdicios al momento de cortar y habilitar, este porcentaje puede ser modificado en función de la zona y la magnitud de la obra, así como de la experiencia adquirida por la empresa en proyectos anteriores. Al realizar el pedido del acero, será requerido lo siguiente:

- Cantidad de toneladas requeridas en la obra.
- Números de varillas.
- Grado del acero.
- Diámetros de pulgadas u octavos de pulgadas.

Tabla 4.7. Característica de las varillas comerciales.

Varilla del numero	Diámetro (mm)	Diámetro (pulgada)	Peso (kg/m)	Área (cm ²)
2	6.4	1 / 4	0.248	0.32
2.5	7.9	5 / 16	0.388	0.49
3	9.5	3 / 8	0.559	0.71
4	12.7	1 / 2	0.993	1.27
5	15.9	5 / 8	1.552	1.98
6	19	3 / 4	2.235	2.85
7	22.2	7 / 8	3.042	3.88
8	25.4	1	3.973	5.07
9	28.6	9/8	3.028	6.41
10	31.8	5/4	6.207	7.92
11	34.9	11/8	7.511	9.58
12	38.1	3/2	8.938	11.40
La longitud comercial de cada pieza es de 12 metros aproximadamente				

Efectuada la recepción del acero, se deberá verificar los siguientes:

- Revisión de la cantidad solicitada.
- Revisar la calidad de los materiales (que no presenten oxidación, grasa, escamas superficiales u otras imperfecciones).
- Revisión de los diámetros, grados y peso solicitado.

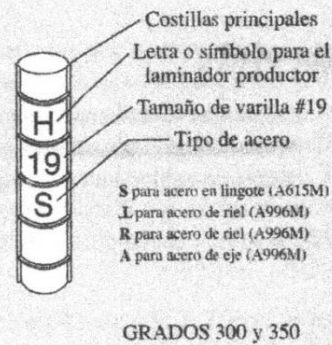
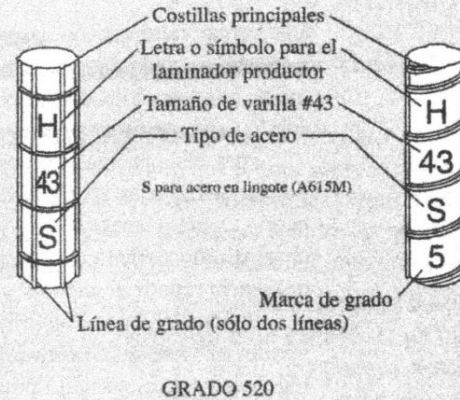
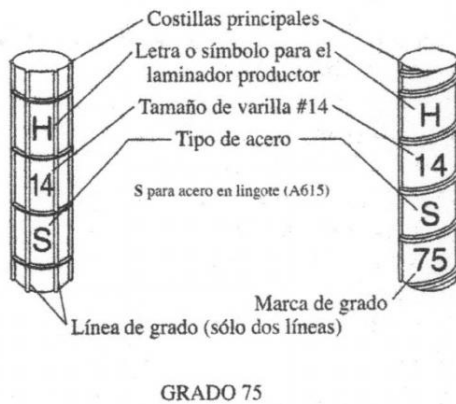
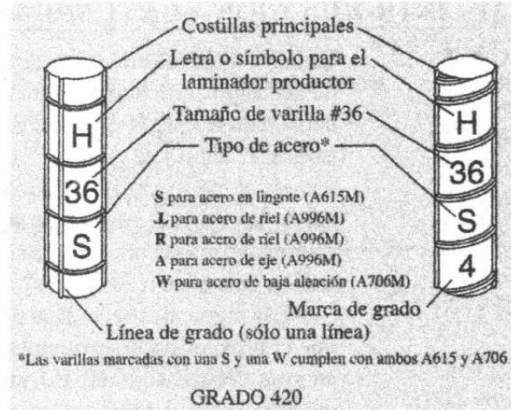


Figura 4.23. Marcas de identificación para varilla estándar ASTM, cortesía del Concrete Reinforcing Steel Institute (McCormac, Brown).

De acuerdo a lo anteriormente señalado, el acero de refuerzo corrugado deberá cumplir con las especificaciones ASTM A-615 (especificaciones para barras de acero con resaltes de concreto armado), ASTM A-617 (especificación para barras de acero de refuerzo de baja aleación).

Para el almacenamiento, se consideraran medidas de protección para evitar acciones abrasivas a causa de los efectos del medio ambiente como oxidación, presencia de grasa o defectos superficiales que dificulten la interacción entre el acero y el concreto. En caso de óxido superficial, éste se puede limpiar con un cepillo de alambre, a su vez, la grasa se puede eliminar con solventes, siempre cuidando de no dejar residuos. Las consideraciones básicas en el área de almacenamiento son:

- Agrupar el acero conforme a su diámetro y grado.
- Colocar una capa o lona en el área de almacenamiento.
- Proteger de la humedad y oxidación.
- No revolver con pedidos anteriores ya verificados.



Figura 4.24. Errores comunes en el almacenamiento del acero (exposición directa a los factores ambientales).

Comúnmente el acero se almacena a la intemperie, sin ningún tipo de protección que ayude a minimizar los efectos nocivos de la humedad y temperatura, por lo tanto, dentro de la planeación inicial se deberá contemplar un área de almacenamiento que este situado en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad y de las altas temperaturas a fin de mantenerlo libre de partículas ajenas como suelo, suciedad, aceite y grasa.

4.3.1.1. Protección contra la corrosión.

La corrosión puede definirse como el deterioro de un material o de sus propiedades, debidos a la acción del medio ambiente que lo rodea, las causas de que un metal se corroa depende de la cantidad de energía que se aplica a su mineral base para transformarlo en un metal comercial (Fontana, 1986). La corrosión metálica puede clasificarse en dos grandes categorías: corrosión seca y corrosión húmeda. La corrosión seca tiene lugar con la ausencia de una etapa líquida, o abajo del punto de humedad en el ambiente. En este caso, el metal reacciona con los vapores de gases naturales, usualmente a altas temperaturas, formando óxidos secos o escamas. En la corrosión húmeda, el metal reacciona con soluciones acuosas (Ávila y Genescá, 1986).

Cuando el acero embebido en concreto se corroe, se consume una capa de la superficie del acero y se forma una capa de productos de corrosión (óxido, Fe_3O_4) en el perímetro de la barra. El volumen ocupado por dicho óxido (o hidróxido) es mayor que el que ocupaba el acero original, creando presiones contra el concreto que rodea al acero; esto propiciará la formación de grietas y desprendimientos del concreto. Dichas grietas y/o desprendimientos del recubrimiento de concreto, además de ser antiestéticas, pueden disminuir el anclaje del acero y, potencialmente, la resistencia del elemento estructural (Torres Acosta y Martínez Madrid, 2001). Las causas que pueden originar la corrosión del acero de refuerzo son:

- Excesiva porosidad del concreto.
- Reducido espesor del recubrimiento.
- Existencia de grietas en la estructura.
- Alta concentración de agentes corrosivos en el lugar de desplante.
- Alta concentración de agentes corrosivos en los componentes del concreto.
- Corrosión mediante el contacto de fuentes eléctricas (corrosión por diferencias de potencial eléctrico).

Los métodos para proteger las estructuras, consisten en la elaboración de concretos que funcionen como barrera física y química en contra de los efectos de los agentes corrosivos que puedan presentarse debido a los componentes del subsuelo o condiciones ambientales adversa.

La forma de proteger y controlar la corrosión se basan en apartar algunos de los elementos que generen corrosión, ya sean determinados agregado o el agua empleado en la mezcla del concreto. Se han utilizado varios métodos para proteger de la corrosión al acero embebido en el concreto, como por ejemplo, pinturas o revestimientos para el acero o el concreto (Durar, 2000). Los métodos más comunes para prever la corrosión del acero son los siguientes:

Protección indirecta.

- Inhibidores.
- Revestimientos.
- Recubrimientos.
- Realcalinización electroquímica.
- Extracción electroquímica de los iones cloruro.

Protección directa.

- Protección catódica.
- Recubrimientos epóxicos.
- Recubrimientos galvanizados.
- Reemplazo del acero común por acero inoxidable o materiales compuestos.
 - Acero inoxidable austenítico (designación AISI 200, 300).
 - Acero inoxidable ferrítico (designación AISI 400).
 - Acero inoxidable martensítico (designación AISI 400, 500).
 - Acero inoxidable endurecido por precipitación (designación XX-XHP).

Tabla 4.8. *Espesores del recubrimiento de concreto.*

Riesgo de corrosión en el acero de refuerzo.	A/C máxima por durabilidad.	Espesor (mm).	
		Mínimo.	Recomendable.
Riesgo.			
Bajo.	0.55	40	50
Medio.	0.45	50	60
Alto.	0.40	75	90
Característica del riesgo			Nivel.
Se diseña con características comunes, estará expuesto a un ambiente húmedo no marino o en contacto con suelo no corrosivo.			Bajo.
Se diseña normalmente, estará expuesto a condiciones de humedad, o inmerso total o parcialmente en el manto freático.			Medio.
Se diseña normalmente, estará expuesto a ambientes corrosivos y a condiciones variable de humedad.			Alto.

4.3.1.2. Habilitado.

Durante el proceso de habilitado del acero, se deberán analizar y estudiar las dimensiones de las barras para cada elemento estructural, con el fin de obtener el menor desperdicio. Este análisis considerará la longitud de anclaje, traslapes, escuadras o ganchos a utilizar. Por su parte se considera el uso de barras lisas o corrugadas, según las solicitudes que requieran cumplir, de acuerdo a la ASTM-615 las barras lisas se utilizarán en diámetros menores a 1/4 de pulgada y las corrugadas para un diámetro superior de 1/4 de pulgada. En el caso de estructuras con grandes solicitudes de carga, solo se emplearán barras corrugadas las cuales se supervisarán para garantizar un adecuado empalme y doblado.

Referente a los empalmes, estas deberán cumplir los requerimientos señalados en la norma ACI 318-02, el cual señala que no se harán empalmes en el refuerzo que no sean autorizados por el proyectista, excepto los que se muestren en los planos de diseño o en las especificaciones del proyecto. El empalme puede ser por medio de traslape y ganchos en los extremos de las barras, de tal manera que se pueda transmitir el esfuerzo de una barra a otra. En el caso en que las barras se encuentren sujetas a compresión, se podrá omitir el empleo de los ganchos en los extremos, se considerará la conveniencia de colocar estribos en la zona de los empalmes, a fin de mejorar las condiciones de confinamiento del armado, otros instrumentos para empalmar barras de acero son:

Tabla 4.9. Tipos de empalmes.

Empalmes.	Consideraciones.
Por traslape.	El espesor del concreto alrededor del empalme no será menor de dos diámetros, o de uno, si el empalme está zunchado con alambre de diámetro adecuado.
Por soldadura.	Deberá de contar con barras soldadas a tope, a fin de desarrollar fuerzas de tracción, por lo menos, el 125% del límite de fluencia especificada.
Por medio de mecanismos enroscados.	El mecanismo de enroscamiento tendrá las características necesarias para transmitir el esfuerzo.

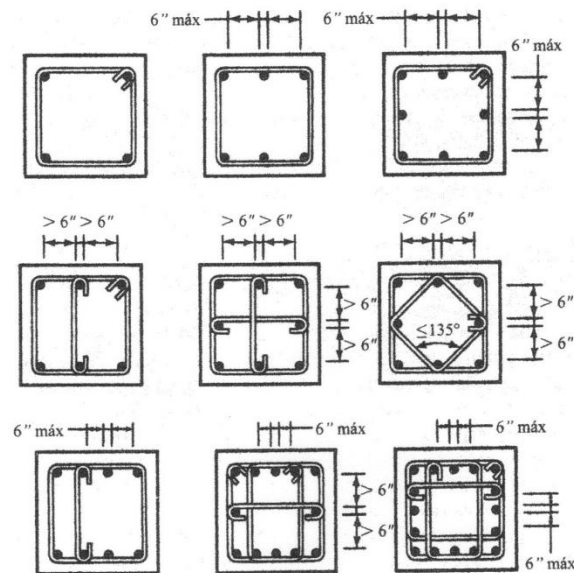


Figura 4.25. Disposiciones típicas de estribos (McCormac, Brown).

Los grupos de barras que se ubiquen de forma paralelas, serán armadas en paquetes que actúen como una unidad, las cuales se limitarán a 4 barras por paquete y estarán confinados por anillos o estribos.

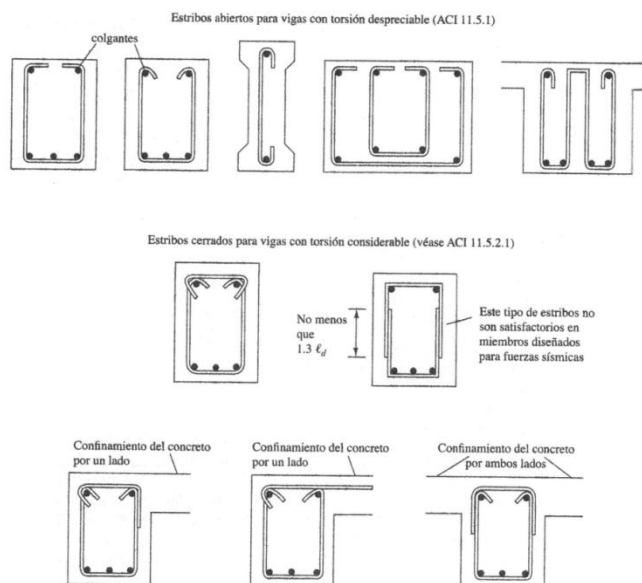


Figura 4.26. Tipos de estribos (McCormac, Brown).

Los ganchos estándar y en estribos se detallan en la siguiente figura:

GANCHOS ESTÁNDAR					GANCHOS EN ESTRIBOS				
Tamaño de barra	Diámetro del doblez (pulg)	Gancho de 180°		Gancho a 90°	Diámetro del doblez (pulg)	Gancho a 90°		Gancho a 135°	
		A o G	J			A o G	A o G	H	
3	2 1/4	5	3	6	1 1/2	4	4	2 1/2	
4	3	6	4	8	2	4 1/2	4	3	
5	3 3/4	7	5	10	2 1/2	6	5 1/2	3 3/4	
6	4 1/2	8	6	1-0	3	6 1/2	6 1/2	4 1/2	
7	5 1/4	10	7	1-2					
8	6	11	8	1-4					
9	9	1-3	11 1/4	1-7					
10	10 1/4	1-5	1-0 3/4	1-10					
11	11 1/4	1-7	1-2 1/4	2-0					
14	17	2-2	1-8 1/2	2-7					
18	22 3/4	2-11	2-3	3-5					

Figura 4.27. Tipo de ganchos (Crespo Villalaz).

A su vez, el doblado se llevará a cabo según las especificaciones y criterios de diseño especificados en los planos y aprobados por el proyectista, considerando que todo el acero deberá doblarse en frío, a menos que se autorice su uso por parte el proyectista. Por otro lado, el acero que se encuentre parcialmente colocado bajo el concreto no deberá doblarse, al menos que se indique y se supervise. Las barras que han sido dobladas no serán habilitadas nuevamente, esto quiere decir, que se prohíbe el enderezado y el doblado de las barras nuevamente, solo en caso de en qué se retire la zona que fue sometida con anterioridad.

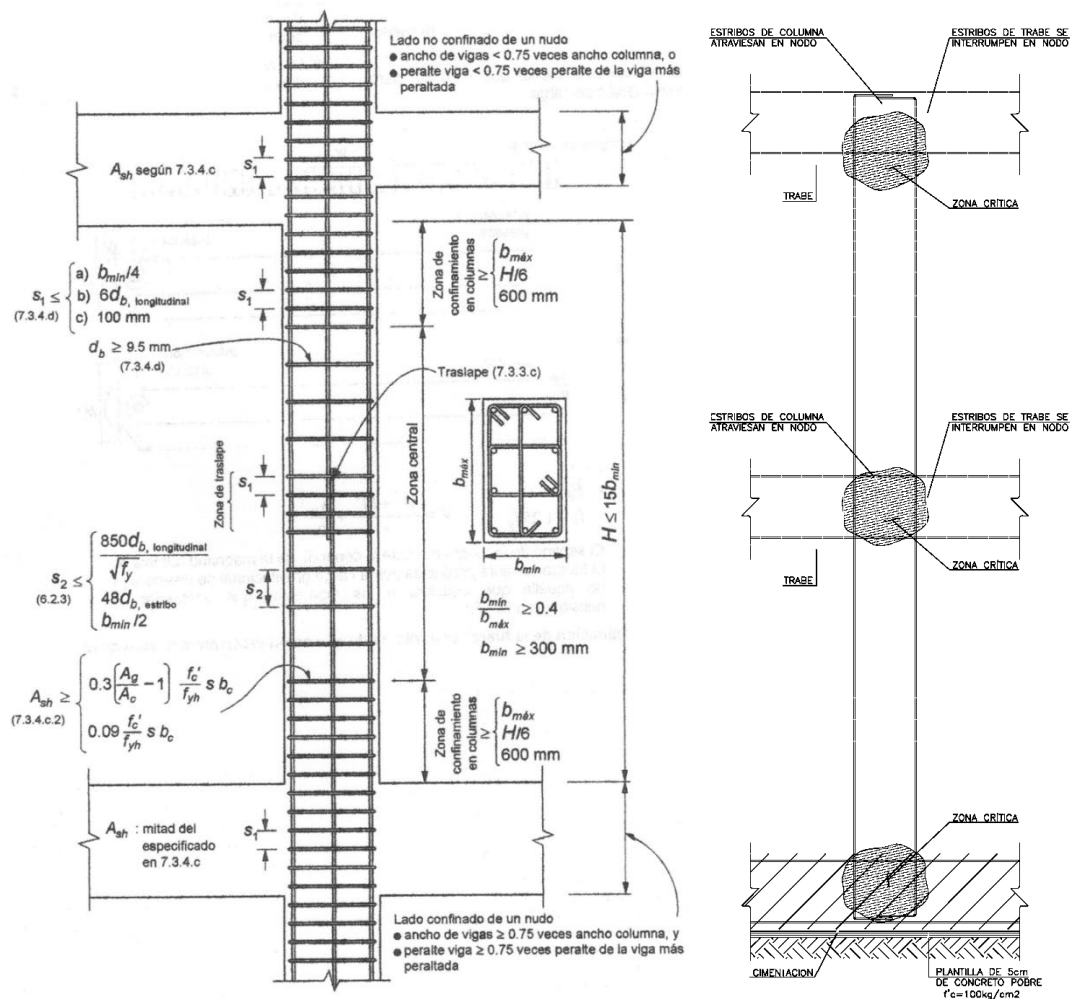


Figura 4.28. Detallado de elementos a flexocompresión de marcos dúctiles (NTCDF) y consideraciones en las áreas críticas de elementos a flexocompresión de marcos dúctiles.

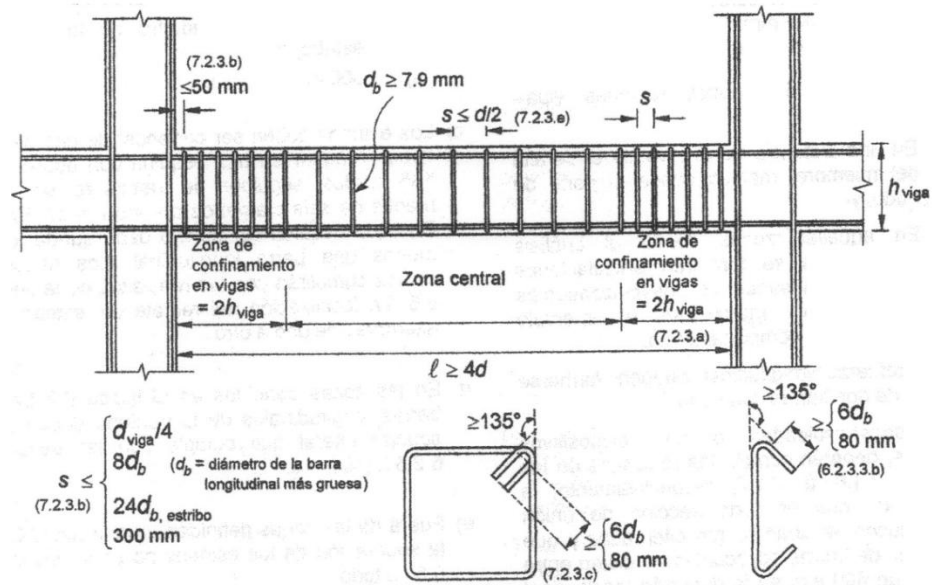


Figura 4.29. Detallado de elementos a flexión de marcos dúctiles (NTCDF).

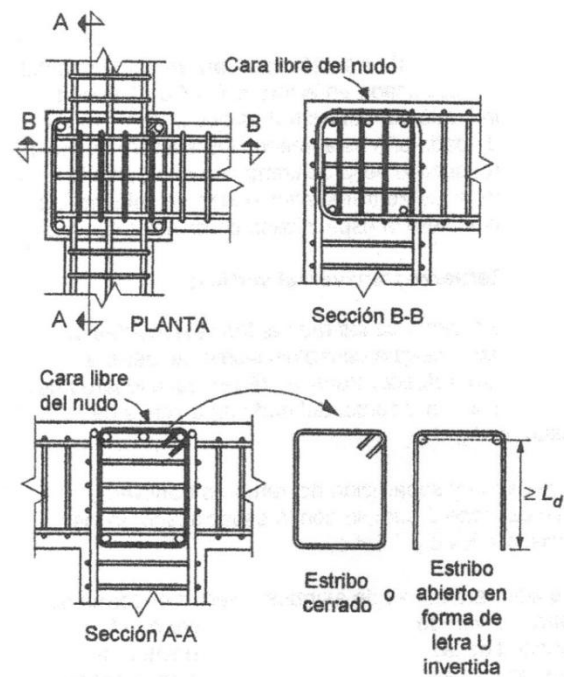


Figura 4.30. Refuerzo transversal vertical en uniones viga – columna (NTCDF).

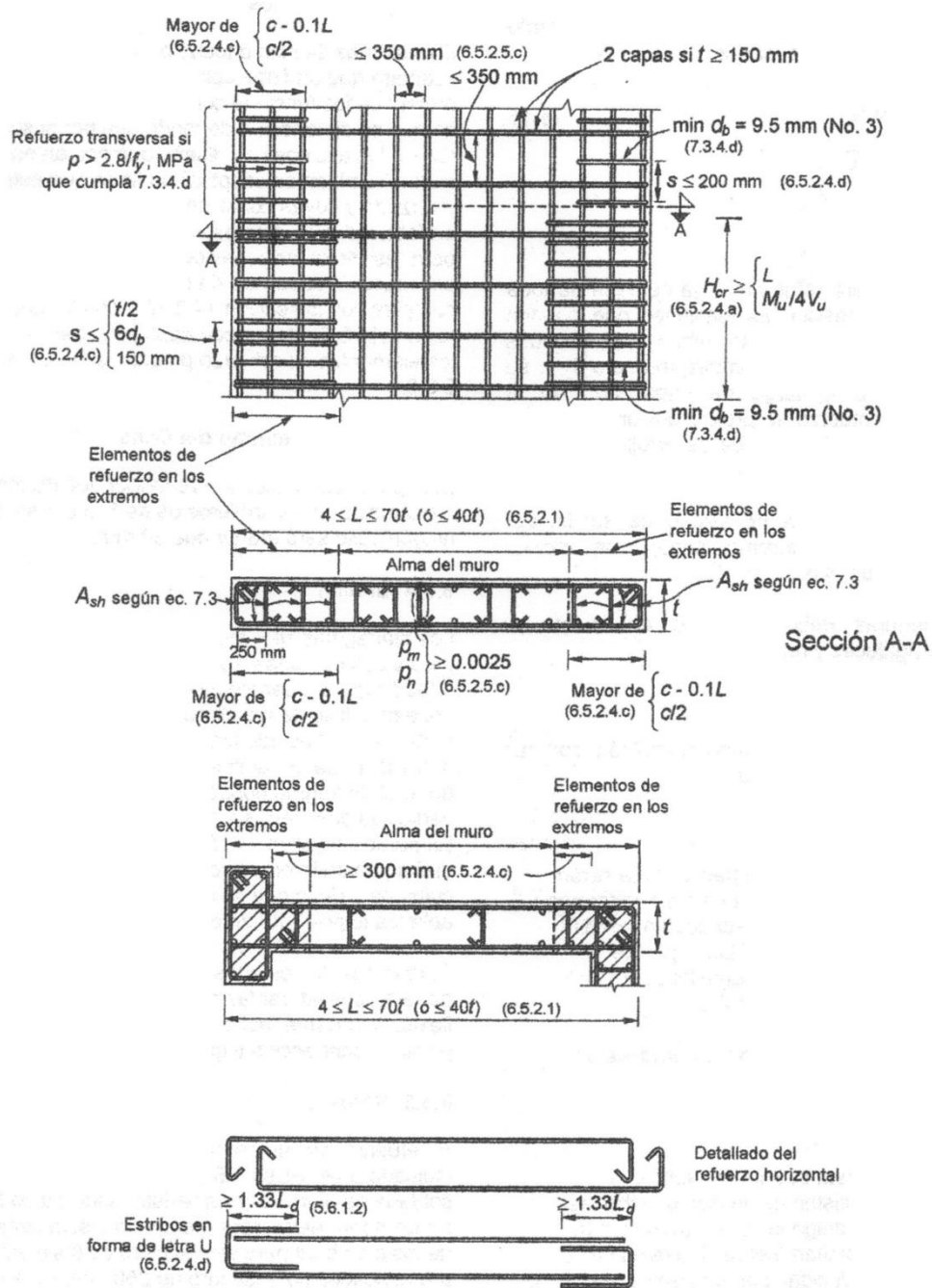


Figura 4.31. Detallado de muros (NTCDF).

En el proceso de armado de la losa y el muro de la cimentación, se considerará el área que ocuparan los ganchos y traslapes, con el objeto de corroborar el revenimiento requerido a fin de evitar oquedades o segregación de la mezcla durante el proceso de colado. Por otra parte, se tomarán las precauciones en las áreas críticas del armado.

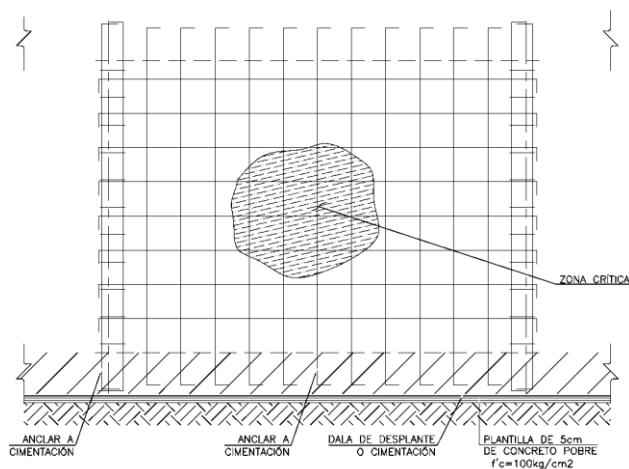


Figura 4.32. Ejemplo de diseño y colocación del acero en un cajón de cimentación.

4.3.2. Cimbra.

La cimbra corresponde a los moldes empleados para contener y dar forma a los elementos estructurales, las cuales se pueden elaborar de madera, fibra de carbono, fibra de vidrio y acero. Las cimbras se pueden clasificar en dos tipos, las de contacto y las complementarias. El conjunto de cimbras de contacto serán aquellas que durante la elaboración del elemento estructural se encuentre en contacto directo con el concreto, proporcionando las dimensiones y el acabado que se requiera. Por otra parte, las cimbras complementarias serán aquellas que sostienen al molde y que nunca estarán en contacto directo con el concreto. Dependiendo de los cuidados y medidas adicionales de protección, las cimbras pueden emplearse varias veces, regularmente las cimbras de contacto soportan de 4 a 6 usos, mientras que las complementarias presentan mayor vida útil, aproximadamente de 8 a 10 usos.

Ventajas de la implementación de cimbras metálicas.

- Se consigue una alta productividad y rapidez de ejecución.
- Se consigue una superficie lisa y homogénea, la cual solo requerirá un pequeño empaste y pintura.
- La cantidad de usos de la cimbra puede llegar hasta 500 y 1000, dependiendo de las condiciones de trabajo.
- Se pueden colocar fácilmente los elementos de seguridad.
- Considerando la economía total de la obra, éstos generan reducciones en los costos, comparados con los sistemas más tradicionales.
- Son versátiles y presentan una gran adaptabilidad a diferentes diseños.
- Es posible arrendarlos, por lo que no es necesaria una alta inversión inicial.

Consideraciones al implementar cimbra metálicas.

- Mayor planificación y coordinación de las actividades de obra.
- Mayor limpieza y orden para evitar retrasos y contingencias.
- Se deben lograr los rendimientos para abatir el costo de adquisición.
- En el caso de compra directa, se deberá considerar el tiempo de importación.

Se deberá comprobar la estabilidad de la cimbra bajo la acción de la carga que soportará, antes de iniciar el proceso de colado, considerando un peso del concreto de 2400 kg/m^3 en los casos donde se emplea concreto con características normales, además de considerar las cargas provocadas por la presión lateral debido a la velocidad del colado o por maniobras de vibración.

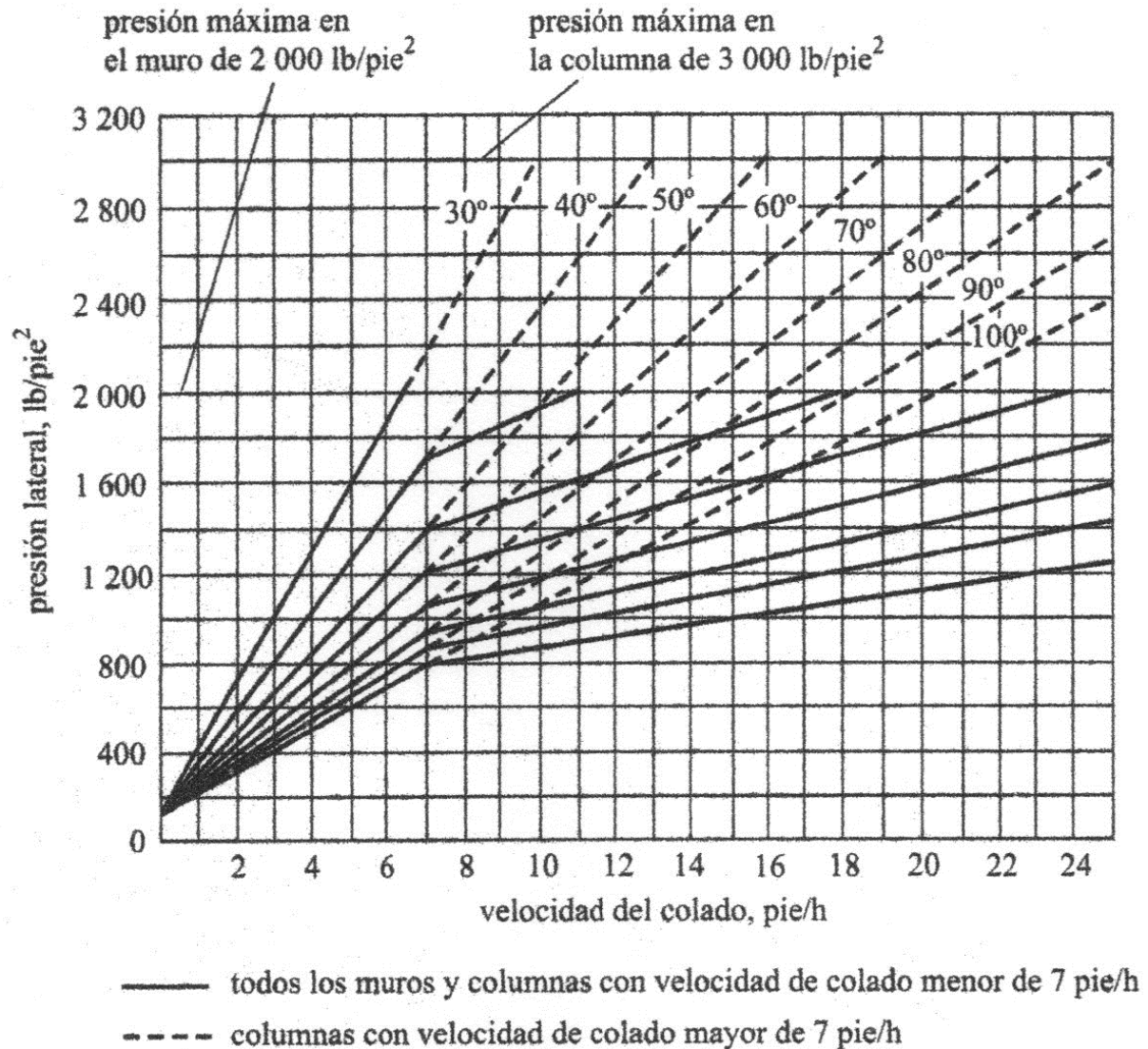


Figura 4.33. Presión lateral del concreto fresco en columnas y muros, cortesía de American Plywood Association (McCormac, Brown).

El diseño de la cimbra deberá considerar los materiales y los esfuerzos permisibles, la velocidad y el procedimiento de colocación del concreto, la deflexión, contraflechas, excentricidad y las modificaciones provocadas por el cambio de temperatura, es recomendable seguir los lineamientos de diseño y construcción ACI 347, para alcanzar los siguientes objetivos:

- Durante el proceso de cimbrado.
 - Resistencia.
 - Durabilidad.
 - Deformabilidad.

- Textura adecuada al acabado.
 - Hermeticidad.
 - Fácil de armar.
 - Fácil de descimbrar.
 - Limpieza.
 - Economía.
- Durante el proceso del colado.
 - Tener la geometría del concreto.
 - No deformarse más allá de las tolerancias del concreto.
 - No permitir la pérdida de lechada.
 - Facilitar el llenado.

4.3.2.1. Medidas de protección.

La cimbra deberá estar contraventeada e integrada adecuadamente para mantener su posición y forma durante el colado, así como la rigidez suficiente para evitar deformaciones originadas por la presión del concreto, al efecto de los vibradores, de cargas adicionales y de las operaciones relacionadas con el vaciado del concreto, a fin de evitar fuga de la lechada y de los agregados finos, además de facilitar el descimbrado, la superficie de contacto deberá humedecerse antes del colado. La estructura se mantendrá hidratada por lo menos 7 días a partir de su colado, o hasta que el concreto alcance la resistencia suficiente. Posteriormente se procederá a retirar la cimbra.

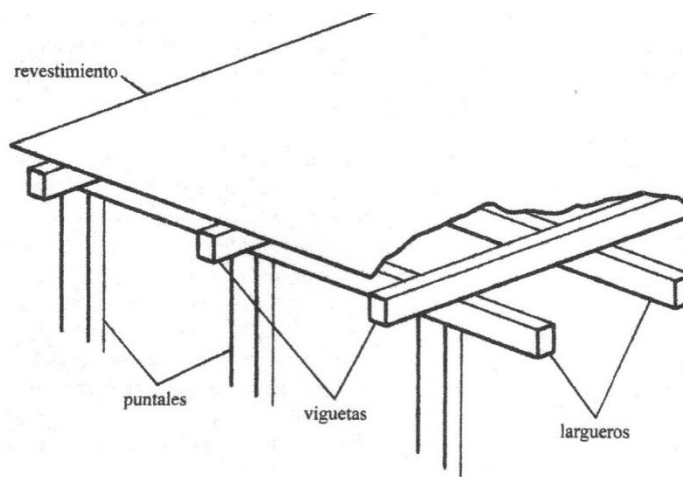


Figura 4.34. Cimbras de madera para una losa de piso (McCormac, Brown).

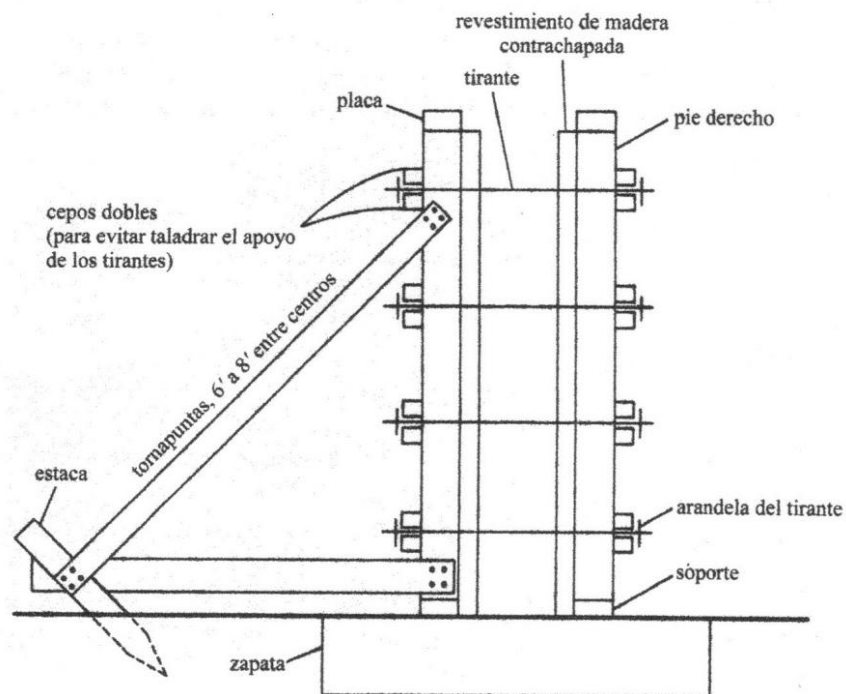


Figura 4.35. Cimbras de madera para un muro (McCormac, Brown).

Tabla 4.10. Recomendaciones en el proceso de cimbrado.

Recomendaciones	
Estanquidad.	Los moldes deberán ser estancos, a fin de evitar la fuga de la lechada y de los agregados finos durante los procesos de vaciado, vibrado y compactación del concreto. A su vez, se deberán calafatearse las juntas, cuyas aberturas no excedan de diez milímetros, con un material (Caucho, silicón industrial, etc.) que garantice un buen sellado, que resista sin deformarse o romperse al contacto con el concreto y que no produzca depresiones ni salientes en exceso, no se permitirán juntas que presenten aberturas mayores de 10 milímetros.
Espesores adecuados.	Los moldes deberán tener el espesor y la rigidez suficiente para conservar su forma y posición, evitando las deformaciones debidas a la presión del concreto, al efecto de los vibradores y a las cargas que se puedan presentar durante el colado.

Disposición de materiales.	De acuerdo al volumen de obra a ejecutar, se analizará la pertinencia de utilizar cimbra de madera, metálica u otro material, que no represente un aumento sustancial en los costos de la obra. En caso de utilizar cimbras de madera, éstas se deberán humedecerse adecuadamente a fin de permitir que las juntas entre tableros se cierren, al mismo tiempo de prevenir la absorción del agua proveniente de la mezcla, si el lugar donde se depositará en concreto presenta baja temperatura, no se recomendará el humedecimiento de la cimbra.
Revisión preliminar antes de la colocación del acero de refuerzo.	Se aplicará una capa de desmoldante a la superficie de contacto, a fin de facilitar su retiro posterior al colado. Por otra parte, se evitará el contacto del desmoldante con el acero de refuerzo o las juntas constructivas.
Limpieza y supervisión.	Con el objeto de facilitar la limpieza previa al colado, así como evitar la segregación del concreto durante el vaciado, se deberán abrir ventanas de supervisión en las paredes de las cimbras de elementos estructurales de alturas considerables, tales como muros y columnas.
Aristas	Todas las aristas llevarán un chaflán que consistirá en la formación de un triángulo rectángulo con catetos de 2.5 cm.

Cuando la estructura de la cimbra este sometidas a una combinación de cargas que sea mayor a la permitida, se implementarán medidas de reforzamiento, que pueden ser el apuntalamiento del encofrado, este apuntalamiento deberá de acuñarse de tal manera que impida la deflexión del elemento del concreto cuidando de no exceder la tensión de acuñado que puede dar origen a la contraflecha, éstas cuñas deberán ser aseguradas en su posición final después de una corroboración y aprobación por parte de la supervisión. Los puntales se retirarán después del descimbrado y posterior a los ensayos de resistencia representativos del concreto endurecido.



Figura 4.36. Muro de cimentación.



Figura 4.37. Colocación de cimbra en los muros de cimentación



Figura 4.38. Intercepción del acero y cimbrado en muros.



Figura 4.39. Colocación de puntales.

4.4.3. Colocación del concreto.

El concreto puede ser elaborado en obra o a través de plantas dosificadoras, en el caso de estructuras de grandes dimensiones será recomendable el uso de concreto premezclado, la cual se suele utilizar en la construcción de losas y cubiertas, cimentaciones, columnas y trabes, muros estructurales, elementos prefabricados y en colados masivos. Esto garantizará una unión óptima entre las paredes y losa de la cimentación (se desarrollará una estructura monolítica). El concreto premezclado es surtido por metros cúbicos en camiones mezcladores y se disponen en diferentes resistencias a la compresión, pudiéndose suministrar a tiro directo o bombeado mediante mecanismos integrados en el mismo camión mezclador o por medio de bombas externas o bandas.

Etapas en el proceso de colocación:

- Suministro.
- Transporte.
- Manejo.
- Colocación.
- Terminación.
- Operaciones de acabado
 - Compactación.
 - Nivelación.
 - Emparejado.
 - Revisión del sangrado.
 - Junteo y ribeteado (formación de juntas y esquinas).
 - Aplanado.
 - Afinado.
 - Afinado adicional.
 - Escobillado.
 - Curado.
 - Supervisión.

Durante el suministro se supervisará la uniformidad del concreto, con el fin de mantener el concreto sea entregado en el sitio de colocación sin alteraciones significativas, las cuales pueden afectar el proporcionamiento de la mezcla, la relación agua cemento, revenimiento, contenido de aire y su homogeneidad. El suministro deberá ser de forma continua a fin de evitar pérdida de la plasticidad entre capas sucesivas (estructura no monolítica) provocando la construcción de juntas de vaciado o de construcción que no se encuentren debidamente programadas. Estas acciones garantizarán un comportamiento adecuado del concreto en estado fresco y endurecido. Será

recomendable considerar previo a suministro y colocación del concreto lo siguiente:

- Alineación y pendiente del elemento.
- Revisión de las dimensiones, estanquidad, estabilidad y limpieza, así como de las aberturas de registro del sistema de cimbra.
- Características del acero de refuerzo como: tamaño, grado, ubicación, empalmes, limpieza y recubrimientos necesarios.
- La colocación de elementos o instalaciones ahogadas.
- Revisión de las condiciones ambientales predominantes
- Medidas de protección antes y después de su colocación.

Tabla 4.11. Precauciones en el transporte.

Tipo de transporte.	Consideraciones.
Por camión mezclador	Se deberá de proteger de las acciones climáticas predominantes en el sitio donde se colocara. El revenimiento no debe ser mayor a ± 8 cm, a fin de evitar la segregación del concreto.
Por banda transportadora.	Las bandas deberán ser horizontales, esta medida reducirá la segregación del concreto. La pérdida de humedad deberá ser supervisada. Las bandas transportadoras serán de dimensiones reducidas. Este método de transporte se suele utilizar en obras que requieren de volúmenes reducidos de concreto.
Por medio de bombeo.	Se considerará una pérdida de 25 mm, en el asentamiento por cada 300 metros de tubería y una pérdida no mayor de 50 mm, en cada punto de entrega. El tamaño máximo de los agregados utilizados en la mezcla, no será mayor de un tercio del diámetro de la tubería y en ningún caso deberá exceder de 50 mm. Si el agregado grueso presenta una morfología redonda, su tamaño máximo se limitará a 40 % del diámetro interior de la tubería.
Por canaletas.	El empleo de éste mecanismo puede provocar la segregación y secado de la mezcla. No es recomendable el uso de canaletas en colados de estructuras que requieran cumplir grandes solicitudes.

El equipo de transporte deberá ser aprobado por la supervisión, considerando su capacidad y diseño, de tal manera que la mezcla mantenga su cohesión y homogeneidad hasta ser colocado. El concreto puede ser transportado desde el mezclador hasta el sitio de colocación o por medio de

mecanismos neumáticos o eléctricos, por ejemplo, el transporte por medio de bomba neumática o banda transportadora, en este caso, se considerará un incremento del 10% del contenido de cemento y agregado fino a fin de compensar la porción de la mezcla que queda pegado en equipo de transporte. Siempre se considerarán las ventajas y desventajas que puedan presentar los respectivos mecanismos de transporte, considerando el tiempo y la distancia. Estos factores deberán ser los mínimos posibles, ya que no es recomendable transportar mezclas con consistencia fluida debido a que se pueden provocar la segregación o decantación de los compuestos que la integran. Es recomendable que su colocación sea menor a 30 minutos a partir del contacto entre el agua y el cemento.

Equipos de transporte del concreto.

- Camión revolvedor: Tiene una capacidad para transportar 7.5 m^3 de concreto premezclado
- Mini Mixer: Se utiliza para transportar concreto premezclado en lugares con accesos restringidos, tiene una capacidad de 3 m^3 .
- Camión revolvedor Paver: Con capacidad para transportar 8 m^3 de concreto premezclado.
- Bomba pluma: Es una unidad móvil para bombear y colocar el concreto premezclado, la longitud de su pluma oscila entre los 17, 23, 26, 28, 32, 34, 42 metros.
- Bomba estacionaria: Es una unidad fija de bombeo con capacidad de 80 m^3 por hora.
- Camión revolvedor bomba: Cuenta con una capacidad de 7.5 m^3 .
- Unidad dosificadora móvil.
- Planta dosificadora fija.

Las herramientas y equipos a utilizar durante el proceso de transporte y mezclado deberán estar limpios al comienzo y al final de cada jornada de trabajo. El sitio en donde se colocará la mezcla deberá estar debidamente señalado y con accesos que faciliten las maniobras de los equipos. Por su parte, se considerarán los efectos del clima, ya que el comportamiento del concreto puede variar en función de la temperatura ambiente, por lo tanto, el concreto deberá protegerse durante el transporte de las acciones de la lluvia, viento, sol, variación de la humedad y efectos provocados por la disminución drástica de la temperatura. El concreto será colocado en capas horizontales cuyo espesores dependerán del tamaño y forma de la sección estructural y de la consistencia de la mezcla, así como del espaciamiento entre las barras de acero de refuerzo, considerando métodos de compactación que la supervisión y el proyectista consideren adecuados, también se considerará pertinente que cada capa sea colocada antes que la anterior haya fraguado o presenten pérdida de la plasticidad. Por otra parte, para la construcción de estructuras permanentes que ayuden a retener las paredes de la excavación, se recurrirá al uso de tubo Tremie para la colocación del concreto. El tubo Tremie es de acero de 7.5 cm y 2 cm de diámetro usualmente en tramos de 1.5 m a 3 m con un espesor de pared de 8 mm con uniones roscadas, cuyo procedimiento es el siguiente:

- Procedimiento

- Limpieza previa.
- Colocación del tubo.
- Ejecución de colado.
- Proceso de curado.
- Estabilidad de las paredes durante el colado.
- Conclusión del proceso de colado.
- Supervisión del colado.
- Errores.
 - Obstrucción del tubo.
 - Pérdida de inmersión del tubo.
 - Segregación del lechado.
 - Defecto por colocación incompleto.
 - Fugas del concreto.

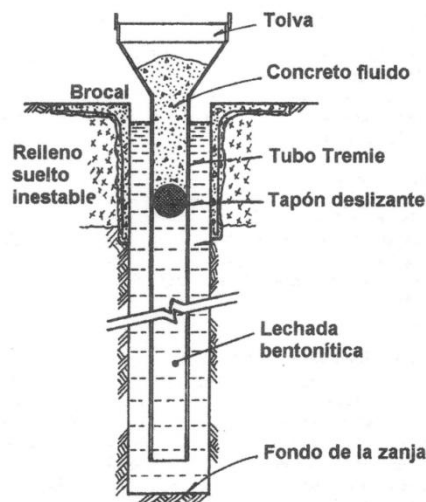


Figura 4.40. Esquema de un tubo Tremie para el colado de concreto bajo lechada bentonítica (Enrique Tamez González).

4.3.3.1. El concreto y sus características.

El concreto se puede definir como un conglomerado de materiales inorgánicos de dimensiones variables que estarán integradas por medio de un cementante, que al mezclarse con el agua, provoca reacciones químicas entre sus componentes, las cuales originan un fraguado y endurecimiento de la mezcla, brindando una mayor resistencia y estabilidad entre sus partículas. Existe diversos tipos de concreto de acuerdo al comportamiento en el proceso de construcción, como:

- Concretos normales.
- Concretos a 60/90 días.
- Concreto de alta fluidez.
- Concreto de baja resistencia y consistencia plástica.
- Concreto con fibras.
- Concreto de alta resistencia inicial.
- Concreto grueso.
- Concreto lanzado.
- Concreto de alta resistencia a los 28 días.
- Concreto autocompactante.
- Concreto de contracción compensada.

Concretos normales: Es un concreto con características comunes, se basa en los criterios de aceptación del ACI 318, ASTM C94. Diseñándose para cumplir resistencias a la compresión a 28 días.

- Ventajas.
 - Buena trabajabilidad.
 - Mezcla homogénea.
 - Niveles de rendimiento de ± 2.5 a 10 cm.
 - Resistencias de 100 a 400 kg/cm².
 - Se puede colocar directamente o por medio de mecanismos de bombeo.
- Aplicación.
 - En suelos no corrosivos.
 - En suelos donde el nivel de agua freática se encuentre por debajo del nivel de desplante.
 - En estructuras que no se encuentren expuestas a condiciones severas.
 - En estructuras de mediana dimensiones.
 - En estructuras donde no se requiera resistencias a edades tempranas.

Concretos a 60/90 días: El diseño de este tipo de concreto está basado en los criterios de aceptación del ACI 318, ASTM C 94. Para su elaboración se emplean agregado grueso con tamaño máximo nominal de 12.5 a 25 mm, y cuyo diseño garantiza el cumplimiento de la resistencia a los 60 o 90 días a partir de su colocación.

- Ventajas.

- Bajo costo.
 - Bajos niveles de fisuras.
 - Buena trabajabilidad.
 - Mezcla homogénea.
 - Niveles de rendimiento de ± 2.5 a 10 cm.
 - Resistencias de 140 a 400 kg/cm².
 - Se puede colocar directamente o por medio de mecanismos de bombeo.
- Aplicación.
 - En suelos no corrosivos.
 - En suelos donde el nivel de agua freática se encuentre por debajo del nivel de desplante.
 - En suelos donde los asentamientos por consolidación de suelos subyacentes sean despreciables.
 - En excavaciones con apuntalamientos.
 - En estructuras que no se encuentren expuestas a condiciones severas.
 - En estructuras de medianas dimensiones.
 - En estructuras donde no se requieran resistencias a edades tempranas.
 - En sitios donde se implementen mecanismos para el control del flujo de agua.

Concreto de alta fluidez: El diseño del concreto de alta fluidez está basado en los criterios de aceptación del ACI, ASTM. Para obtener revenimientos máximos de 18 cm, para resistencias de 28, 60 y 90 días su elaboración se emplean agregado grueso con tamaño máximo nominal de 12.5 a 25 mm, y cuyo diseño garantiza el cumplimiento de la resistencia a los 60 o 90 días a partir de su colocación. Se deberá supervisar durante el proceso de colocación para garantizar que no se presenten problemas de segregación.

- Ventajas.
 - Bajo costo por concepto de mano de obra.
 - Rapidez durante el proceso de colocación.
 - Buena trabajabilidad.
 - Reduce el uso de mecanismos de vibración.
 - Mezcla homogénea.
 - Niveles de rendimiento de ± 2.5 a 16 cm.
 - Resistencias de 105 a 400 kg/cm² a los 28, 60 y 90 días.
 - Se puede colocar directamente o por medio de mecanismos de bombeo.

- Aplicación.
 - En suelos no corrosivos.
 - En excavaciones con recubrimiento y apuntalamiento.
 - En sitios donde se implementen mecanismos para el control del flujo de agua.
 - En estructuras que cuenten con una alta densidad de acero de refuerzo que impida el uso de concreto común.
 - En sitios donde se dificulte el uso de vibradores.

Concreto de baja resistencia y consistencia plástica: Se diseña para sustituir el material de estratos con baja capacidad de soporte, el diseño contempla el uso de agregados gruesos con tamaño máximo de 50 mm. No es recomendable su uso en estructuras.

- Ventajas.
 - Mezcla homogénea.
 - Baja permeabilidad.
 - Alta fluidez.
 - No requiere compactación o vibrado.
 - Niveles de rendimiento de ± 2.5 a 10 cm.
 - Resistencias de 5 a 75 kg/cm² a los 28 días.
 - Se puede colocar directamente o por medio de mecanismos de bombeo.
- Aplicación.
 - En suelos con baja capacidad de soporte.
 - En suelos con presencia de oquedades o minas.
 - En suelos con pequeñas discontinuidades.
 - En sitios donde se implementen mecanismos para el control del flujo de agua.

Concreto con fibras: En los casos en donde se requiera una gran resistencia a la tensión o refuerzo secundario, se usarán las fibras de polipropileno en el diseño del concreto.

- Ventajas.

- Baja permeabilidad.
 - Reduce las contracciones en el estado plástico.
 - Reduce la segregación.
 - Reduce la exudación.
 - Reducción de costos en el proceso de curado.
 - Incrementa la vida útil de la estructura.
 - La separación de juntas será mayor, aproximadamente de 20 x 20 m, permitiendo una estanquidad óptima de la estructura.
 - Niveles de rendimiento de ± 2.5 a 10 cm.
 - Resistencias de 175 a 350 kg/cm² a los 28 días.
 - Se puede colocar directamente o por medio de mecanismos de bombeo.
 - Las fibras compuestas por polipropileno son resistentes a los efectos de la corrosión (alta resistencia a los ácidos minerales y bases).
- Aplicación.
 - En suelos con un nivel freático elevado.
 - En estructuras que requieran refuerzos secundarios.
 - En estructuras que se encuentre sometida a condiciones severas.
 - En estructuras de grandes dimensiones.
 - En estructuras de gran valor económico, social o cultural.
 - En sitios donde se implementen mecanismos para el control del flujo de agua.

Concreto de alta resistencia inicial: Su diseño contempla el uso de aditivos que aceleran el desarrollo de la resistencia a edades tempranas, sin afectar negativamente sus características.

- Ventajas.
 - Reducción de costos en el proceso de curado.
 - Niveles de rendimiento de ± 12 a 18 cm.
 - Resistencias de 280 a 3 días y 350 kg/cm² a los 7 días.
 - Se puede colocar directamente o por medio de mecanismos de bombeo.
 - Componen estructuras de menor peso.
 - Generan mayor área útil en los edificios.
- Aplicación.
 - En estructuras que se encuentren sometidas a condiciones severas.
 - En estructuras diseñadas con concreto de alta resistencia y alto módulo de

elasticidad.

- En secciones reducidas.
- En estructuras que requieran de altas resistencias a edades tempranas.
- Cuando se requiera de mayor rigidez de los elementos estructurales.

Concreto grueso: El diseño de este tipo de concreto se efectúa para cumplir con las solicitaciones de flexión y resistencia superficial al desgaste de las estructuras sometidas a grandes cargas, por ejemplo losas de contrapiso y en pavimentos. No será recomendable su colocación en estructuras esbeltas que integren armados densos, solamente se puede descargar directamente.

- Ventajas.
 - Baja permeabilidad.
 - Incrementa la vida útil de la estructura.
 - Soporta grandes cargas a la flexión.
 - Menor contracción.
 - Las deformaciones superficiales son mínimas.
- Aplicación.
 - En estructuras que se encuentren sometidas a condiciones severas.
 - En estructuras de grandes dimensiones.
 - En estructuras de gran valor económico, social o cultural.

Concreto lanzado: La función principal del concreto lanzado será la de estabilizar la superficie del terreno natural que presenten baja resistencia o cohesión entre sus partículas, se suelen emplear en la estabilización de taludes, recubrimiento de túneles y paredes. Por su rápida y eficiente colocación se considera la solución más económica para el reforzamiento, ya que al implementar sistemas de proyección neumática de concreto los costos por mano de obra disminuirán.

- Ventajas.
 - Niveles de rendimiento de ± 8 a 17 cm.
 - La resistencia puede variar conforme a las solicitaciones del proyecto.
 - Se coloca por medio de mecanismos de bombeo.
 - Se autocompacta.

- Alta velocidad de colocación.
 - Alta densidad y durabilidad.
 - Presenta bajos niveles de sangrado y segregación.
- Aplicación.
 - Como sistemas de refuerzo en general.

Concreto de alta resistencia a los 28 días: Sus características son similares a del concreto norma, solo se modifica su resistencia final, la cual puede oscilar entre 700 kg/cm² a 28 días con un revenimiento de ± 18 a 22 cm.

Concreto autocompactante: Este tipo de concreto se diseña para obtener flujo que pueden oscilar de 50 y 70 cm, permitiendo su colocación en estructuras con alta densidad del armado.

- Ventajas.
 - Reducción de costos por concepto de mano de obra.
 - Resistencias de 280, 315, 350, 400 kg/cm² a los 28 días.
 - Flujo de 50 a 70 cm (ASTM C-1611).
 - Se puede colocar directamente o por medio de mecanismos de bombeo.
- Aplicación.
 - En secciones reducidas y con alta densidad del armado.

Concreto de contracción compensada: Su diseño permite minimizar el agrietamiento provocado por la contracción por secado del concreto, sus características son similares a los que presenta el concreto normal.

Otra clasificación del concreto puede ser mediante los elementos que lo componen, las cuales presentarán características y comportamientos que pueden variar de acuerdo al sitio en donde se pretendan colocar, ejemplo de esto es la reacción del concreto con elementos altamente corrosivos y la resistencia final que pueda presentar.

Tabla 4.12. Tipo de cemento por su compuesto.

Tipo.	Denominación.
CPO.	Cemento Pórtland ordinario.
CPP.	Cemento Pórtland puzolánico.
CPEG.	Cemento Pórtland con escoria granulada de alto horno.
CPC.	Cemento Pórtland compuesto.
CPS.	Cemento Pórtland con humo de sílice.
CEG	Cemento con escoria granulada de alto horno.

Tabla 4.13. Características del cemento.

Nomenclaturas.	Características.
RS	Resistente a los sulfatos.
BRA	Baja reactividad álcali - agregados.
BCH	Bajo calor de hidratación.
B	Blanco

Tabla 4.14. Resistencias.

Clases de resistencias.	Resistencia a la compresión. (kg/cm ²)		
	Mínimo en 3 días.	Mínimo en 28 días.	Máximo a 28 días.
20	-	204	408
30	-	306	510
30R	204	306	510
40	-	408	-
40R	306	408	-

Tabla 4.15. Materiales empleado comúnmente.

Características de los materiales.			
Cemento	Tipo.	Clase.	Normas.
	CPO	20	
	CPP	30, 30R	
	CPC	40	
Grava.	Tamaño máximo del agregado.		NMX C-111.
	20 (mm).		
	40 (mm).		
	Natural.		
	Trituradas.		
Aditivos.			NMX C-255.
Agua.			NMX C-155.

4.3.3.1.1. Características físicas y químicas del agua y los aditivos.

Se revisará la calidad del agua utilizada en la mezcla durante todo el proceso de elaboración, supervisando los niveles de compuestos químicos que puedan presentar, ya que determinados compuestos pueden originar modificaciones en el comportamiento de los agregados y de las reacciones habituales que se presentan en el concreto. La norma oficial NMX C-122 establece los requerimientos máximos de impurezas que son tolerables para el agua que se utiliza durante el proceso de dosificación del concreto.

Tabla 4.16. Impurezas en el agua (NMX C-122).

Impurezas.	Cementos risico en Ca.	Cemento resistentes a sulfatos.
	Límites máximos en p.p.m.	
Sólidos en suspensión:	2,000	2,000
• Limos y arcillas. • Finos de cemento y agregado.	50,000	35,000
Cloruros como Cl :	400	600
• Concreto con acero de refuerzo. • Concreto reforzado en ambientes húmedos.	700	
Sulfatos como SO_4^{-2}.	3,000	1000
Magnesio como Mg^{2+}.	100	3,500
Carbonatos como CO_3^{-2}	600	150
Dióxido de carbono disuelto, como CO_2.	5	600
Álcalis totales como Na^+.	300	5
Total de impureza en solución.	3,500	450
Grasas o aceites.	0	0
Materia orgánica.	150	150
pH.	No <6	No <6.5
El agua que excedan los límites enlistados para cloruros, sulfatos y magnesio, podrán emplearse si se demuestra que la concentración calculada de estos, en el agua total de la mezcla, incluyendo el agua de absorción de los agregados u otros orígenes, no exceden dichos límites.		
El agua se puede usar siempre y cuando las arenas que se empleen en el concreto, integren un contenido de materia orgánico cuya coloración sea inferior a 2, de acuerdo con la NMX C-88.		

Tabla 4.17. Clasificación del agua según sus características (NMX C-122).

Clasificación del agua (NMX C-122)	
Característica del agua.	Efectos en el concreto.
Agua pura.	Acción disolvente e hidrolizante de compuestos cálcicos del concreto.
Aguas acidas naturales.	Disolución rápida de los compuestos del concreto.
Aguas fuertemente salina.	Interrumpe las reacciones del fraguado y provoca la disolución de los componentes cálcicos del concreto.
Agua alcalina.	Produce acciones nocivas para cementos diferentes al aluminoso.
Agua sulfatadas.	Provocan efectos adversos en concretos fabricados con cemento Portland de tipo normal.
Agua con cloruro	Produce disolución de los componentes del concreto.
Aguas magnesianas	Tienden a fijar la cal, formando hidróxido de magnesio y yeso insoluble, provocando una mezcla no homogénea.
Agua de mar.	Provoca la corrosión del acero de refuerzo.
Agua reciclada.	Sus efectos son similares a los provocados por exceso de finos.
Agua industrial.	Provoca deterioro a todo los tipos de concretos.

A su vez, los aditivos constituyen un factor importante en el momento de elegir un determinado comportamiento del concreto, el cual estará sujeto a las solicitudes a cumplir y a las condiciones en donde se desarrollará el proyecto. Estos aditivos modifican el comportamiento del concreto fresco sin modificar las características primigenias, como la resistencia final, la relación química entre las partículas que componen el concreto, etc. El uso de aditivos estará ligado a normas y estándares como la NMX C-255, ACI 212, ASTM C 494, ASTM C 1017.

Tabla 4.18. Clasificación de aditivos (ACI 212).

Aditivo.	Efecto deseable en el concreto.
Acelerantes.	Aceleran el desarrollo de la resistencia.
Inclusores de aire.	Disminuye el sangrado.
	Mejorar la manejabilidad.
	Inducen control de los efectos por congelamiento.
Reductores de agua y controladores de fraguado.	
Reductores de agua simple.	Disminuye el contenido de agua.
Retardantes.	Induce un retardo controlado sobre el tiempo de fraguado.

Retardantes y reductores de agua.	Induce un retardo controlado sobre el tiempo de fraguado.
	Disminuye el contenido de agua.
Acelerante y reductor de agua.	Aceleran el desarrollo de la resistencia.
	Disminuye el contenido de agua.
Reductor de agua de alto grado.	Incrementa el revenimiento.
	Incrementa la fluidez.
Reductor de agua de alto rango y retardante.	Incrementa la fluidez.
	Reduce significativamente el uso de agua en la elaboración de la mezcla.
Minerales.	Proporciona resistencia contra los efectos de los sulfatos.
	Reduce la permeabilidad.
	Controla las reacciones de los álcalis – agregados.
	Disminuye los efectos de los lixiviados.
	Disminuye la temperatura del concreto durante el fraguado.
Otros aditivos.	
Formadores de gas.	
Para inyecciones.	
Para control de expansiones.	
Adhesivos integrales.	
Auxiliares de bombeo.	
Repelente de humedad.	
Inhibidores de corrosión.	

4.3.3.2. Defectos en el concreto.

Durante el proceso de colocación del concreto, se pueden originar defectos que pueden ser provocados, ya sea por una inadecuada dosificación hasta un proceso mal planificado, las deficiencias constructivas más recurrentes son:

- Presencia de juntas frías.
- Fallas de cimbras.
- Deficiencia de curado.
- Defectos de acabados.

Tabla 4.19. Riesgos en la colocación del concreto.

Defectos de colado.	Descripción.
Sangrado.	Es el producto de la decantación de los sólidos en el concreto fresco, se caracteriza por la presencia de una capa de agua en la superficie.
Panales de abeja.	Se produce por el uso inadecuado de vibradores.
Huecos superficiales.	Se conoce como viruela del concreto y se origina por la alta cantidad de aire atrapado en la mezcla.
Vetas de arenas.	Es el sangrado excesivo causado por una mala colocación y distribución.
Líneas de unión o de escurrimiento.	Líneas oscuras que se presentan en la superficie de forma horizontal, el cual es originado por un inadecuado procedimiento de vibración de las capas inferiores.

La temperatura ambiental puede modificar el comportamiento del concreto, ya que se altera el tiempo de fraguado así como el nivel de humedad de la mezcla, se considerará que la temperatura del concreto no deberá variar en ± 2 °C, con respecto a la temperatura de diseño para estructuras que requieran grandes volúmenes de concreto, por otra parte, la temperatura de colocación no deberá ser menor de 13 °C ni mayor a 32°C durante los tres primeros días posteriores a su colocación.

Tabla 4.20. Problemas en el concreto en función de la temperatura ambiental.

Problemas en el concreto.		
Clima.	Caluroso (ACI 305).	Frio (ACI 306).
Características.	Temperaturas superiores a los 40° C a 52° C.	Temperaturas menores a los 5° C.

Zonas en México.	Con riesgo moderado se tiene la zona noroeste, noreste, centro y sur de la república y una zona reducida del sureste de la península de Baja California, que abarcan partes de las provincias fisiográficas de la Sierra Madre Occidental, Sierra Madre Oriental, Eje Neovolcánico, Sierra Madre del Sur y Sierra de Chiapas. Con riesgo elevado, se tiene la zona del desierto Sonorense.	Con riesgo elevado se cuenta fundamentalmente el estado de Chihuahua.
Problemas.	Aumento de la demanda de agua.	Pérdida de la resistencia.
	Incremento en el sangrado del concreto.	Segregación.
	Segregación.	
	Pérdida de revenimiento.	
	Aceleración del fraguado.	
	Riesgos de fisuración plástica.	
	Riesgo de fisuración térmica.	
	Disminución de la resistencia y durabilidad.	
	Aumento de la permeabilidad.	
	Riesgo de corrosión del acero de refuerzo.	
	Alta temperatura del concreto.	
Métodos preventivos.	Enfriamiento de los agregados.	Revisión de la temperatura que deberá oscilar entre 10° C antes de su colocación y 5° C después de ella.
	Disminución en las maniobras de transporte y colocación.	Calentamiento de los agregados.
	Uso de mecanismos de protección que ayuden a mitigar los efectos de la temperatura.	Implementar concreto de fraguado rápido.
	Uso de rociador para limitar la pérdida de humedad durante el proceso de colocación.	No se deberá depositar el concreto sobre suelos que presenten algún grado de congelamiento.
	Implementación de hielo como mecanismo de retención de la humedad de la mezcla.	Aislar el concreto congelado.
		Proporcionar calentamiento continuo durante todo el proceso.
		Implementar cimbras de contacto o cubierta de madera.
		Colocar capas superficiales de polietileno.
		Usar calentadores.

Durante la colocación del concreto en cimentaciones, se deberá de garantizar la estanquidad de los elementos estructurales, por lo cual la colocación monolítica se deberá emplear en los muros, vigas, columnas y losas permitiendo una demora en el proceso a fin de lograr asentamientos del concreto dentro de los elementos verticales antes de colocar el concreto del elemento horizontal, éste tiempo de demora dependerá de la temperatura y características de la mezcla (revenimiento, tiempo de fraguado, etc.), siempre considerando que las maniobras duren el menor tiempo posible, permitiendo la unión de las capas.

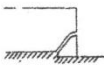
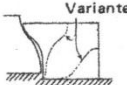
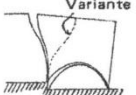
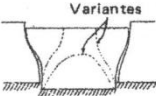
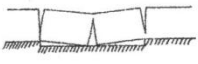
LESION	NOMENCLATURA DEL ASIENTO	ASIMILACION A VIGA
	Cedimiento extremo corto	Viga en ménsula
	Cedimiento extremo largo	Viga en ménsula con un tramo interior
	Cedimiento extremo largo, con variante de cedimiento central	Viga continua de dos vanos
	Cedimiento central corto	Viga simplemente apoyada en sus extremos
	Cedimiento central largo	Viga continua de tres vanos
	Cedimiento central muy largo	Viga continua de tres vanos predominando los esfuerzos normales sobre los de corte.

Figura 4.41. Variantes que se basan en la no homogeneidad estructural del muro (Fructuoso Mañá).

Tabla 4.21. Daños en el concreto.

Clasificación.		
Daños.	Medidas de corrección.	Procedimientos preventivos.

Expansión álcali agregado.	Recubrimientos.	Revestimientos bituminosos.
	Reposición del concreto.	Concreto modificado con látex.
	Revestimientos.	Uso de aceite de linaza.
	Reemplazo total.	
Cavitación.	Recubrimientos.	Revestimientos bituminosos.
	Reposición del concreto.	Uso de polímeros.
	Revestimientos.	Concretos modificados con látex.
	Aplicación mediante mecanismos neumáticos.	
	Confinamiento del concreto.	
Grietas activas.	Revestimientos.	Uso de sellos elásticos.
	Amarre.	Uso de fibras de acero.
	Tensado.	
Grietas inactivas.	Recubrimientos	Uso de selladores elásticos.
	Reposición del concreto.	Uso de mortero expansivo.
	Uso de sobrecarpeta con o sin adherencia.	Uso de cemento de fraguado rápido.
	Limpieza con chorro de arena.	Concreto modificado con látex.
	Tensado.	
Agrietamientos superficiales.	Recubrimientos.	Uso de cemento de fraguado rápido.
	Pulido.	
	Aplanado.	
Formación de superficie polvosa.	Recubrimientos.	Uso de endurecedores superficiales.
	Pulido.	
Defectos en forma de panal de abeja.	Reposición del concreto.	Uso de concreto expansivos.
	Reemplazo total.	
Permeabilidad.	Recubrimientos.	Uso de bentonita que neutralice los empujes del manto freático.
	Revestimiento con materiales impermeables.	Uso de polímeros.

El concreto armado se agrieta principalmente por:

- Asentamiento plástico del concreto durante el fraguado.
- Agrietamiento debido a cambios volumétricos durante el fraguado y posteriormente debido a cambios de temperatura.
- Esfuerzo de tracción en el concreto debidos a tracción directa, flexión, cortante o torsión.

“Las grietas debidas a los asentamientos plásticos se pueden evitar con una buena dosificación de la mezcla empleando un contenido de agua/cemento bajo y su vibrado. También se pueden disminuir evitando el vaciado del concreto en elementos profundos y empleando pretensado” (Miguel Bozzo).

Tabla 4.22. Grietas.

No estructurales.	Causas
Concreto en estado plástico.	Asentamiento y sangrado.
	Contracción plástica.
Concreto en estado endurecido.	Contracción térmica.
	Contracción por secado.
	Corrosión del acero.
	Reacciones adversas cemento – agregados.
	Ataque de sustancias corrosivas.
	Deficiencias constructivas.
Estructurales.	Causas.
Concreto en estado endurecido.	Movimientos diferenciales.
	Sobrecargas.
	Deficiencia de diseño o constructivas.

4.3.3.3. Cumplimiento de la resistencia.

Para corroborar la resistencia final del concreto se deberán llevar a cabo pruebas de calidad para garantizar el cumplimiento de la resistencia solicitada, estas pruebas se pueden efectuar en el concreto fresco y endurecido, sujetas a normas NMX y ASTM. Correspondiente al análisis del concreto fresco, se pueden realizar pruebas de cohesión y trabajabilidad, determinación de la temperatura de la mezcla de concreto, revenimiento (NMX C-156, ASTM C 143, ASTM C 1362), peso volumétrico de la muestra (NMX C-162, ASTM C 29, ASTM C 138), contenido de aire (NMX C-157, ASTM C 231), nivel de sangrado en el concreto (ASTM C 232) y curado. Las pruebas del concreto endurecido se efectúan para conocer el desempeño de la estructura y el cumplimiento de las solicitudes iniciales, estas pruebas pueden ser: prueba de resistencia mecánica, prueba de resistencia mecánica a compresión simple, prueba de resistencia mecánica a tensión indirecta (NMX C-159, NMX C- 163, ASTM C 496), prueba de resistencia mecánica a tensión por flexión, prueba de deformabilidad, prueba de impermeabilidad. Al concluir las pruebas, se deberá desarrollar el registro de la información mediante informes estandarizados, en donde se integran las observaciones realizadas por parte de la supervisión.

Tabla 4.23. Métodos de pruebas.

Pruebas.	
Pruebas de laboratorio.	
Norma.	
NMX C-83	Determinación de la resistencia a la compresión de los cilindros moldeados.
NMX C-109	Cabeceo de especímenes cilíndricos de concreto.
NMX C-159	Elaboración y curado de especímenes de concreto en el laboratorio.
Pruebas <i>in situ</i>.	
Norma.	
NMX C-161	Muestreo del concreto fresco.
NMX C-156	Determinación del revenimiento del concreto fresco.
NMX C-160	Elaboración y curado en obra de especímenes de concreto.
NMX C-162	Determinación del peso unitario.

Requerimientos para efectuar las pruebas:

- Muestreo y pruebas conforme al NMX C-161 (Muestreo de concreto fresco), NMX C-160 (Elaboración y curado en obra de especímenes de concreto), NMX C-83 (Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto).
- Número de especímenes representativos.
- Edad de prueba del concreto.
- Tipo de concreto utilizado.
- Tipo de muestreo y volumen.
- Normas de evaluación implementada.
- Revisión del cumplimiento de la trabajabilidad del concreto mediante la NMX C-156 (Determinación del revenimiento del concreto fresco).
- Evaluación del peso unitario del concreto fresco mediante la NMX C-162 (Determinación del peso unitario, cálculo del rendimiento y contenido de aire del concreto fresco por el método gravimétrico).
- Comparación de la temperatura del concreto fresco, NMX C-161 (Muestreo del concreto fresco).
- Revisión del contenido de aire incluido en el concreto fresco, NMX C-157 (Determinación del contenido de aire del concreto fresco por el método de presión).

En la elaboración y comparación de los requerimientos se deberán especificar la fecha de muestreo y los tiempos máximos de espera.

Tabla 4.24. Formato para la revisión de especímenes del concreto.

Nombre y dirección de la obra.										
Cliente.										
Contratista.										
Fecha de instalación.										
Tipo de construcción.										
Tiempo estimado de transporte.										
Numero de mezcla.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Hora de llegada										
Hora de muestreo.										
Tipo de concreto.										
Resistencia requerida (kg/cm ²).										
Revenimiento.										
Volumen estimado(m ³).										
Edad a la que se garantiza la resistencia.										
Aditivos.										
Norma vigente en la obra.										
Requisitos de pruebas.										
Diseño de mezcla.										
Aprobado en campo.										
Aprobado en laboratorio.										
Requiere de un plan de control de calidad.										
Procedimiento de colocación.										
Tipo de curado.										

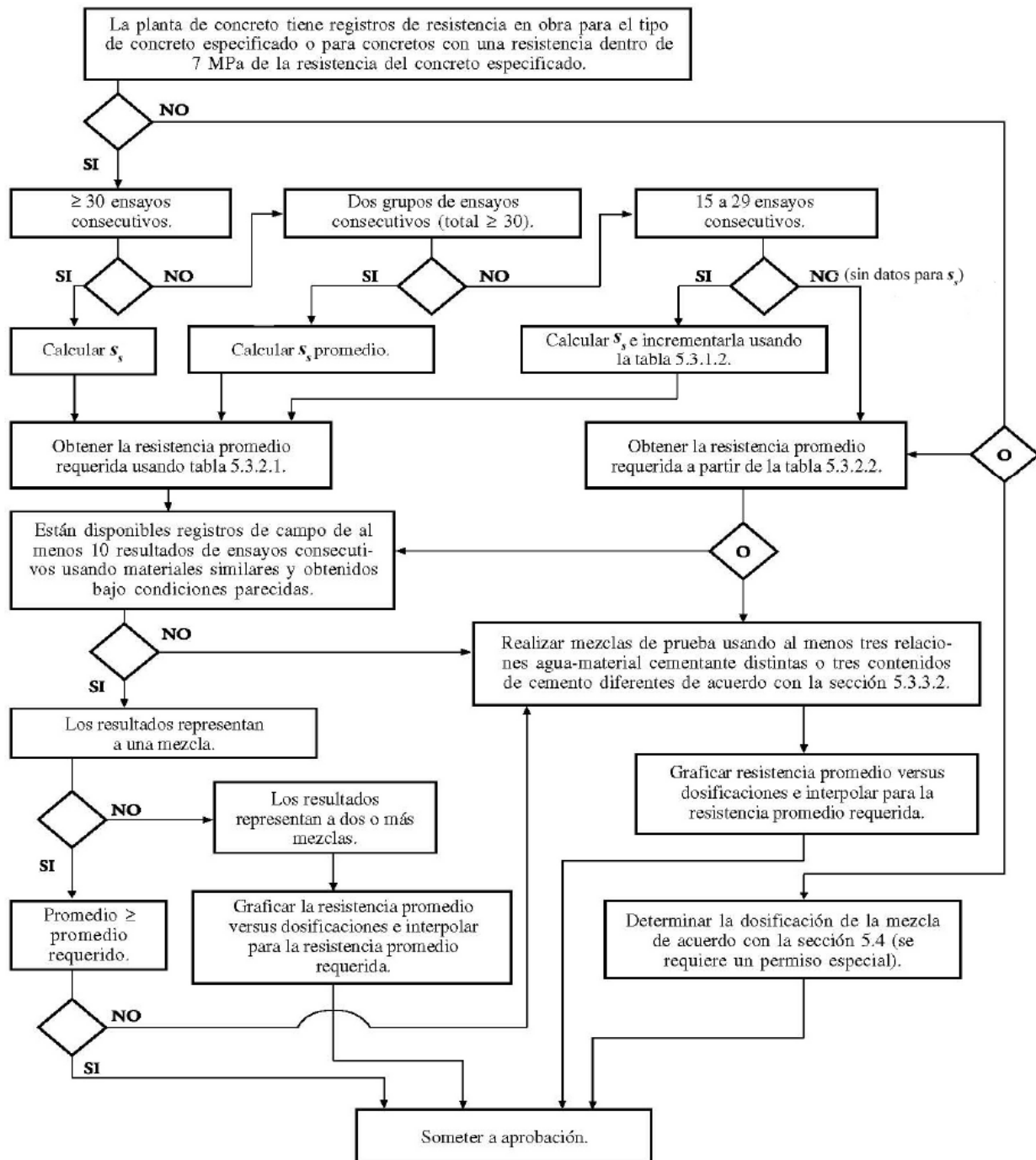


Figura 4.42. Diagrama de flujo para la selección y documentación de la dosificación del concreto (ACI 318).

4.3.3.4. Juntas.

Las juntas son piezas que permiten confinar temporalmente uno o los dos extremos verticales de uno de sus módulos durante el proceso de vaciado del concreto con la finalidad de conformar su superficie y permitir la unión estructural, estas juntas deberán resistir la presión del concreto fresco sin experimentar excesiva distorsión y sin permitir la fuga lateral del concreto, así como proteger al panel previamente colado de la almeja permitiéndola excavación de los paneles adyacentes en caso de realizar excavaciones por etapa. Las juntas pueden ser cuadradas, circulares o machihembradas.

Tipos de juntas	Circular	Tubular simple
		Tubular con separador
	Machihembrado	Rectangular simple
		Sello doble Bachy
		Triangular
		TLC con separador de lámina

Figura 4.43. Características de las juntas.

Las juntas deberán de dividir a la estructura en secciones que permitan compartir adecuadamente la capacidad de colado y colocación del concreto, siempre considerando la estanquidad y uniformidad de la estructura, así como no afectar la resistencia y la transmisión de los esfuerzos, estabilidad, aspecto y comportamiento estructural. El proceso de construcción de las juntas que se encuentren sometidas a esfuerzos cortantes, se llevará a cabo mediante diseños especiales que contemplen la colocación de barras de anclajes diagonales o la implementación de otros procedimientos que la supervisión apruebe. Estas juntas de construcción deberán de evitarse, dado que en gran medida, pueden originar fallas que afecten considerablemente a la estructura.

Tabla 4.25. Consideraciones en juntas.

Tipo de juntas	Consideraciones.
Juntas de expansión.	Es una separación entre partes adyacentes de una estructura, la cuales permite pequeños movimientos relativos, a fin de disminuir los efectos provocados por cambios térmicos, no se recomienda su uso en cimentaciones, ya que puede permitir el paso de humedad proveniente del manto freático.
Juntas de contracción.	Se suelen utilizar como mecanismo de control de agrietamientos, las cuales se presentan cuando el concreto se contrae por modificación de la humedad o temperatura, generalmente se utilizan en pavimentos, pisos y muros.
Juntas de impermeabilización.	Es recomendable el uso de juntas de impermeabilización en proyectos de cimentaciones que estén por debajo del nivel freático, así como piscinas, muros expuestos a filtraciones y en estructuras expuestas a condiciones de humedad. Estas juntas se construyen de materiales como, láminas de cobre o fierro galvanizado, tapa juntas y productos sintéticos de características expansivas

4.4. Estanquidad del cajón.

Se implementarán medidas adicionales para prevenir la filtración en los cajones de cimentación que se encuentren por debajo del nivel de agua freática, se evitara fisuras y acumulación de agua al interior, sujetándolo a medidas de seguridad que garantice el adecuado sellado de las juntas por medio de sellos flexibles, bombeo limitado e impermeabilización de las paredes internas y con la colocación de una pared exterior o membrana de material asfáltico que separe al suelo de la estructura. También se considerará el caso de filtraciones provocadas por la humedad capilar. La cual pasa por las paredes de la estructura hasta llegar a los pisos y finalmente al sótano, este riesgo se puede reducir con la colocación de material permeable fuera de los muros y debajo del piso.

Estanquidad del cajón	Por debajo del NAF	Proteger contra filtraciones.
		Protección de juntas.
		Evitar fisuras y acumulación de agua al interior.
	Medidas de prevención	Combinación de juntas con sellos flexible.
		Bobeo limitado.
		Impermeabilización.

Figura 4.44. Estanquidad.

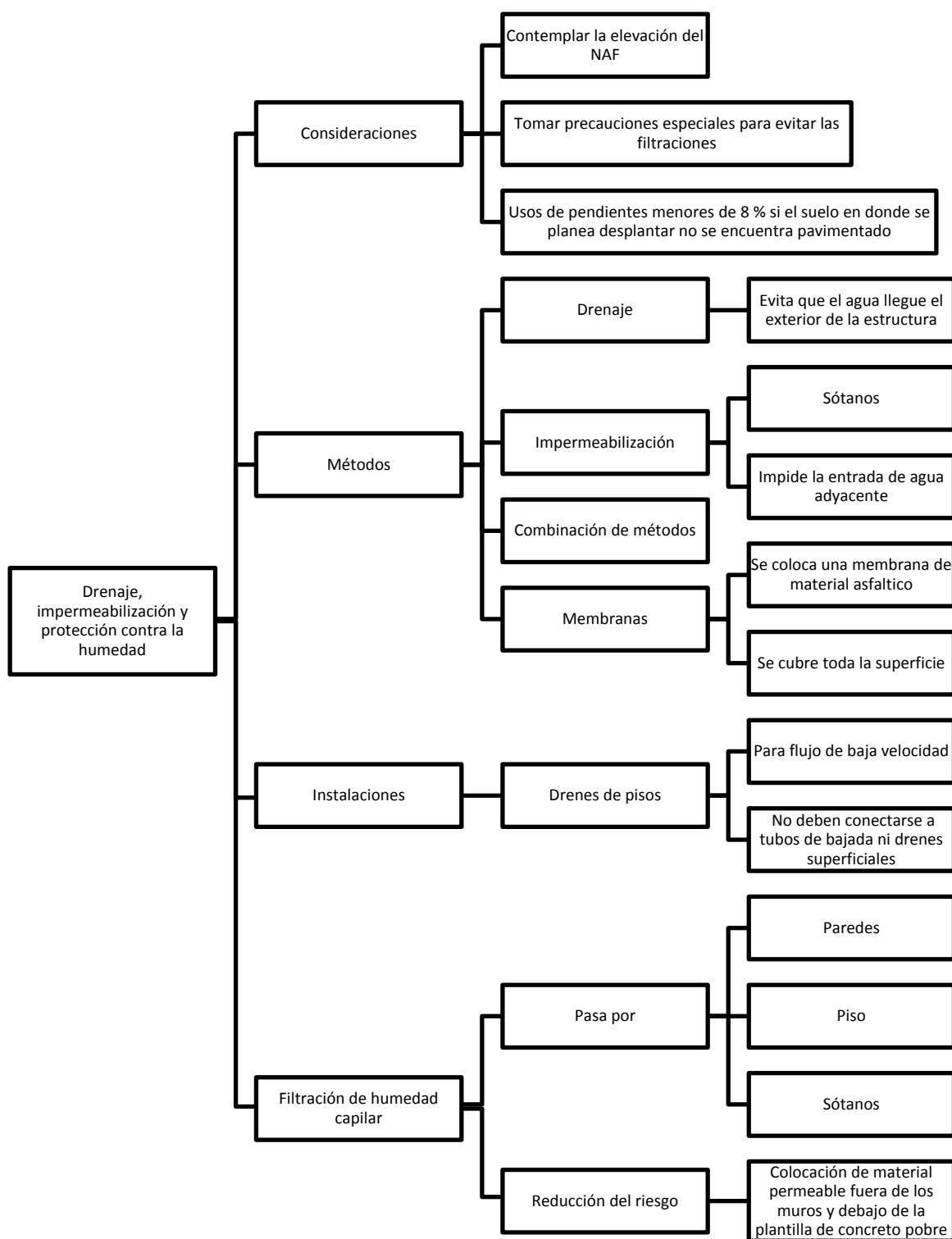


Figura 4.45. Protección contra humedad.

Un mecanismo que se deberá de considerar para el control de las filtraciones , será la colocación de plantillas, que será la capa que proporciona una superficie de asiento plano brindando una distribución uniforme de las cargas al suelo del desplante de la cimentación, la plantilla se coloca entre el suelo y la cimentación, esta puede ser de diversos materiales como:

- Tierra.
- Tabique.
- Concreto pobre.
- Tezontle.



Figura 4.46. *Plantilla de grava y tezontle.*

Esta plantilla se puede cubrir por medio de un geocompuesto, el cual evitara las filtraciones provenientes del manto freático.



Figura 4.47. *Colocación de la membrana impermeable.*



Figura 4.48. *Membrana impermeable y acero.*



Figura 4.49. *Membrana impermeable y habilitación del acero.*

4.4.1. Manejo del nivel de aguas freáticas y condiciones adversas.

Cuando se requieran de excavaciones de mediana profundidad y se presenten niveles freáticos superiores al nivel de desplante, se considerarán la construcción y colocación de mecanismos que ayuden a desalojar el agua a fin de evitar daños posteriores a la conclusión de la cimentación. Estas medidas ayudarán a preservar el estado de esfuerzo del suelo e interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables. Los mecanismos más utilizados son:

- Protección contra humedad.
- Prevención de la erosión interna.
- Requerimiento de permeabilidad.
- Drenaje.
- Método de membrana.

- Drenes.
- Drenes de pisos.
- Filtros.
- Disposiciones de las perforaciones en tuberías.

Protección contra humedad: Las filtraciones y la humedad capilar que pasa a través de las paredes y el piso del sótano, pueden reducirse colocando material permeable fuera de los muros y debajo de los pisos. El perímetro exterior del muro se cubre con material asfáltico y el piso se coloca sobre una lámina de cloruro de polivinilo que descansa sobre un material permeable.

Prevención de la erosión interna: Se debe sellar cualquier grieta, junta constructiva o evitar el contacto directo entre materiales que puedan acumular humedad. Se deben proteger las estructuras que estén en contacto directo con ductos y alcantarillas. Al usar filtro, se considerará tolerable que un 15 % del peso del suelo por proteger tenga un tamaño menor que los vacíos que deja entre sí las partículas del filtro. No se garantizará la protección a las arcillas de alta plasticidad.

Requerimiento de permeabilidad: Se deberá garantizar suficiente capacidad de descargas para eliminar rápida y eficazmente el agua que se colecte, sin que se generen fuerzas de filtración o presiones perjudiciales. Se deberán realizar análisis de la capacidad de descarga de proyectos alternativos implementando la teoría de flujo de agua. Los gradientes hidráulicos en el suelo y el material del filtro deben estimarse también para poder calcular el gasto que el dren pueda eliminar.

Método de membrana: Se construye una membrana compuesta de capas alternadas de filtros y de material asfáltico, la membrana tiene las características de ser flexible y dúctil para garantizar su integridad. Se deberá proyectar para resistir la fuerza de presión del agua así como del terreno.

Drenes: Son tramos cortos de tubo que se colocan con holguras de 6 mm entre tramo, protegidas con una tira de fieltro. También se pueden utilizar tubos de plástico o de barro. Los drenes se colocan en las zanjas, las cuales se rellenan con materiales que sirven de filtro hasta un nivel situado a 30 cm aproximadamente de la superficie, el último tramo se rellena con un material menos permeable.

Drenes de pisos: Los drenes de pisos no deben conectarse a tubos de bajada ni a drenes superficiales. Si resulta excesiva la cantidad de agua que se colectaría en un sistema de drenes, será necesario impermeabilizar toda la zona aledaña a las filtraciones, así como del sistema de drenaje.

Filtros: Los requerimientos que deberán cubrir el diseño de los filtro son los espacios entre las

partículas del filtro en contacto con el suelo por proteger deben ser suficientemente pequeños como para que los finos no penetren en él, y los espacios entre las partículas del filtro deben ser lo suficientemente grandes para permitir que el conjunto tenga la permeabilidad necesaria.

Disposiciones de las perforaciones en tuberías: No es conveniente perforar la parte superior del tubo, ya que favorecería la entrada de partículas finas del material del filtro. No es conveniente colocar perforaciones en la parte más baja del tubo, ya que se puede propiciar la salida de agua captada. Se suele emplear tubería de 10 a 20 cm de diámetro.

Drenaje: Se considera la naturaleza del suelo y las condiciones del nivel de agua freática para la elección de las elevaciones para los niveles de sótanos y pisos. Se deberán tomar precauciones para evitar las filtraciones dentro de la estructura.

4.5. Revisión de cimentación.

La revisión del comportamiento de la cimentación durante su etapa de construcción, así como durante su vida útil, se llevará a cabo de manera sistemática, contemplando mecanismos de medición del comportamiento del subsuelo y de los materiales que se usaron en la construcción. Esta observación estará integrada mediante:

- Revisión del comportamiento de la excavación por medio de instrumentos y medición.
- Supervisión durante la construcción.
- Control de calidad.

Estas mediciones se efectuarán con la finalidad de conocer el comportamiento del proyecto y así optar por las medidas más adecuadas que ayuden a prevenir acciones adversas, los instrumentos más recurrentes son:

- Comportamiento del nivel de agua freática.
 - Piezómetros.
 - Celdas de presión.
- Comportamiento de la excavación.
 - Banco de nivel superficial y profundo.
 - Referencia de colimación.
 - Plomadas.



Figura 4.51. Pozo de inspección en condiciones desfavorables.

4.5.1. Supervisión durante la construcción.

Para asegurar el cumplimiento de lo planteado en el programa de obra, se requerirá de personal capacitado y con experiencia dentro del ámbito de trabajo, es aquí donde la figura del supervisor toma un papel relevante, calificando el cumplimiento de las solicitudes de cada actividad que integre el proyecto. La supervisión constará de dos etapas en su desarrollo, la primera etapa estará dirigida a preparar la obra y la segunda iniciará en la ejecución del proyecto. En la primera etapa la supervisión se encargará de precisar y confirmar a la empresa la asignación de documentos correspondientes, así como el control y cumplimiento de documentos con el fin de gestionar un mecanismo de organización del sistema de control en el cual se establecerá el plan de control que seguirá el proyecto durante todo su desarrollo. La segunda etapa corresponderá al período de desarrollo del proyecto, aquí la supervisión coordinará y asegurará la aplicación de los procedimientos indicados, verificará el control independiente, en el caso en que el contratista incumpla con lo planteado en la documentación, el control lo asumirá el supervisor, la supervisión se encargará de documentar los formatos de control ya sea por tarea. Parte de obra además de genera documentos de no conformidad en caso de ser necesario.



Figura 4.52. Papel organizacional de la supervisión.

Durante la obra se presentarán actividades en donde la supervisión se realizará de manera especial, la supervisión se encargará de señalar recomendaciones, así como calificar las actividades. Esta calificación se puede definir en dos puntos que pueden ser críticos o de alto en el proceso. Los puntos críticos son actividades en ejecución que necesitan materialización del control interno antes de requerir control independiente de la actividad. Por otra parte, el punto de alto en el proceso requerirá de un acuerdo formal de la supervisión o de un organismo autorizado para continuar con la actividad.

Tabla 4.26. Puesto de trabajo y sus funciones.

Estructura organizacional	
Puesto	Funciones
Jefe de proyecto	Desarrolla y mantiene en operación los mecanismos de la gestión de riesgo. Identifica riesgo de proyecto. Analiza los riesgos de proyecto. Dirige el plan de respuesta ante riesgos, identifica a los involucrados. Registra los eventos originados durante el desarrollo del proyecto para su posterior análisis y uso en proyectos subsecuentes.
Coordinadores de área	Proporciona información acerca de los niveles de riesgo que se consideran aceptable. Recopila información histórica que ayude al análisis de riesgo (informes de obras previas ejecutadas por la empresa, informes de terceros, etc.). Valida las suposiciones realizadas en la planeación del proyecto. Participa en la elaboración del plan de respuesta. Distribuye responsabilidades entre los integrantes de cada área proporcionalmente a su participación.
Supervisor	Revisa los criterios de aceptación de las actividades concluidas. Identifica actividades que no cumplen con los índices de seguridad establecidos en el programa de gestión. Detecta y ordena la corrección de los procesos erróneos.

4.5.2. Control de calidad.

El control de calidad se puede delimitar en dos partes, la primera corresponde a la recepción de materiales y maquinaria, la segunda a la elaboración de unidades de obra. En torno a la calidad de los materiales, ésta se llevará a cabo mediante pruebas de laboratorio y supervisión en obra para cada uno de los materiales, la cual incluirá:

- La unidad de inspección (volumen de obra).
- El número de muestras a elaborar.
- Tipos de ensayos.
- Normativas aplicadas.
- Certificación de los suministros.
- Acciones a considerar en caso de rechazo.

Será recomendable que los procesos de control de calidad contengan las disposiciones de muestreo, número de ensayos a realizar y las tolerancias admitidas.

Plan de aseguramiento de la calidad.	Requisitos preliminares.	Organización general de la obra.
		Referencias sobre el proyecto a desarrollar.
		Recursos humanos y maquinaria.
		Materiales.
		Modo de operar.
	Preparación.	Condiciones de ejecución .
		Síntesis general de la organización.
		Procedimiento de ejecución y formatos propuestos.
		Planes de control.
	Ejecución.	Formatos de control.
		Formatos de no conformidad.
		Expedientes de calidad.
Documentos bases del sistema de calidad.		Plan de control.
		Elaboración de informes.
		Gestión de obra.
		Revisión de contratos de subcontratistas.
		Análisis de pérdidas de los materiales.
Manual de aseguramiento de la calidad.		Aseguramiento de calidad.
		Procedimientos generales.
		Responsabilidades y obligaciones.

Figura 4.53. Aseguramiento de la calidad.

4.5.3. Observación del comportamiento de la cimentación.

Durante el proceso de construcción se efectuarán registros del comportamiento de la estructura y del suelo con el fin de identificar los desplazamientos y deformaciones, así como su comparación con los valores permisibles o calculados, en caso de ser necesario se implementara medidas para su corrección. En estructuras pertenecientes al grupo A y subgrupo B, es recomendable realizar nivelación durante la construcción, así como un registro exhaustivo y oportuno del comportamiento de la excavación. Por otra parte, para estructuras con un peso unitario mayor a 40 KPa y una profundidad de desplante igual a 2.5 metros, requerirá de nivelación después de la construcción y, posterior a ella, en un lapso que oscila entre los primeros meses después de su construcción y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años.

CONCLUSIONES

La gestión de riesgos se debe incluir como parte integrada en la planificación y construcción de obras civiles. Las conclusiones que se pueden extraer son las siguientes:

1. Los riesgos, que son amenazas para el proyecto, pueden ser aceptados si están en equilibrio con el beneficio que puede obtenerse al tomarlos.
2. Para generar una matriz de riesgo se deberán contemplar los valores que se asignarán a cada evento en función de su ocurrencia y magnitud.
3. Para que una cimentación garantice su adecuado comportamiento, antes y después de su construcción, se tomarán en cuenta los diversos factores que intervienen en su desarrollo.
4. Antes de dimensionar una cimentación, es necesario realizar una investigación del subsuelo para identificar su problemática con el fin de detectar cualquier situación anómala que requiera medidas adicionales de seguridad. La investigación debe incluir el reconocimiento general del sitio y las observaciones de colindancias.
5. Para iniciar cualquier acción en torno al dimensionamiento de la estructura, se requiere plantear las solicitudes a las que estará sometido durante su vida útil, así como conocer el comportamiento histórico del sitio donde se emplaza, identificando inestabilidades de cortes, presencia de rellenos u otra circunstancia que comprometa el comportamiento del suelo.
6. Puede requerirse, para el análisis preliminar de la cimentación de una estructura, estimar los módulos de reacción del terreno de cimentación. Estos módulos de reacción no se conocen *a priori*, pues dependen de la compatibilidad de desplazamientos entre la estructura y el terreno. La forma de establecer ésta compatibilidad consiste en calcular tanto el valor de las deformaciones del terreno como de la estructura, y realizar iteraciones variando los módulos hasta que las deformaciones de la estructura y el suelo coincidan.
7. Los trabajos de excavación de zanjas implican, en numerosas ocasiones, riesgos especialmente serios, ya que con frecuencia, en profundidades relativamente pequeñas, se producen accidentes que suelen tener consecuencias graves, afectando las actividades subsecuentes.
8. Se considerará que en el período en el que se realice la excavación, el nivel de seguridad de los cortes disminuirá con el transcurso del tiempo y con las condiciones ambientales que se presenten en el sitio dentro del área de excavación. Se debe contar con medidas de protección para mantener la integridad de las actividades, delimitando las zonas de

maniobras y descargas, así como el depósito de materiales provenientes de los trabajos de excavación.

9. El nivel de seguridad será inversamente proporcional al tiempo en que permanezca abierta la excavación. Siempre se considerará el menor tiempo de ejecución; esto se consigue con el oportuno seguimiento del programa de obra, en combinación con una buena organización de forma que antes de la excavación ya estén preparadas las canalizaciones que se tendrán en el interior de la zanjas. Por otro lado, en función del equipo de que se disponga, se deberá abrir sólo la cantidad de zanja que permita la ejecución de las maniobras necesarias para la finalidad que se persigue.
10. La densidad o peso volumétrico de los suelos provoca un doble efecto en la estabilidad del talud. Por un lado, un efecto desfavorable, ya que a mayor densidad, aumenta la componente normal a la superficie de deslizamiento, pero por otro, aumenta la fuerza de rozamiento, que se opone al deslizamiento. Para mitigar el efecto desfavorable de peso de la cuña del terreno se puede aumentar la pendiente del talud o realizar bermas en los taludes.
11. Se deben efectuar medidas adicionales para prever la filtración de agua en los cajones de cimentación que se encuentren por debajo del nivel freático, evitando fisuras y acumulación de agua en su interior, para ello se aplicarán medidas de seguridad que garanticen el adecuado sellado de las juntas por medio de sellos flexibles, bombeo limitado e impermeabilización de las paredes internas y colocación de una membrana exterior que separe al suelo de la estructura.
12. En caso de construir el cajón de cimentación sobre rellenos artificiales, se deben analizar los asentamientos producidos por la compresión de los depósitos. Estos asentamientos se pueden limitar si se extraen los rellenos, lo cual es factible si los espesores son pequeños. No puede garantizarse un comportamiento uniforme del suelo, ya que siempre existe el riesgo que quede atrapada una porción de relleno durante la excavación, la cual puede ocasionar asentamientos.
13. Con los resultados de los análisis de laboratorio y estudios adicionales que se efectúen del subsuelo, se determinará en su caso la conveniencia de reinyectar el agua extraída. En caso de que se determine el beneficio de lo anterior, se deberá avalar el funcionamiento continuo del sistema de bombeo.
14. Durante el proceso de construcción, se llevarán registros del comportamiento de la estructura y del suelo. Los registros servirán para identificar si los desplazamientos y deformaciones son menores a los estimados. En caso de ser necesario, se implementarán medidas de corrección. En estructuras pertenecientes al grupo A y al subgrupo B, del

reglamento para el D.F., es recomendable realizar nivelación durante la construcción así como el registro exhaustivo y oportuno del comportamiento de la excavación.

15. Es pertinente elaborar registros de calidad al concluir las actividades. El registro contendrá las características, tiempos de ejecución y observaciones de los materiales utilizados.
16. La supervisión deberá entregar un informe diario, firmado, al director de obra. En este informe se incluirán aspectos generales de la obra como localización, dimensiones de la excavación, profundidad precisa de nivel freático y de la excavación, descripción de materiales, condiciones del nivel de agua freática, movimiento del suelo, registros de dificultades encontradas o que pudieran dificultar las maniobras posteriores.
17. El uso de tablestacas se suele implementar en suelos blandos donde no es posible hacer taludes verticales y en terrenos con presencia de edificaciones colindantes susceptibles a deformaciones o con características que compliquen las maniobras.
18. Puede utilizarse el procedimiento de “muro Berlín” cuando la estructura del suelo presente un comportamiento homogéneo y predecible, donde el nivel de agua freática éste por debajo del nivel de desplante y en sitios que no cuenten con estructuras colindantes (ausencia de sobrecargas).
19. Las pilas coladas *in situ* pueden formar un mecanismo de contención para contrarrestar el empuje pasivo del suelo. Se usan en áreas donde el ruido o las vibraciones que se presentan durante el proceso de hincado de tablestacas sean inadecuadas o en sitios con accesos o alturas restringidas.
20. Las juntas deberán resistir la presión del concreto fresco sin experimentar excesiva distorsión y sin permitir la fuga lateral del concreto, así como proteger al panel previamente colado de la almeja.
21. La corrosión del acero puede disminuir su área efectiva, así como la adherencia con el concreto debido al deterioro de las corrugaciones. Otros aspectos que modifican el comportamiento del acero pueden ser soldadura de mala calidad, procedimientos de doblado, traslapado y ensamblado no permitidos por las normas correspondientes.
22. Las zonas donde es común que se presenten fallas estructurales a causa de un inadecuado proceso constructivo, suelen ser juntas constructivas, en esquinas, en los cambios de dirección y en la unión con otros elementos estructurales, debido a que en esos lugares pueden concentrarse grandes esfuerzos previstos en los análisis y en la construcción.
23. Una vez que se ha producido un error en alguna actividad y la empresa decide destinar

recursos a la gestión del riesgo, pueden surgir problemas porque las prioridades cambian sin que las medidas de corrección hayan sido totalmente completadas. Pueden ocurrir que los recursos asignados sean insuficientes para reponer las pérdidas.

24. Todavía nos encontramos en una etapa donde los ingenieros desconocemos el comportamiento real de las cimentaciones, ya que se hacen hipótesis que frecuentemente no se cumplen, por lo que plantear mayores y mejores medidas de seguridad nunca será excesivo, aun superando las normas vigentes.
25. Cuando la administración del riesgo falla completamente, da origen a la administración de crisis. Este modo de administración no es una opción a la administración del riesgo sino una consecuencia originada por haberse generado dicho riesgo.
26. Si bien la dificultad radica en la imposibilidad de obtener datos reales de la confiabilidad de los componentes y sistemas relacionados con la seguridad operativa de los proyectos, las ventajas de aplicar la gestión del riesgo es el alto grado de conocimientos que se adquieren referidos a los procesos que realiza la empresa.

REFERENCIAS

LIBROS.

1. Antill, Woodhead. Método de la ruta crítica y sus aplicaciones a la construcción, Editorial Limusa Wiley
2. Arnal Simón, Betancourt Suárez. Reglamento de construcciones para el distrito federal, Editorial trillas
3. Ávila M. Javier, Genescá Joan. Más allá de la herrumbre, México 1986
4. Baca Urbina Gabriel. Evaluación de proyectos: Análisis y administración del riesgo, McGraw-Hill, 1990
5. Bazán-Meli, Diseño sísmico de edificios, Editorial Limusa
6. Braja M.Das, Principio de ingeniería de cimentaciones, Cengage Learning, PP. 259
7. Casal, Montiel, Planas, Vílchez, Análisis del riesgo en instalaciones industriales, Editorial Alfaomega, 2001.
8. Crespo Villalaz, Mecánica de suelos y cimentaciones, sexta edición, Editorial Limusa, pág. 358
9. Deméneghi Colina, Puebla Cadena, Sanginés García, Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones, Facultad de ingeniería, Tomo I
10. Díaz Infante, Curso de edificación, Editorial Trillas
11. Durar, Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de concreto armado, Cyted tercera edición.
12. Fontana y Gren, Corrosión Engineering, Editorial McGraw-Hill, United Stated of America 1986
13. Fructuoso Mañá, Patología de las cimentaciones, Editorial Blume, PP. 30
14. Gómez, Análisis sísmico moderno, Editorial Trillas
15. Gonzáles Cuevas, Robles Fernández, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Editorial Limusa

16. Gonzales Sandoval, Manual de supervisión de obras de concreto, Editorial Limusa
17. H. Nilson Arthur, Diseño de estructura de concreto, Editorial Mc Graw Hill
18. ICA, Edificaciones de mampostería para viviendas, Fundación ICA
19. J. G. Richardson, Cimbras, Diseño, Tomo 1, IMCYC.
20. Jiménez Rodríguez Enrique José, El riesgo operacional: metodologías para su medición y control, Delta Publicaciones, 2012
21. Joaquim Casal, Helena Montiel, Eulalia Planas, Juan A. Vílchez, Análisis del riesgo en instalaciones industriales, Editorial Alfaomega
22. Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de suelo tomo 1, Fundamentos de la mecánica de suelo, Editorial Limusa
23. Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de suelo tomo 2, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos, Editorial Limusa
24. Kenneth M. Leet – Ming Uang, Fundamentos del análisis estructural, Editorial Mc Graw Hill
25. Lambe, Mecánica de suelos, Editorial Limusa
26. Manuel Delgado Vargas, Ingeniería de cimentaciones, fundamentos e introducción al análisis geotécnico, Editorial Alfaomega
27. Mario Gutiérrez, Administrar para la calidad, conceptos administrativo del control total de calidad, Editorial Limusa, pág. 248
28. Mauricio Sánchez Silva, Introducción a la confiabilidad y evaluación de riesgos: teoría y aplicaciones en ingeniería, Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, 2005
29. Miguel Bozzo, Losas reticulares mixtas, proyecto, análisis y dimensionamiento, editorial Reverté, 2004, pág. 106
30. McCormac, Brown, Diseño de concreto reforzado, Editorial Alfaomega, pág. 27, 224, 265, 600, 604.

31. Meli Piralla, Diseño estructural, Editorial Limusa
32. Neville, A. M. y Brooks.J, Tecnología del concreto, Editorial Trillas
33. O. Gallo Ortiz Gabriel , Diseño estructural de casa habitación, Editorial Mc Graw Hill
34. Peck, Hanson, Thornburn, Ingeniería de cimentaciones, Editorial Limusa, pag. 225
35. Pérez Alama, Diseño y cálculo de estructuras de concreto reforzados por resistencia máxima y servicio, Editorial Trillas
36. Pérez Alama, Materiales y proceso constructivo, Editorial Trillas
37. Polanco Rodríguez, Manual de prácticas de laboratorio de tecnología del concreto, Universidad Autónoma de Chihuahua
38. Raúl Coss Bu, Simulación un enfoque práctico, Editorial Limusa
39. RELEM Report 12, Performance criteria for concrete durability, Eds. Kropp J., y Hilsdorf., (London, UK:E & FN SPON, 1996)
40. Roberto Ley Borrás , Análisis de incertidumbre y riesgo para la toma de decisiones,
41. Seeley, Tecnología de la construcción, Editorial Limusa
42. Tamez González Enrique , Ingeniería de cimentaciones, conceptos básicos de la práctica, Editorial tgc geotecnia, pág. 432
43. Thomas Bayes, Essay Towards Solving a Problem in the doctrine of chances, 1763
44. Tomlinson, Cimentaciones, Editorial Trillas, pág. 385-398
45. Torres Acosta, A. A. y Martínez Madrid, Diseño de estructuras de concreto con criterios de durabilidad, publicación técnica IMT No. 181, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Querétaro 2001

TESIS (FACULTAD DE INGENIERÍA, CU).

1. Arellano Flores José Ángel, Análisis de riesgo y toma de decisiones para la industria petrolera, 2003
2. Balderas Cañas Roberto, Análisis de riesgo en instalaciones radiológicas, 2008
3. Barquín Ruiz Eduardo, Concepto de opción financiera para administrar el riesgo en la construcción, 1998
4. Beltrán Martínez Raúl, Diseño geotécnico y estructural de una cimentación en arcilla expansiva, 2009
5. Goitia Sotelo Gerardo, Análisis de riesgo a la salud en una empresa distribuidora de solventes, 2004
6. González Ceniceros Alberto, Procedimiento de construcción para un edificio de trece niveles, con una cimentación de cajón parcialmente compensada, 1970
7. Gutiérrez Sarmiento Carlos Eduardo, Abatimiento del nivel freático para construcción de cimentaciones, 1992
8. Huidobro González Jesús Gerzahin, Diseño de rompeolas bajo un concepto de riesgo, 2009
9. Keer Rendón Cuauhtémoc, Aspectos legales de los riesgos de trabajo en la industria de la construcción de obra privada, 2008
10. Marengo Mogollon Humberto Juan Francisco, Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas, 1994
11. Morales Méndez Víctor, Análisis de riesgo de falla ante avenidas en el proyecto hidroeléctrico El Cajón, 2006
12. Núñez Hernández Juan Manuel, Análisis de riesgo sísmico en zonas urbanas del DF, 2004
13. Ramírez Luna Iván Jesús Jacinto, Propuesta de procedimiento constructivo para la cimentación del edificio tipo a (cajón) en el conjunto habitacional Bosques de Aragón, 2005
14. Ramírez Vargas Víctor Hugo, Análisis de riesgo y confiabilidad en sistema de distribución

de agua, 1997

15. Ramos Solano Arturo, Revisión de métodos de evaluación de proyectos y proposición de herramientas para evaluar con riesgo, 2007
16. Soster Contreras Carlos Manuel, Las características de calidad en el análisis de riesgo de fallas de productos y procesos complejos, 2006

NOTAS.

1. Leonardo Zeevaert W, Conceptos básicos en el diseño de **cimentaciones** compensadas- sin y con pilotes de fricción. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990

NORMAS.

1. Normas técnicas complementaras para el diseño y construcción de estructuras de concreto
2. Reglamento de construcciones del distrito federal

ENLACES.

1. PMI, Project Management Institute, <http://www.pmi.org/>
2. VV & A. *Recomended practices guide*, DMSO, 2001, <http://vva.dmsol.com>
3. atlasnacionalderiesgo.gob.mx

APÉNDICES

A-1 COMPENDIO DE EJERCICIO DE MECÁNICA DE SUELOS**Ejemplo 1**

Dado el tensor esfuerzo “t” hallar el vector esfuerzo y el esfuerzo normal en la dirección dada por el vector “v”

Datos:

$$t = \begin{bmatrix} 43 & -10 & 20 \\ -10 & 30 & -15 \\ 20 & -15 & 55 \end{bmatrix} kpa \quad ; \quad v = i + 2j - 2k$$

Solución:

$$n = \frac{v}{|v|} = \frac{i + 2j - 2k}{\sqrt{1^2 + 2^2 + (-2)^2}} = \frac{1}{3}i + \frac{2}{3}j - \frac{2}{3}k$$

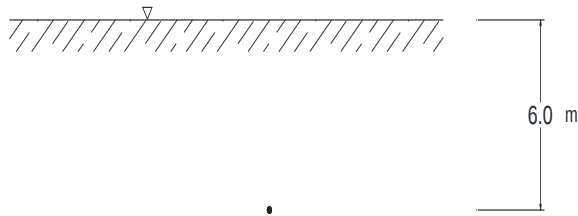
$$t^n = \begin{bmatrix} 43 & -10 & 20 \\ -10 & 30 & -15 \\ 20 & -15 & 55 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1/3 \\ 2/3 \\ -2/3 \end{bmatrix} \approx \begin{bmatrix} -5.666 \\ 26.67 \\ -40 \end{bmatrix} kpa ; \text{vector esfuerzo}$$

$$\sigma = \begin{bmatrix} 1 & 2 & -2 \\ 3 & 3 & -3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -5.666 \\ 26.67 \\ -40 \end{bmatrix} = 42.56 kpa ; \text{esfuerzo normal}$$

$$\delta = \pm \sqrt{(-5.666)^2 + 26.67^2 + (-40)^2 - 42.56^2} = \pm 23.07 kpa$$

Ejemplo 2

Se cuenta con un perfil de suelos, en que el nivel freático se encuentra en la superficie, se requiere determinar los esfuerzos verticales totales y el esfuerzo normal.



Datos:

$$\rho = 1.89 \frac{Mg}{m^3}$$

$$k_{ox} = 0.5$$

$$k_{oy} = 0.4$$

$$g = 9.789 \frac{m}{s^2}$$

$$v = -i + 2j + 3k$$

$$\rho_w = 1 \frac{Mg}{m^3}$$

Solución:

$$\rho_w * g * profundidad = 1 * 9.789 * 6 = 58.734 \text{ kpa}$$

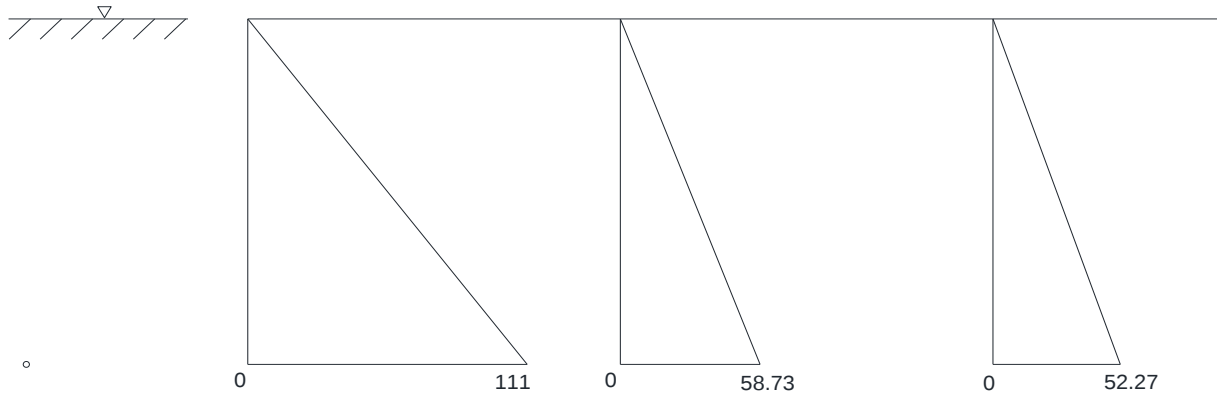
$$\rho * g * profundidad = 1.89 * 9.789 * 6 = 111 \text{ kpa}$$

$$\sigma_v - u = \sigma_v'$$

$$\sigma_v - u = 111 - 58.73 = 52.27 \text{ kpa}$$

$$\sigma_{hx} = k_{ox} * \sigma_v = 0.5 * 52.27 \text{ kpa} = 26.14 \text{ kpa}$$

$$\sigma_{hy} = k_{oy} * \sigma_v = 0.4 * 52.27 \text{ kpa} = 20.91 \text{ kpa}$$



$$t = \begin{bmatrix} 26.14 & 0 & 0 \\ 0 & 20.91 & 0 \\ 0 & 0 & 52.27 \end{bmatrix} \text{ kpa} \quad ; \quad v = -i + 2j + 3k$$

$$n = \frac{v}{|v|} = \frac{-i + 2j + 3k}{\sqrt{(-1)^2 + 2^2 + 3^2}} = -0.2676i + 0.5345j + 0.8018k$$

$$t^n = \begin{bmatrix} 26.14 & 0 & 0 \\ 0 & 20.91 & 0 \\ 0 & 0 & 52.27 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -0.2676 \\ 0.5345 \\ 0.8018 \end{bmatrix} \approx \begin{bmatrix} -6.986 \\ 11.18 \\ 41.91 \end{bmatrix} \text{ kpa} ; \text{ vector esfuerzo}$$

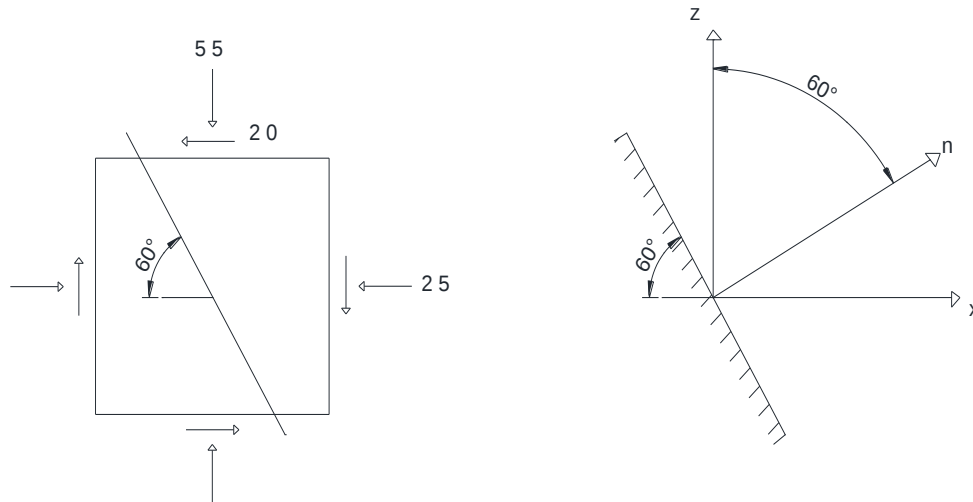
$$\sigma = [-0.2676 \quad 0.5345 \quad 0.8018] \begin{bmatrix} -6.986 \\ 11.18 \\ 41.91 \end{bmatrix} = 41.44 \text{ kpa} ; \text{ esfuerzo normal}$$

$$\delta = \pm \sqrt{(-6.986)^2 + 11.18^2 + 41.91^2 - 41.44^2} = \pm 14.68 \text{ kpa}$$

Ejemplo 3

Con base en el cuadro diferencial, se requiere determinar el vector esfuerzo y el esfuerzo normal orientado respecto del sistema de referencia XZ.

Datos:



Solución:

$$t = \begin{bmatrix} 25 & 20 \\ 20 & 55 \end{bmatrix} kpa \quad ; \quad n = \cos 30^\circ i + \cos 60^\circ k$$

$$n = \frac{\sqrt{3}}{2} i + \frac{1}{2} k$$

$$m = \frac{1}{2} i - \frac{\sqrt{3}}{2} k$$

$$n = \frac{v}{|v|} = \frac{i + 2j - 2k}{\sqrt{1^2 + 2^2 + (-2)^2}} = \frac{1}{3}i + \frac{2}{3}j - \frac{2}{3}k$$

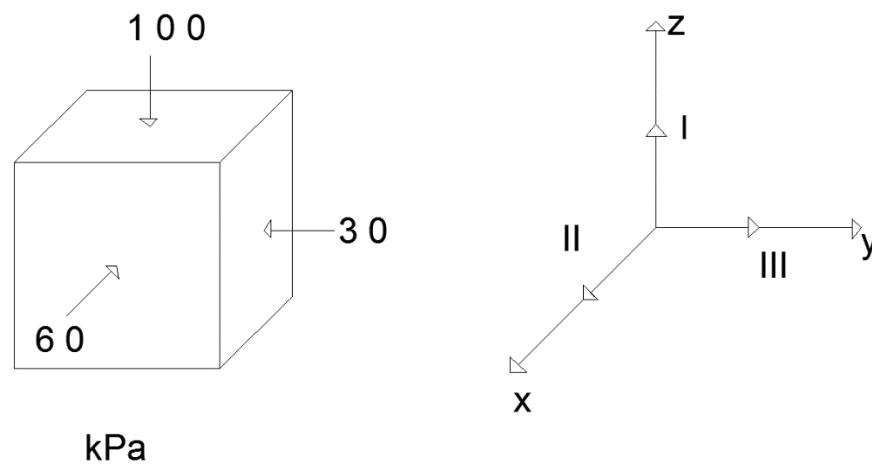
$$t^n = \begin{bmatrix} 25 & 20 \\ 20 & 55 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sqrt{3}/2 \\ 1/2 \end{bmatrix} \approx \begin{bmatrix} 31.65 \\ 44.82 \end{bmatrix} kpa \quad ; \quad \text{vector esfuerzo}$$

$$\sigma = \left[\frac{1}{2} \quad \frac{-\sqrt{3}}{2} \right] \begin{bmatrix} 31.65 \\ 44.82 \end{bmatrix} = -22.99 \text{ kpa ; esfuerzo normal}$$

Ejemplo 4

A partir del cubo diferencial principal, se requiere determinar gráficamente por medio de la solución de Mohr, los esfuerzos actuantes en el plano que es normal al vector $v = 2i - 2j + k$

Datos:



$$\sigma_1 = 100$$

$$\sigma_2 = 60$$

$$\sigma_3 = 30$$

Solución:

$$t = \begin{bmatrix} 60 & 0 & 0 \\ 0 & 30 & 0 \\ 0 & 0 & 100 \end{bmatrix} \text{ kpa} \quad ; \quad v = 2i - 2j + k$$

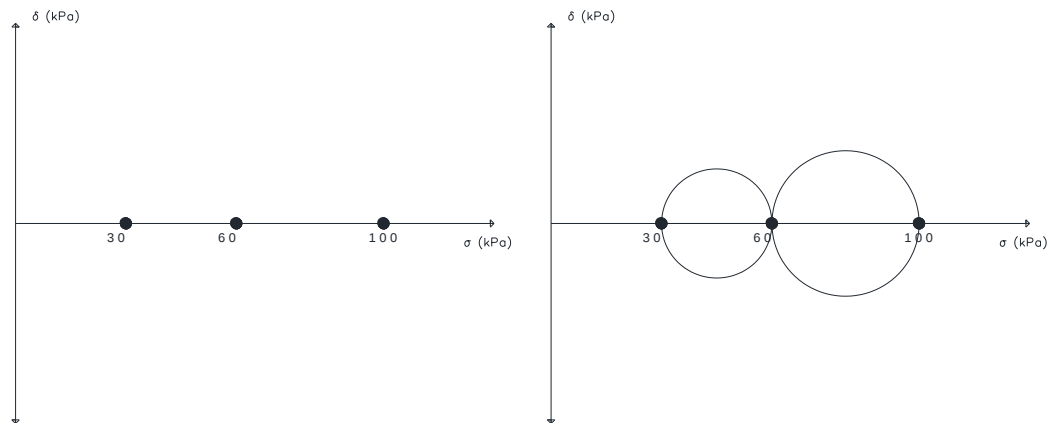
$$n = \frac{v}{|v|} = \frac{2i - 2j + k}{\sqrt{2^2 + (-2)^2 + 1^2}} = \frac{2}{3}i - \frac{2}{3}j + \frac{1}{3}k$$

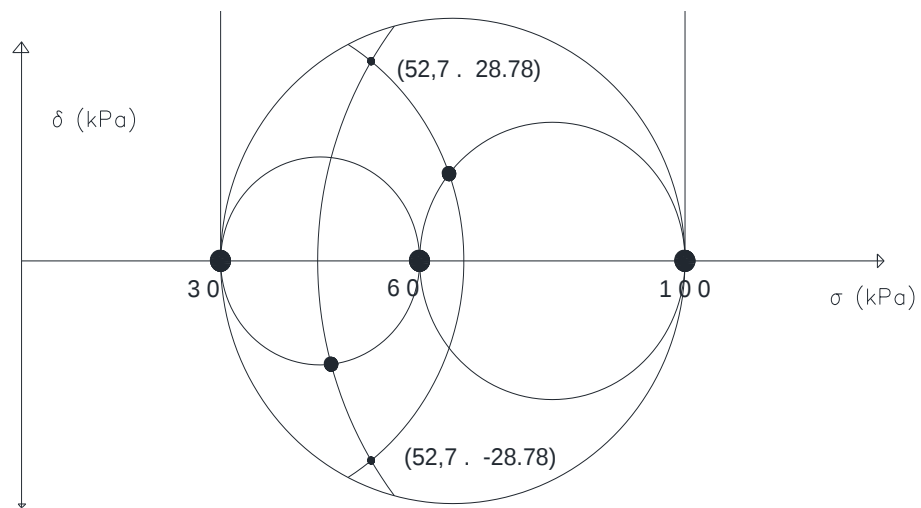
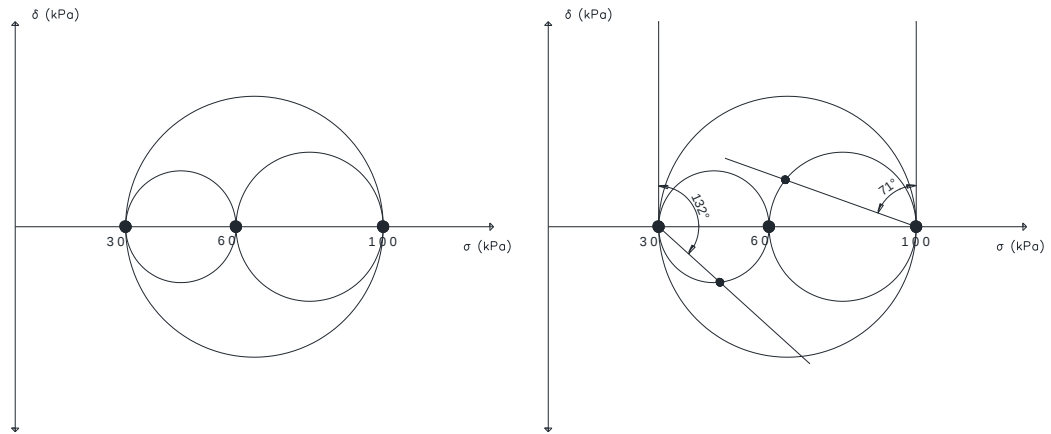
$$t^n = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 2/3 \\ -2/3 \\ 1/3 \end{bmatrix} \approx \begin{bmatrix} 1/3 \\ 2/3 \\ -2/3 \end{bmatrix} kpa$$

$$\alpha = \arccos n_x = \arccos \frac{1}{3} = 70.53^\circ$$

$$\beta = \arccos n_z = \arccos \frac{-2}{3} = 131.81^\circ$$

Por método grafico





$$\sigma = 51.5 \text{ kPa}$$

$$\delta = \pm 22.5 \text{ kPa}$$

Ejemplo 5

Se requiere determinar analíticamente el valor del ángulo de fricción interna y el esfuerzo normal a la falla de la arena, la cual se obtuvo a partir de una prueba de corte directo CD, con compacidad relativa controlada, aplicando los siguientes datos:

Corte directo CD

Carga vertical constante= $P=103 \text{ N}$

Fuerza horizontal de falla= $\Delta T=86.27 \text{ N}$

Esfuerzo normal a la falla=??

Angulo de fricción=??

Solución:

$$\sigma_n = \frac{P}{A} = \frac{0.103 \text{ kN}}{(0.05 \text{ m})^2} = 41.2 \text{ kPa}$$

$$\delta_f = \frac{\Delta T}{A} = \frac{0.08627 \text{ kN}}{(0.05 \text{ m})^2} = 34.51 \text{ kPa}$$

$$\phi = \arctan \frac{34.51}{41.2} = 39.95^\circ$$

$$r = \frac{34.51 \text{ kPa}}{\cos(39.95)} = 45.02 \text{ kPa}$$

$$c = 41.2 \text{ kPa} + (45.02 \text{ kPa} * \sin 39.95^\circ) = 70.11 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{1f} = 70.11 \text{ kPa} + 45.02 \text{ kPa} = 115.13 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{3f} = 70.11 \text{ kPa} - 45.02 \text{ kPa} = 25.09 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{hf} = \sigma_n + 2r \sin \phi = 41.2 \text{ kPa} + (2 * 45.02 \text{ kPa} * \sin 39.95^\circ) = 99.02 \text{ kPa}$$

Ejemplo 6

Se realizó una prueba triaxial en arcilla, la prueba fue del tipo CU de compresión aumentando el esfuerzo axial, obteniéndose los siguientes valores:

Prueba CU

Esfuerzo de confinamiento constante= 104.19 kPa

Incremento de fuerza axial en la falla= 70.66 kPa

Presión en poro = 61.04 kPa

$\emptyset$ en esfuerzo total

$\emptyset$ en esfuerzo efectivo

Se requiere determinar a) El esfuerzo principal mayor en esfuerzo totales, en la falla b) Los esfuerzos principales expresados en esfuerzos efectivos, en la falla c) El ángulo de fricción interna real

Solución:

$$\sigma_{1f} = \sigma_c + \Delta\sigma_{af} = 104.19 \text{ kPa} + 70.66 \text{ kPa} = 174.85 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{3f} = \sigma_c = 104.19 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{1f'} = \sigma_{1f} - \Delta u_f = 174.85 \text{ kPa} - 61.04 \text{ kPa} = 113.81 \text{ kPa}$$

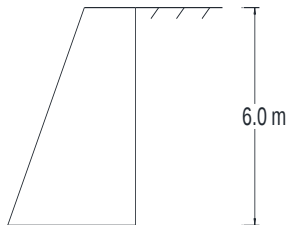
$$\sigma_{3f'} = \sigma_{3f} - \Delta u_f = 104.19 \text{ kPa} - 61.04 \text{ kPa} = 43.15 \text{ kPa}$$

$$\emptyset = \arcsen \left(\frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{\sigma_{1f} + \sigma_{3f}} \right) = \arcsen \frac{70.66}{279.04} = 14.67^\circ$$

$$\emptyset' = \arcsen \left(\frac{\sigma_{1f'} - \sigma_{3f'}}{\sigma_{1f'} + \sigma_{3f'}} \right) = \arcsen \frac{70.66}{156.96} = 26.76^\circ$$

Ejemplo 7

Desacuerdo al perfil del suelo, se desea calcular el diagrama de esfuerzos relativos y el empuje activo.



Datos:

$$\rho = 1.6 \frac{Mg}{m^3}$$

$$g = 9.78 \frac{m}{s^2}$$

$$h = 6 \text{ m}$$

$$\phi = 38^\circ$$

Solución:

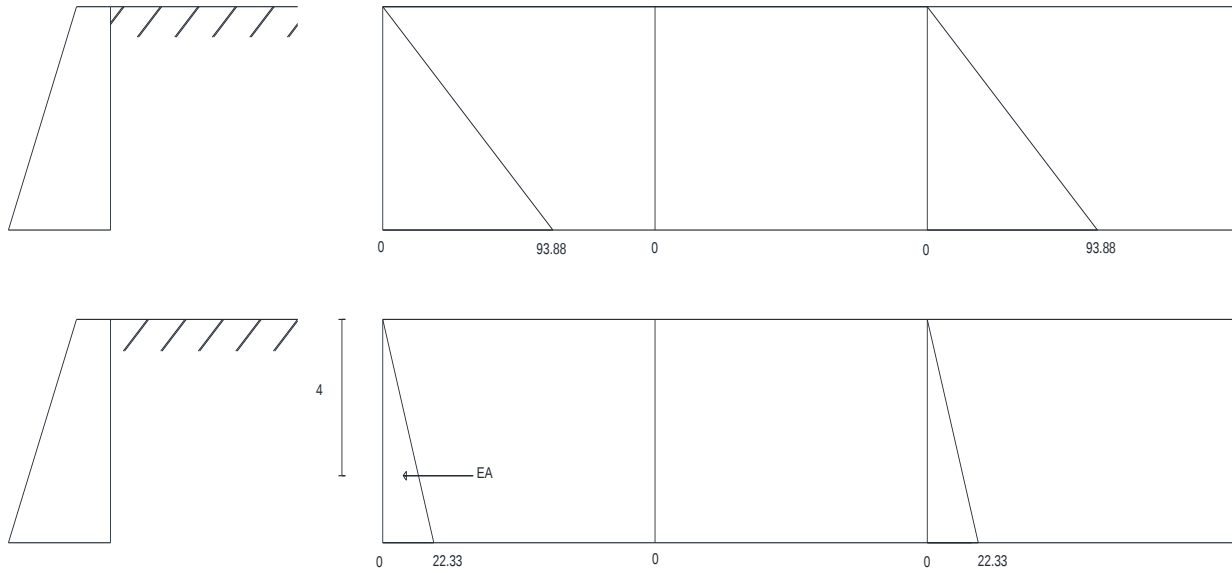
$$\sigma_v = \rho * g * z = \sigma_v = 1.6 \frac{Mg}{m^3} * 9.78 \frac{m}{s^2} * 6 \text{ m} = 93.88 \text{ kPa}$$

$$u = 0 \text{ kPa}$$

$$K_A = \frac{1 - \sen 38^\circ}{1 + \sen 38^\circ} = 0.2379$$

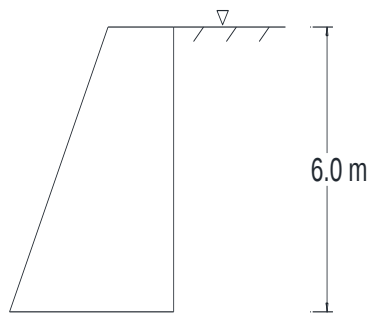
$$\sigma_{hA} = K_A * \sigma_v = 0.2379 * 93.88 \text{ kPa} = 22.33 \text{ kPa}$$

$$E_A = \frac{1}{2} * b * h * 1 \text{ m} = \frac{1}{2} * 22.33 \text{ kPa} * 6 \text{ m} * 1 \text{ m} = 67.02 \text{ kN}$$



Ejemplo 8

Desacuerdo al perfil del suelo, se desea calcular el diagrama de esfuerzos relativos y el empuje activo.



Datos:

$$\rho = 2.1 \frac{Mg}{m^3}$$

$$g = 9.78 \frac{m}{s^2}$$

$$K_A = 0.2379$$

$$h = 6 \text{ m}$$

$$\phi = 38^\circ$$

$$\rho_w = 1 \frac{Mg}{m^3}$$

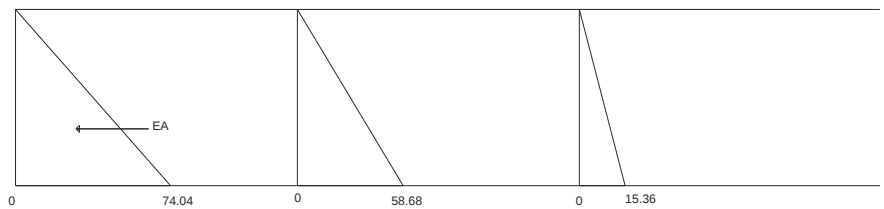
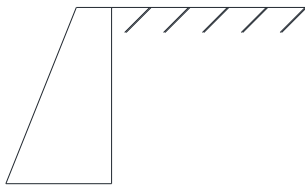
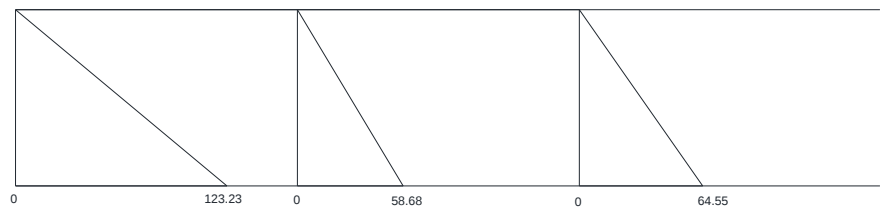
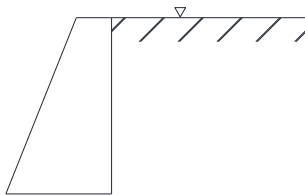
Solución:

$$\sigma_v = \rho * g * z = 2.1 \frac{Mg}{m^3} * 9.78 \frac{m}{s^2} * 6 m = 123.23 kPa$$

$$u = \rho_w * g * z = 1 \frac{Mg}{m^3} * 9.78 \frac{m}{s^2} * 6 m = 58.68 kPa$$

$$\sigma_{hA} = K_A * \sigma_v = 0.2379 * 64.55 kPa = 15.36 kPa$$

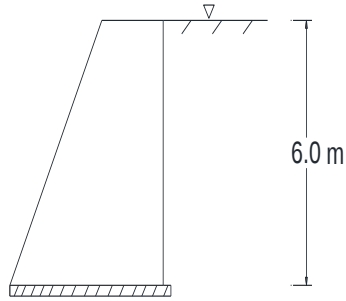
$$E_A = \frac{1}{2} * b * h * 1 m = \frac{1}{2} * 74.04 kPa * 6 m * 1 m = 222.1 kN$$



Ejemplo 9

Desacuerdo al perfil del suelo, se desea calcular el diagrama de esfuerzos relativos y el empuje activo que actúa sobre un muro rígido con un respaldo liso y vertical que cuenta con drenaje.

Saturado con drenaje



Datos:

$$\rho = 2.1 \frac{Mg}{m^3}$$

$$g = 9.78 \frac{m}{s^2}$$

$$K_A = 0.2379$$

$$h = 6 \text{ m}$$

$$\phi = 38^\circ$$

$$\rho_w = 1 \frac{Mg}{m^3}$$

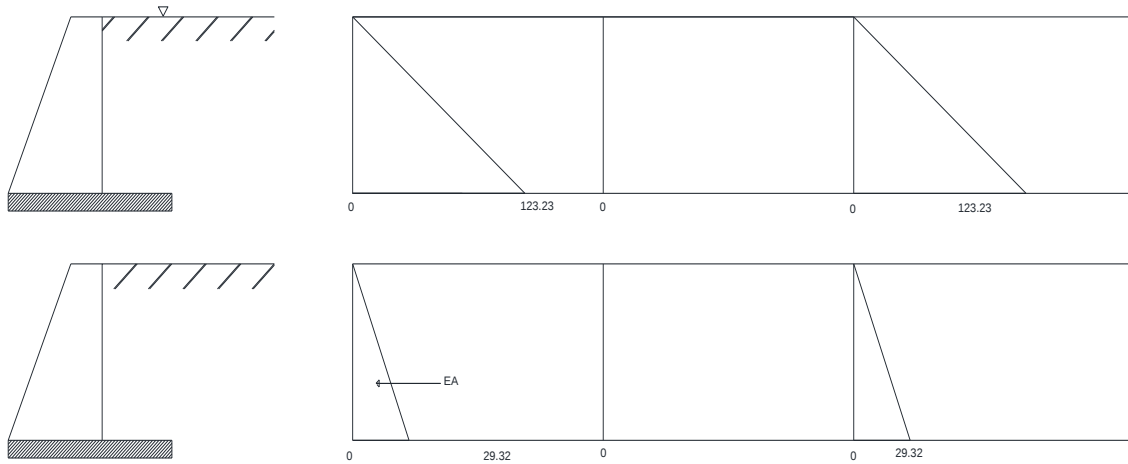
Solución:

$$\sigma_v = \rho * g * z = 2.1 \frac{Mg}{m^3} * 9.78 \frac{m}{s^2} * 6 \text{ m} = 123.23 \text{ kPa}$$

$$u = 0 \text{ kPa}$$

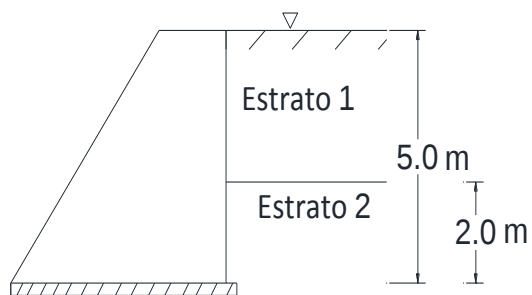
$$\sigma_{hA} = K_A * \sigma_v = 0.2379 * 123.22 \text{ kPa} = 29.32 \text{ kPa}$$

$$E_A = \frac{1}{2} * b * h * 1 \text{ m} = \frac{1}{2} * 29.32 \text{ kPa} * 6 \text{ m} * 1 \text{ m} = 87.9 \text{ kN}$$



Ejemplo 10

Desacuerdo al perfil del suelo, se desea calcular el diagrama de esfuerzos relativos y el empuje activo que actúa sobre un muro rígido con un respaldo liso y vertical que cuenta con drenaje. Saturado con drenes



Datos:

$$\rho_1 = 1.92 \frac{Mg}{m^3}$$

$$\phi_1 = 39^\circ$$

$$h_1 = 3 \text{ m}$$

$$\rho_2 = 2.13 \frac{Mg}{m^3}$$

$$\phi_2 = 41^\circ$$

$$h_2 = 2 \text{ m}$$

$$g = 9.78 \frac{m}{s^2}$$

Solución:

$$K_{A1} = \frac{1 - \sen 39^\circ}{1 + \sen 39^\circ} = 0.2275$$

$$K_{A2} = \frac{1 - \sen 41^\circ}{1 + \sen 41^\circ} = 0.2077$$

$$\sigma_{v1} = \rho_1 * g * z = 1.92 \frac{Mg}{m^3} * 9.78 \frac{m}{s^2} * 3 \text{ m} = 56.33 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2} = \rho_2 * g * z = 2.13 \frac{Mg}{m^3} * 9.78 \frac{m}{s^2} * 2 \text{ m} = 41.66 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v = \sigma_{v1} + \sigma_{v2} = 56.33 \text{ kPa} + 41.66 \text{ kPa} = 97.99 \text{ kPa}$$

$$u = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{hA1} = K_{A1} * \sigma_{v1} = 0.2275 * 56.33 \text{ kPa} = 12.81 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{hA2} = K_{A2} * \sigma_{v2} = 0.2077 * 56.33 \text{ kPa} = 11.69 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{hA} = K_A * \sigma_v = 0.2077 * 97.99 \text{ kPa} = 20.35 \text{ kPa}$$

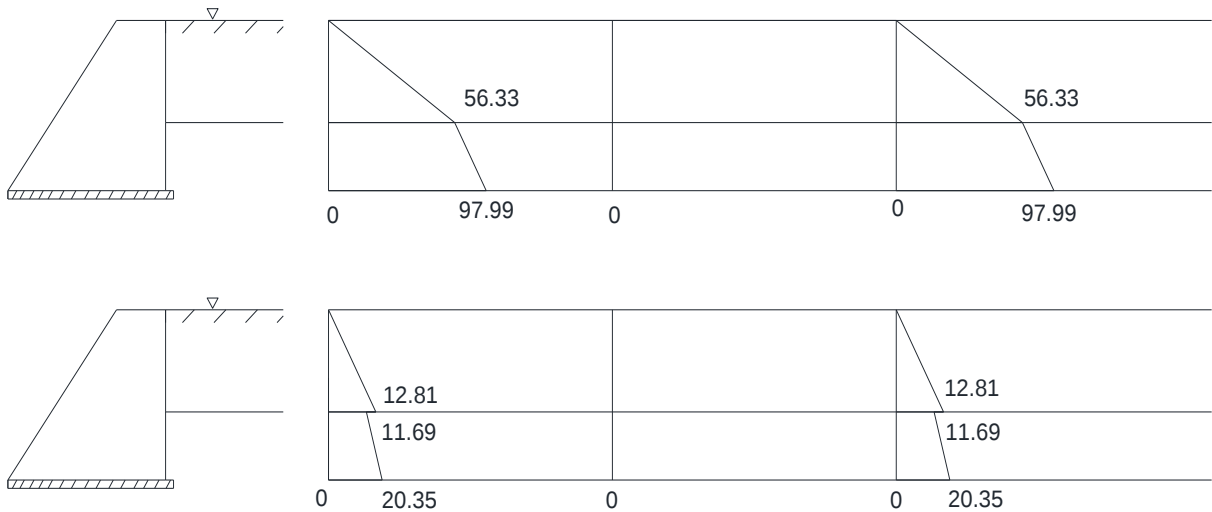
$$E_{A1} = \frac{1}{2} * b * h * 1 m = \frac{1}{2} * 12.81 \text{ kPa} * 3 m * 1 m = 19.23 \text{ kN}$$

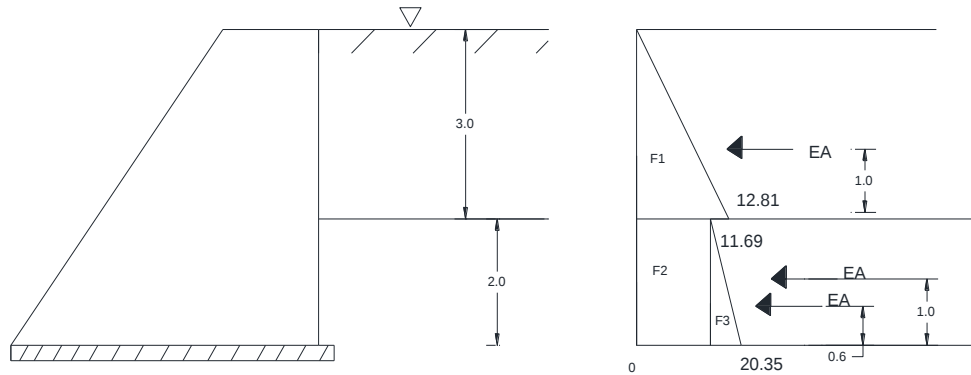
$$E_{A2} = \frac{1}{2} * b * h * 1 m = \frac{1}{2} * 11.79 \text{ kPa} * 2 m * 1 m = 23.40 \text{ kN}$$

$$E_{A3} = \frac{1}{2} * b * h * 1 m = \frac{1}{2} * (20.35 - 11.7) \text{ kPa} * 2 m * 1 m = 8.65 \text{ kN}$$

$$E_{AT} = 19.23 \text{ kN} + 23.4 \text{ kN} + 8.65 \text{ kN} = 51.28 \text{ kN}$$

$$d = \frac{\Sigma M_o}{E_{AT}} = \frac{(19.23 \text{ kN} * 3 m) + (23.4 \text{ kN} * 1 m) + (8.65 \text{ kN} * 2 * \frac{1}{3})}{51.28 \text{ kN}} = 1.694 \text{ m}$$

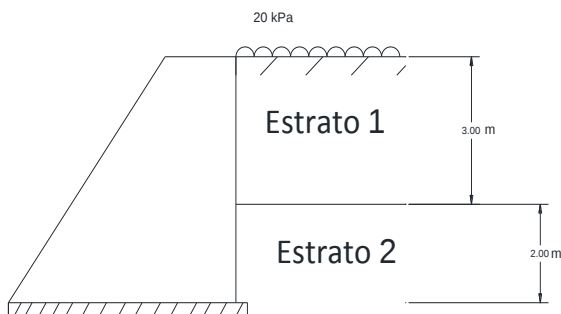




Ejemplo 11

Desacuerdo al perfil del suelo, se desea calcular el diagrama de esfuerzos relativos y el empuje activo que actúa sobre un muro rígido con un respaldo liso y vertical que cuenta con drenaje.

Dos estratos saturado con drenes y sobrepeso



Datos:

$$\text{sobrepeso} = w = 20 \text{ kPa}$$

$$\rho_1 = 1.92 \frac{\text{Mg}}{\text{m}^3}$$

$$\phi_1 = 39^\circ$$

$$h_1 = 3 \text{ m}$$

$$\rho_2 = 2.13 \frac{\text{Mg}}{\text{m}^3}$$

$$\phi_2 = 41^\circ$$

$$h_2 = 2 \text{ m}$$

$$g = 9.78 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Solución:

$$K_{A1} = \frac{1 - \operatorname{sen} 39^\circ}{1 + \operatorname{sen} 39^\circ} = 0.2275$$

$$K_{A2} = \frac{1 - \operatorname{sen} 41^\circ}{1 + \operatorname{sen} 41^\circ} = 0.2077$$

$$\sigma_{v1} = (\rho_1 * g * z) + w = \left(1.92 \frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} * 9.78 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 3 \text{ m} \right) + 20 \text{ kPa} = 76.33 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2} = \rho_2 * g * z = 2.13 \frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} * 9.78 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 2 \text{ m} = 41.66 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v = \sigma_{v1} + \sigma_{v2} = 76.33 \text{ kPa} + 41.66 \text{ kPa} = 118 \text{ kPa}$$

$$u = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{hA0} = K_{A1} * \sigma_{v1} = 0.2275 * 20 \text{ kPa} = 4.55 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{hA1} = K_{A1} * \sigma_{v1} = 0.2275 * 76.33 \text{ kPa} = 17.36 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{hA2} = K_{A2} * \sigma_{v2} = 0.2077 * 76.33 \text{ kPa} = 15.85 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{hA} = K_A * \sigma_v = 0.2077 * 118 \text{ kPa} = 24.5 \text{ kPa}$$

$$E_{A1} = b * h * 1 m = 4.55 kPa * 3 m * 1 m = 13.65 kN$$

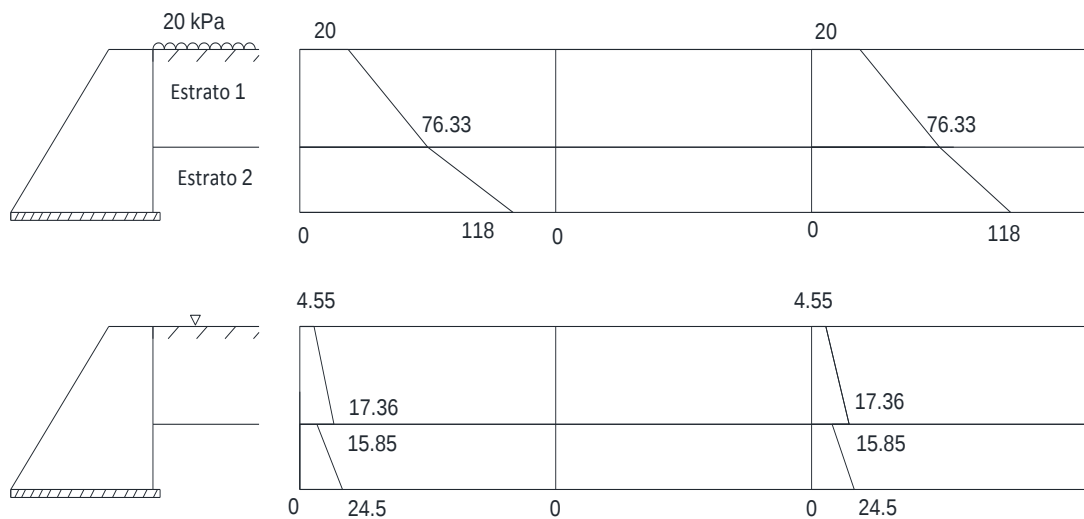
$$E_{A2} = \frac{1}{2} * b * h * 1 m = \frac{1}{2} * 12.81 kPa * 3 m * 1 m = 19.23 kN$$

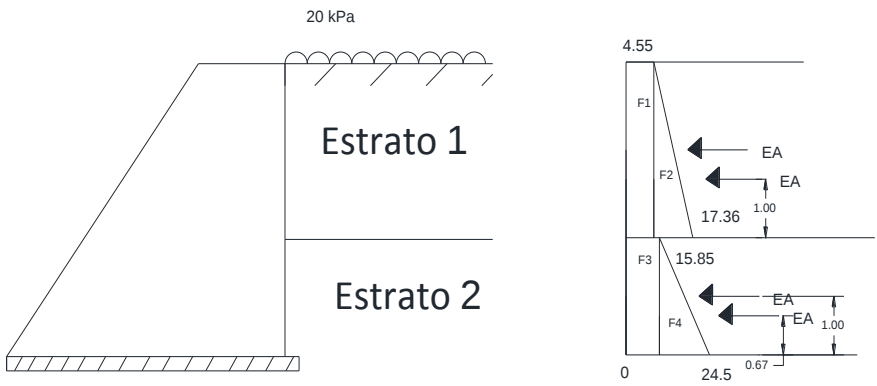
$$E_{A3} = b * h * 1 m = 15.82 kPa * 2 m * 1 m = 31.70 kN$$

$$E_{A4} = \frac{1}{2} * b * h * 1 m = \frac{1}{2} * 8.65 kPa * 2 m * 1 m = 8.85 kN$$

$$E_{AT} = 13.65 kN + 19.23 kN + 31.70 kN + 8.85 kN = 73.54 kN$$

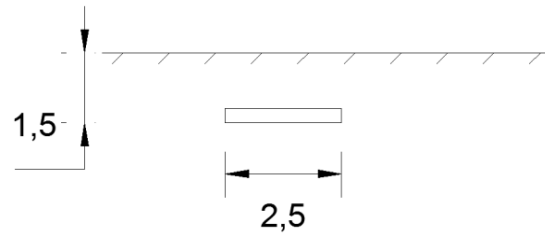
$$d = \frac{\Sigma Mo}{E_{AT}} = \frac{(13.65 kN * 3.5 m) + (19.23 kN * 3 m) + (31.7 kN * 1 m) + (8.65 kN * 2 * \frac{1}{3})}{73.54 kN} = 1.95 m$$





A-2 COMPENDIO DE EJERCICIO DE CIMENTACIONES.**Ejemplo 1**

Con base en el siguiente diagrama, calcular la capacidad de carga ultima con forme a los siguientes datos.



Datos:

$$\gamma = 1.6 \frac{T}{m^2}$$

$$c = 2 \frac{T}{m^2}$$

$$\phi = 25^\circ$$

Para $\phi=25^\circ$ en falla general

$$N_c=24$$

$$N_q=13$$

$$N_\gamma=10$$

Solución:

$$q_u = (c * N_c) + (\gamma * D_f * N_q) + (0.5 * B * \gamma * N_\gamma)$$

$$q_u = \left(2 \frac{T}{m^2} * 24 \right) + \left(1.6 \frac{T}{m^2} * 1.5 m * 13 \right) + \left(0.5 * 2.5 * 1.6 \frac{T}{m^2} * 10 \right) = 99.2 \frac{T}{m^2}$$

Para $\phi=25^\circ$ en falla local

$$N'c=24$$

$$N'q=13$$

$$N'\gamma=10$$

$$q_u = (c * N'c) + (\gamma * Df * N'q) + (0.5 * B * \gamma * N'\gamma)$$

Aplicando

$$c' = \frac{2}{3} c = \frac{2}{3} 2 = 1.33 \frac{T}{m^2}$$

$$\phi' = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} 25 = 17^\circ$$

$$Nc=16$$

$$Nq=6$$

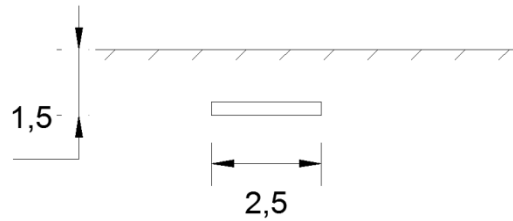
$$N\gamma=1$$

$$q_u = (c * Nc) + (\gamma * Df * Nq) + (0.5 * B * \gamma * N\gamma)$$

$$q_u = \left(1.33 \frac{T}{m^2} * 16 \right) + \left(1.6 \frac{T}{m^2} * 1.5 m * 6 \right) + \left(0.5 * 2.5 * 1.6 \frac{T}{m^2} * 1 \right) = 37.68 \frac{T}{m^2}$$

Ejemplo 2

De acuerdo al diagrama, calcular la capacidad de carga ultima empleado los datos señalados.



Datos:

$$\gamma = 1.8 \frac{T}{m^2}$$

$$c = 3.5 \frac{T}{m^2}$$

$$\phi = 0^\circ$$

Para $\phi=0^\circ$ en falla general

$$N_c=5.7$$

$$N_q=1$$

$$N_\gamma=0$$

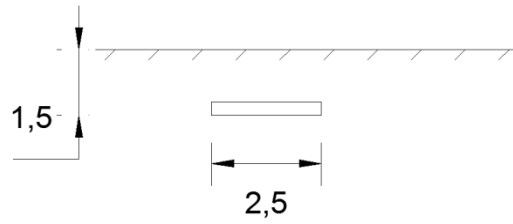
Solución:

$$q_u = (c * N_c) + (\gamma * D_f * N_q) + (0.5 * B * \gamma * N_\gamma)$$

$$q_u = \left(3.5 \frac{T}{m^2} * 5.7 \right) + \left(1.8 \frac{T}{m^2} * 1.5 m * 1 \right) = 22.65 \frac{T}{m^2}$$

Ejemplo 3

De acuerdo al diagrama, calcular la capacidad de carga ultima.



Datos:

$$\gamma = 1.8 \frac{T}{m^2}$$

$$c = 0 \frac{T}{m^2}$$

$$\phi = 40^\circ$$

Para $\phi=0^\circ$ en falla general

$$N_c=0$$

$$N_q=90$$

$$N_\gamma=90$$

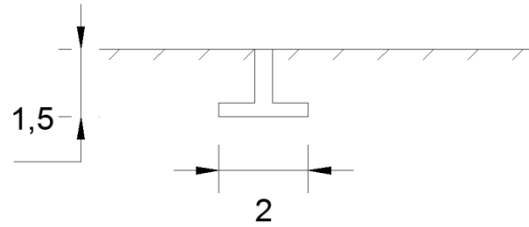
Solución:

$$q_u = (c * N_c) + (\gamma * D_f * N_q) + (0.5 * B * \gamma * N_\gamma)$$

$$q_u = \left(1.8 \frac{T}{m^2} * 1.5 m * 90 \right) + \left(0.5 * 2.5 * 1.8 \frac{T}{m^2} * 90 \right) = 445.5 \frac{T}{m^2}$$

Ejemplo 4

A partir de los datos que se muestran en el diagrama, calcular la capacidad de carga ultima para una zapata cuadrada.



Datos:

$$\gamma = 1.8 \frac{T}{m^2}$$

$$c = 0 \frac{T}{m^2}$$

$$\phi = 40^\circ$$

Para $\phi=0^\circ$ en falla general

$$N_c=0$$

$$N_q=90$$

$$N_\gamma=90$$

Solución:

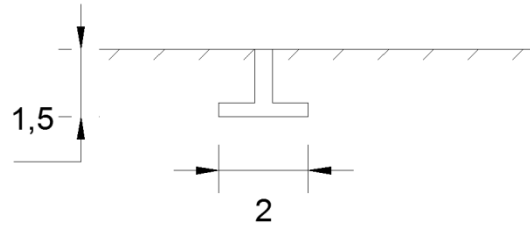
$$\gamma = 1.8 \frac{T}{m^2}$$

$$q_u = (c * N_c) + (\gamma * D_f * N_q) + (0.5 * B * \gamma * N_\gamma)$$

$$q_u = \left(1.8 \frac{T}{m^2} * 1.5 m * 90\right) + \left(0.5 * 2 * 1.8 \frac{T}{m^2} * 90\right) = 405 \frac{T}{m^2}$$

Ejemplo 5

A partir de los datos que se muestran en el diagrama, calcular la capacidad de carga ultima para una zapata cuadrada.



Datos:

$$\gamma = 1.8 \frac{T}{m^2}$$

$$c = 3.5 \frac{T}{m^2}$$

$$\phi = 0^\circ$$

Para $\phi=0^\circ$ en falla general

$$N_c=5.7$$

$$N_q=1$$

$$N_\gamma=0$$

Solución:

$$q_u = (c * N_c) + (\gamma * D_f)$$

$$q_u = \left(3.5 \frac{T}{m^2} * 5.7 \right) + \left(1.8 \frac{T}{m^2} * 1.5 m \right) = 22.65 \frac{T}{m^2}$$

$$\frac{B}{L} \leq 1 \qquad \frac{Df}{B} \leq 2$$

$$\frac{B}{L} = \frac{2}{2} = 1 \leq 1 \qquad \frac{Df}{B} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \leq 2$$

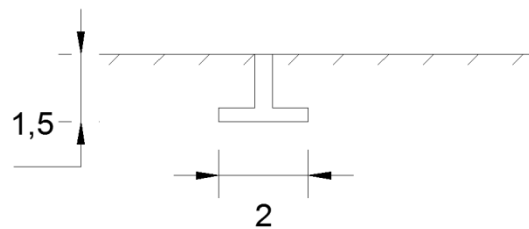
$$Nc = 5.14 * \left[1 + \left(0.25 * \frac{B}{L} \right) + \left(0.25 * \frac{Df}{B} \right) \right]$$

$$Nc = 5.14 * \left[1 + \left(0.25 * \frac{2}{2} \right) + \left(0.25 * \frac{1.5}{2} \right) \right] = 7.38$$

$$q_u = \left(3.5 \frac{T}{m^2} * 7.38 \right) + \left(1.8 \frac{T}{m^2} * 1.5 m \right) = 29.13 \frac{T}{m^2}$$

Ejemplo 6

Calcular la capacidad de carga ultima y la carga admisible para una zapata cuadrada en las siguientes condiciones.



Datos:

$$\gamma = 1.6 \frac{T}{m^2}$$

$$c = 2 \frac{T}{m^2}$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$Dr = 0.7$$

$$F_s = 3$$

Para $\phi=25^\circ$ en falla general

$$N_c=24$$

$$N_q=13$$

$$N_\gamma=10$$

factores	Cimiento cuadrado
α_1	1.2
α'_1	1.2
α_2	0.6-0.8

Solución:

$$q_u = [(\alpha_1 * c * N_c) + (\alpha'_1 * \gamma * D_f * N_q) + (\alpha_2 * 0.5 * B * \gamma * N_\gamma)] * (Dr + 0.1)$$

$$q_u = \left[\left(1.2 * 2 * \frac{T}{m^2} * 24 \right) + \left(1.2 * 1.6 * \frac{T}{m^2} * 1.5 m * 13 \right) + \left(0.7 * 0.5 * 2 * 1.6 * \frac{T}{m^2} * 10 \right) \right] * (0.7 + 0.1) = 84.992 \frac{T}{m^2}$$

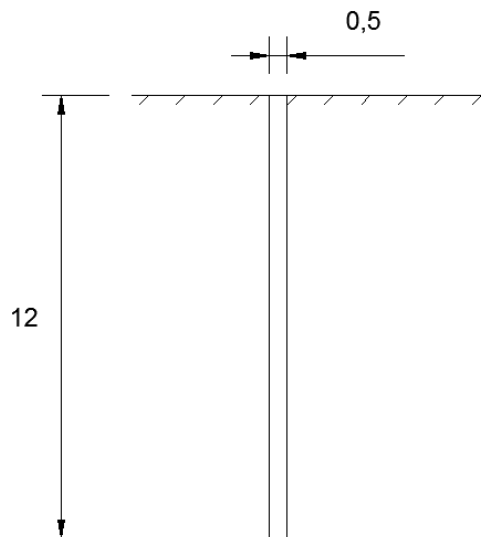
$$q_a = \frac{q_u}{F_s} = \frac{84.992 \frac{T}{m^2}}{3} = 28.33 \frac{T}{m^2}$$

Ejemplo 7

A partir de los datos que se muestran en el diagrama, calcular la capacidad de carga ultima y la

carga ultima que teóricamente resista la zapata cuadrada.

Cimentación cuadrada de 0.5 m, nivel de desplante a 12 m



Datos:

Característica	γ [T/m ²]	c [T/m ²]	ϕ [°]
Estrato 1	1.6	-	-
Estrato 2	1.8	2	30

Para $\phi=30^\circ$

$$N_c=60$$

$$N_q=21$$

$$N_\gamma=18$$

Solución:

$$q_u = (c * N_c) + (\gamma * D_f * N_q) + (0.5 * B * \gamma * N_\gamma)$$

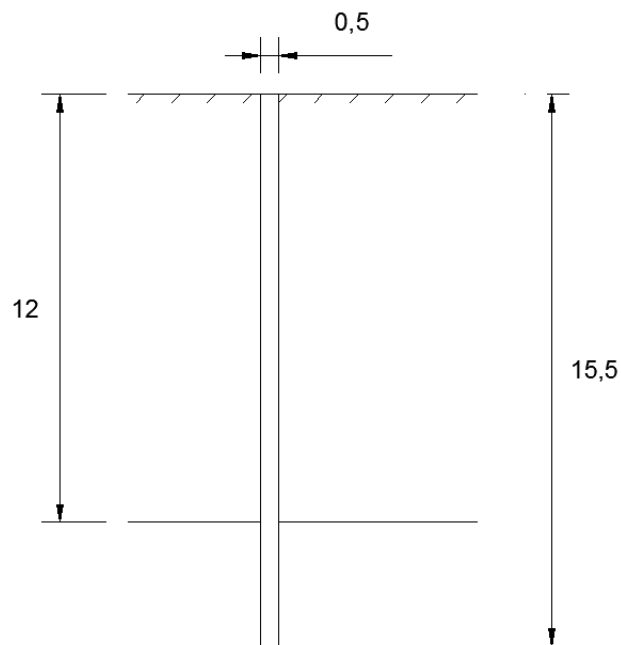
$$q_u = \left(2 \frac{T}{m^2} * 60 \right) + \left(1.6 \frac{T}{m^2} * 12 m * 21 \right) + \left(0.5 * 0.5 * 1.8 \frac{T}{m^2} * 18 \right) = 531.3 \frac{T}{m^2}$$

$$A = 0.5 \text{ m} * 0.5 \text{ m} = 0.25 \text{ m}^2$$

$$Q_u = q_u * A = 531.3 \frac{T}{m^2} * 0.25 \text{ m}^2 = 132.82 \text{ T}$$

Ejemplo 8

Calcular la capacidad de carga ultima y la carga ultima que teóricamente resista la zapata cuadrada de 0.5 m, desplantada a 15.5 m



Datos:

Característica	γ [T/m ³]	c [T/m ²]	ϕ [°]
Estrato 1	1.6	-	-
Estrato 2	1.8	2	30

Para $\phi=30^\circ$

$N_c=370$

$$Nq=58$$

$$N\gamma=21$$

Solución:

$$q_u = (c * Nc) + (\gamma * Df * Nq) + (0.5 * B * \gamma * N\gamma)$$

$$\gamma * Df = \left(1.6 \frac{T}{m^2} * 12 m\right) + \left(1.8 \frac{T}{m^2} * 3.5 m\right) = 25.5 \frac{T}{m^2}$$

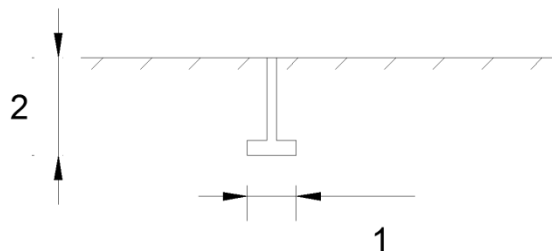
$$q_u = \left(2 \frac{T}{m^2} * 370\right) + \left(25.5 \frac{T}{m^2} * 58\right) + \left(0.5 * 0.5 * 1.8 \frac{T}{m^2} * 21\right) = 2228.45 \frac{T}{m^2}$$

$$A = 0.5 m * 0.5 m = 0.25 m^2$$

$$Q_u = q_u * A = 2228.45 \frac{T}{m^2} * 0.25 m^2 = 557.11 T$$

Ejemplo 9

A partir de los datos que se muestran en el diagrama, calcular la capacidad de carga ultima y la carga admisible que teóricamente resista la zapata cuadrada. Utilizando la teoría de Zeevaert.



Datos:

$$\gamma = 1.7 \frac{T}{m^2}$$

$$c = 3 \frac{T}{m^2}$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$Cr = 0.75$$

$$F_s = 3$$

Solución:

$$\frac{B}{L} \leq 1 \qquad \frac{Df}{B} \leq 2$$

$$\frac{B}{L} = \frac{1}{1} = 1 \leq 1 \qquad \frac{Df}{B} = \frac{2}{1} = 2 \leq 2$$

$$Nc = 5.14 * \left[1 + \left(0.25 * \frac{B}{L} \right) + \left(0.25 * \frac{Df}{B} \right) \right]$$

$$Nc = 5.14 * \left[1 + \left(0.25 * \frac{1}{1} \right) + \left(0.25 * \frac{2}{1} \right) \right] = 9$$

$$q_u = (c * Nc) + (\gamma * Df)$$

$$q_u = \left(3 \frac{T}{m^2} * 9 \right) + \left(1.7 \frac{T}{m^2} * 2 m \right) = 30.40 \frac{T}{m^2}$$

$$q_a = \frac{(c * Nc)}{F_s} + (\gamma * Df)$$

$$q_a = \frac{\left(3 \frac{T}{m^2} * 9\right)}{3} + \left(1.7 \frac{T}{m^2} * 2 m\right) = 12.4 \frac{T}{m^2}$$

Utilizando Zeevaert para $\phi=0^\circ$

$$N_c=5.7$$

$$N_q=1$$

$$N_\gamma=0$$

factores	Cimiento cuadrado
α_1	1.2
α'_1	1.2
α_2	0.6-0.8

$$q_u = [(\alpha_1 * c * N_c) + (\alpha'_1 * \gamma * D_f * N_q) + (\alpha_2 * 0.5 * B * \gamma * N_\gamma)] * (D_r + 0.1)$$

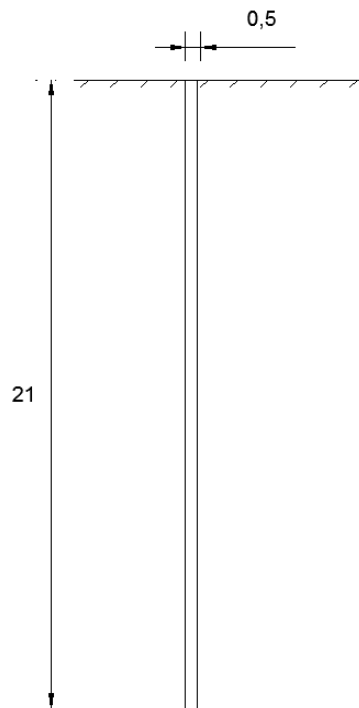
$$q_u = \left[\left(1.2 * 3 \frac{T}{m^2} * 5.7 \right) + \left(1.2 * 1.7 \frac{T}{m^2} * 2 m \right) \right] * (0.7 + 0.1) = 20.91 \frac{T}{m^2}$$

$$q_a = \frac{q_u}{F_s} = \frac{20.91 \frac{T}{m^2}}{3} = 7 \frac{T}{m^2}$$

Ejemplo 10

A partir de los datos que se muestran en el diagrama, calcular la capacidad de carga ultima y la carga admisible que teóricamente resista la cimentación. Utilizando la teoría de Meyerhof y la

teoría de Skempton.



Datos:

$$\gamma = 1.25 \frac{T}{m^2}$$

$$c = 2.2 \frac{T}{m^2}$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$Cr = 0.6$$

$$F_s = 3$$

Utilizando la teoría de Meyerhof para $\phi=0^\circ$

$$N_c=5$$

$$N_q=1$$

Solución:

$$q_u = (c * Nc) + (\gamma * Df * Nq)$$

$$q_u = \left(2.2 \frac{T}{m^2} * 5 \right) + \left(1.25 \frac{T}{m^2} * 21 m * 1 \right) = 37.25 \frac{T}{m^2}$$

$$A = 0.4 m * 0.4 m = 0.16 m^2$$

$$Q_u = q_u * A = 37.25 \frac{T}{m^2} * 0.16 m^2 = 5.96 T$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{3}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{3} = \frac{5.96 T}{3} = 1.98 T$$

Utilizando la teoría de Skempton

$$Nc=9$$

$$q_u = (c * Nc) + (\gamma * Df)$$

$$q_u = \left(2.2 \frac{T}{m^2} * 9 \right) + \left(1.25 \frac{T}{m^2} * 21 m \right) = 46.05 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_u = q_u * A = 46.05 \frac{T}{m^2} * 0.16 m^2 = 7.37 T$$

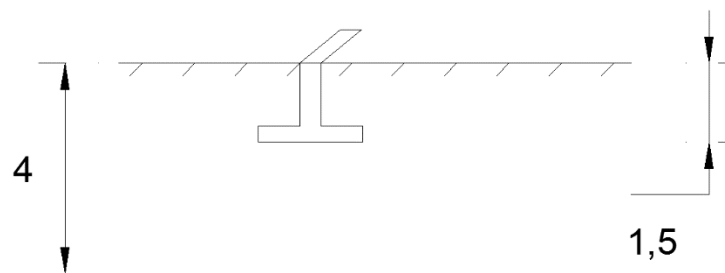
$$q_a = \frac{(c * Nc)}{F_s} + (\gamma * Df)$$

$$q_a = \frac{\left(2.2 \frac{T}{m^2} * 9\right)}{3} + \left(1.25 \frac{T}{m^2} * 21 m\right) = 32.85 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_a = q_a * A = 32.85 \frac{T}{m^2} * 0.16 m^2 = 5.25 T$$

Ejemplo 11

A partir de los datos que se muestran en el diagrama, calcular el factor de seguridad recomendable para la cimentación.



Datos:

Característica	γ [T/m ³]	c [T/m ²]	ϕ [°]
Estrato 1	1.5	1.5	20
Estrato 2	2	10	40

Solución:

$$P_{contacto} = \frac{Q}{A}$$

$$P_{contacto} = \frac{Q}{A} = \frac{18 \frac{T}{m^2}}{2 m^2} = 9 \frac{T}{m^2}$$

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 - \operatorname{sen} 20^\circ}{1 + \operatorname{sen} 20^\circ} = 0.5$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 + \operatorname{sen} 20^\circ}{1 - \operatorname{sen} 20^\circ} = 2$$

$$\sigma_{ha} = (\sigma_v * K_A) - (2 * c * \sqrt{K_A})$$

$$\sigma_{ha \ 1.5} = (\sigma_v * K_A) - (2 * c * \sqrt{K_A}) = \left(9 \frac{T}{m^2} * 0.5\right) - \left(2 * 1.5 \frac{T}{m^2} * \sqrt{0.5}\right) = 2.4$$

$$\sigma_{ha \ 4} = (\sigma_v * K_A) - (2 * c * \sqrt{K_A}) = \left(12.75 \frac{T}{m^2} * 0.5\right) - \left(2 * 1.5 \frac{T}{m^2} * \sqrt{0.5}\right) = 4.27$$

$$\sigma_{hp} = (\sigma_v * K_p) + (2 * c * \sqrt{K_p})$$

$$\sigma_{hp \ 1.5} = (\sigma_v * K_p) + (2 * c * \sqrt{K_p}) = \left(2.25 \frac{T}{m^2} * 2\right) + \left(2 * 1.5 \frac{T}{m^2} * \sqrt{2}\right) = 8.74$$

$$\sigma_{hp \ 4} = (\sigma_v * K_p) + (2 * c * \sqrt{K_p}) = \left(6 \frac{T}{m^2} * 2\right) + \left(2 * 1.5 \frac{T}{m^2} * \sqrt{2}\right) = 16.24$$

$$E_A = \left(\frac{\sigma_{ha\ 1.5} + \sigma_{ha\ 4}}{2} \right) * D$$

$$E_A = \left(\frac{\sigma_{ha\ 1.5} + \sigma_{ha\ 4}}{2} \right) * D = \left(\frac{2.4 + 4.27}{2} \right) * 2.5\ m = 8.34$$

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{hp\ 1.5} + \sigma_{hp\ 4}}{2} \right) * D$$

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{hp\ 1.5} + \sigma_{hp\ 4}}{2} \right) * D = \left(\frac{8.74 + 16.24}{2} \right) * 2.5\ m = 31.22$$

$$F_s = \frac{F_R}{F_A} = \frac{E_p}{E_A}$$

$$F_s = \frac{F_R}{F_A} = \frac{E_p}{E_A} = \frac{31.22}{8.34} = 3.74$$

Ejercicio 12

Calcular la carga ultima que teóricamente resista la cimentación. Utilizando la teoría de Zeevaert para zapata cuadrada

Datos:

B=3m D=1

Característica	γ [T/m ²]	c [T/m ²]	ϕ [°]	Dr
Estrato 1	1.6	4	20	0.72
Estrato 2	1.2	2.1	0	-

Para $\phi=20^\circ$ en falla general

$$N_c=17$$

$$N_q=7.5$$

$$N_\gamma=4.5$$

factores	Cimiento cuadrado
α_1	1.2
α'_1	1.2
α_2	0.6-0.8

Solución:

$$q_u = [(\alpha_1 * c * N_c) + (\alpha'_1 * \gamma * D_f * N_q) + (\alpha_2 * 0.5 * B * \gamma * N_\gamma)] * (D_r + 0.1)$$

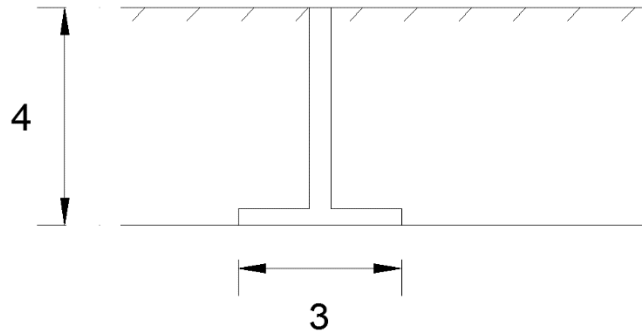
$$q_u = \left[\left(1.2 * 4 * \frac{T}{m^2} * 17 \right) + \left(1.2 * 1.6 * \frac{T}{m^2} * 1m * 7.5 \right) + \left(0.7 * 0.5 * 3m * 1.6 * \frac{T}{m^2} * 4.5 \right) \right] * (0.72 + 0.1) = 85 \frac{T}{m^2}$$

$$A = 3m * 3m = 9m^2$$

$$Q_u = q_u * A = 85 \frac{T}{m^2} * 9m^2 = 764.27T$$

Ejemplo 13

Calcular la carga ultima que teóricamente resista la zapata.



Datos:

Característica	γ [T/m ³]	c [T/m ²]	ϕ [°]	Dr
Estrato 1	1.6	4	20	0.72
Estrato 2	1.2	2.1	0	-

Solución:

$$\frac{B}{L} \leq 1$$

$$\frac{Df}{B} \leq 2$$

$$\frac{B}{L} = \frac{3}{3} = 1 \leq 1$$

$$\frac{Df}{B} = \frac{4}{3} = 1.33 \leq 2$$

$$N_c = 5.14 * \left[1 + \left(0.25 * \frac{B}{L} \right) + \left(0.25 * \frac{Df}{B} \right) \right]$$

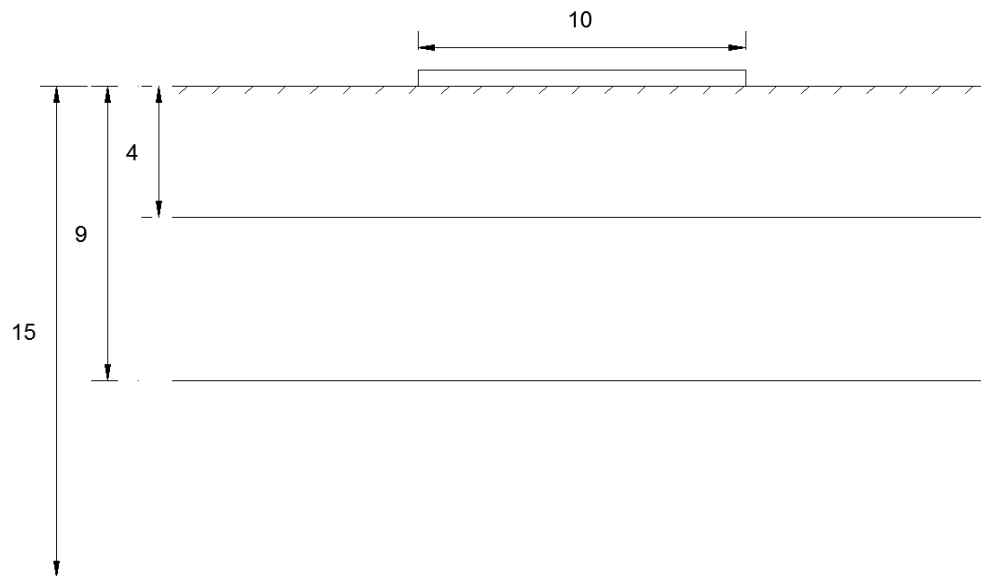
$$N_c = 5.14 * \left[1 + \left(0.25 * \frac{3}{3} \right) + \left(0.25 * \frac{4}{3} \right) \right] = 8.13$$

$$q_u = \left(2.1 \frac{T}{m^2} * 8.13 \right) + \left(1.6 \frac{T}{m^2} * 4 m \right) = 23.473 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_u = q_u * A = 23.473 \frac{T}{m^2} * 9 m^2 = 211.25 T$$

Ejemplo 14

Calcula la deformación de los estratos que se muestran en el siguiente diagrama.



Datos:

Características	Me [cm ² /kg]	Profundidad [m]	D [cm]
Estrato 1	0.007	4	400
Estrato 2	0.015	5	500
Estrato 3	0.033	6	600

$$B = 10 \text{ m}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$Q = 1000 \text{ T}$$

Solución:

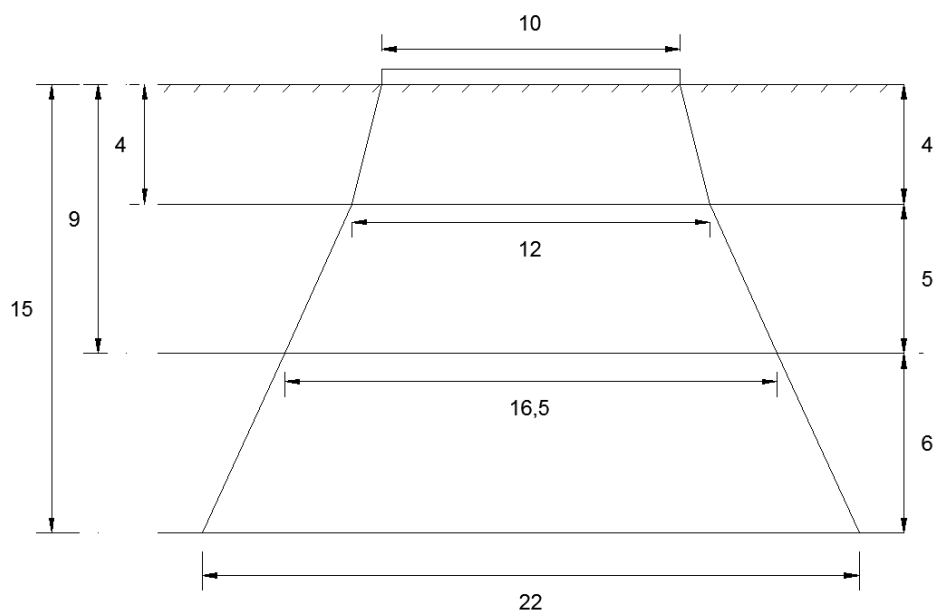
$$q_o = \frac{Q}{B * L}$$

$$q_o = \frac{Q}{B * L} = \frac{1000 \text{ T}}{20 \text{ m} * 10 \text{ m}} = 5 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

Para suelo estratificados

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta q$$

$$\Delta q = \frac{Q}{\Delta B * \Delta L}$$



profundidad	B [m]	L [m]	A [m ²]	Δq [T/m ²]	Δq [kg/cm ²]	D [cm]	Me [cm ² /kg]	d _e [cm]
0	10	20	200	5	0.5	0	0	0
2	12	22	264	3.788	0.379	400	0.007	1.06
6.5	16.5	26.5	437.25	2.287	0.229	500	0.015	1.72
12	22	32	704	1.420	0.142	600	0.033	2.81

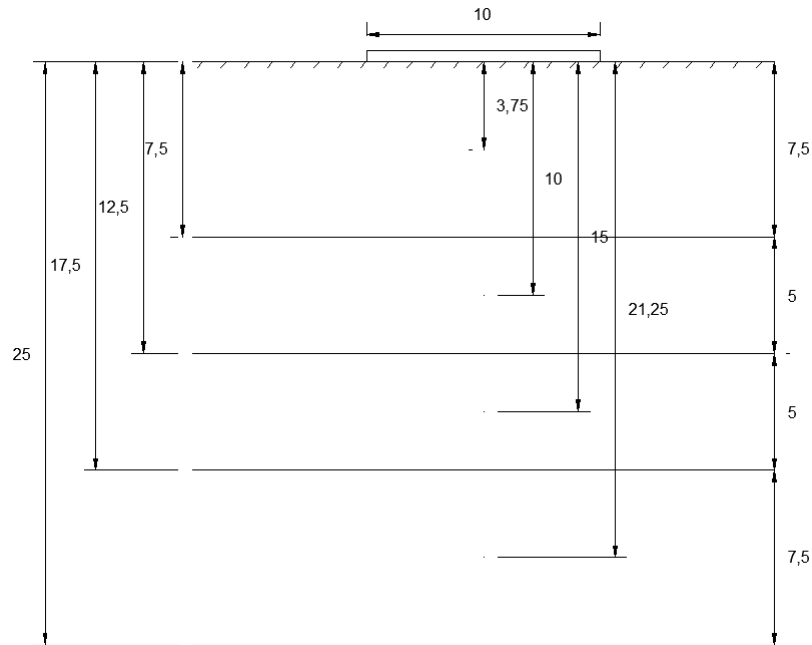
$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta q = \Sigma d_e = 5.59 \text{ cm}$$

$$d_a = 0.85 * d_e$$

$$d_a = 0.85 * d_e = 0.85 * 5.59 \text{ cm} = 4.75 \text{ cm}$$

Ejemplo 15

Calcula la deformación de los estratos que se muestran en el siguiente diagrama. Utilizando la teoría de Boussinesq.



Datos:

Características	Me [cm ² /kg]	Profundidad [m]	D [cm]
Estrato 1	0.009	7.5	750
Estrato 2	0.015	5	500
Estrato 3	0.11	5	500
Estrato 4	0.007	7.5	750

$$B = 10 \text{ m} = x$$

$$L = 15 \text{ m} = y$$

$$w = 5 \frac{T}{m^2}$$

Solución:

$$Q = w * A$$

$$Q = w * A = 5 \frac{T}{m^2} * 10 m * 15 m = 750 T$$

$$x' = x + z$$

$$y' = y + z$$

Para suelo estratificados

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma$$

$$\Delta\sigma = \frac{Q}{x' * y'}$$

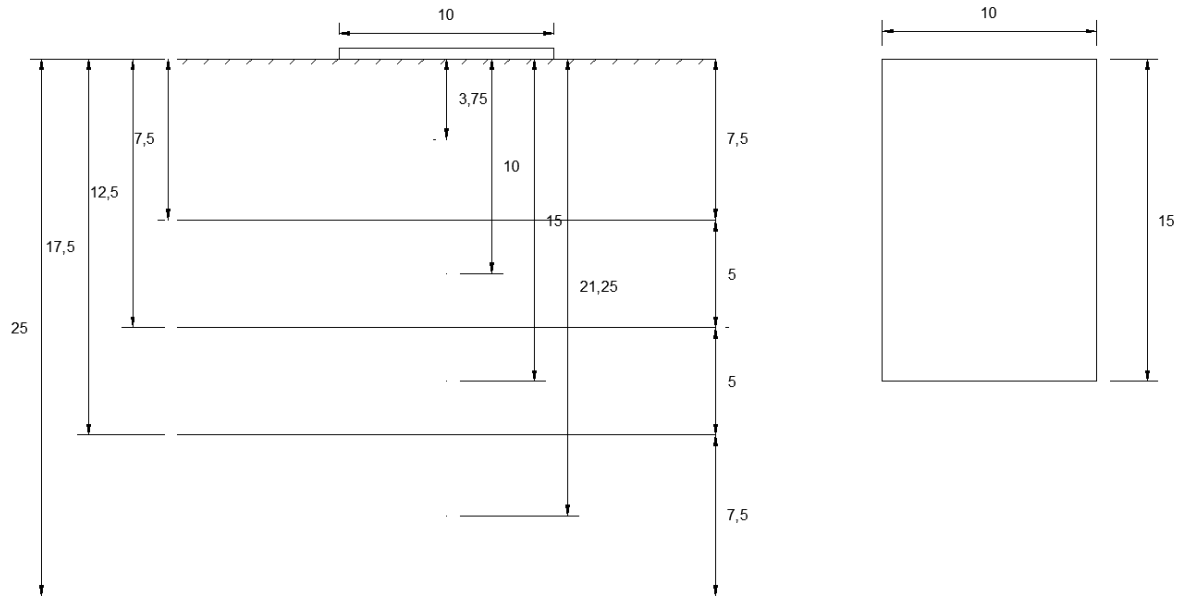
profundidad	x' [m]	y' [m]	A' [m ²]	$\Delta\sigma$ [T/m ²]	$\Delta\sigma$ [kg/cm ²]	D [cm]	Me[cm ² /kg]	d _e [cm]
3.75	13.75	18.75	257.81	2.91	0.291	750	0.009	1.964
10	20	25	500	1.5	0.15	500	0.015	1.125
15	25	30	750	1	0.1	500	0.11	5.500
21.25	31.25	36.25	1132.81	0.66	0.066	750	0.007	0.348

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma = 8.94 \text{ cm}$$

$$d_a = 0.85 * d_e$$

$$d_a = 0.85 * d_e = 0.85 * 8.94 \text{ cm} = 7.60 \text{ cm}$$

Utilizando la teoría de Boussinesq



$$m = \frac{x}{z}$$

$$n = \frac{y}{z}$$

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta \sigma$$

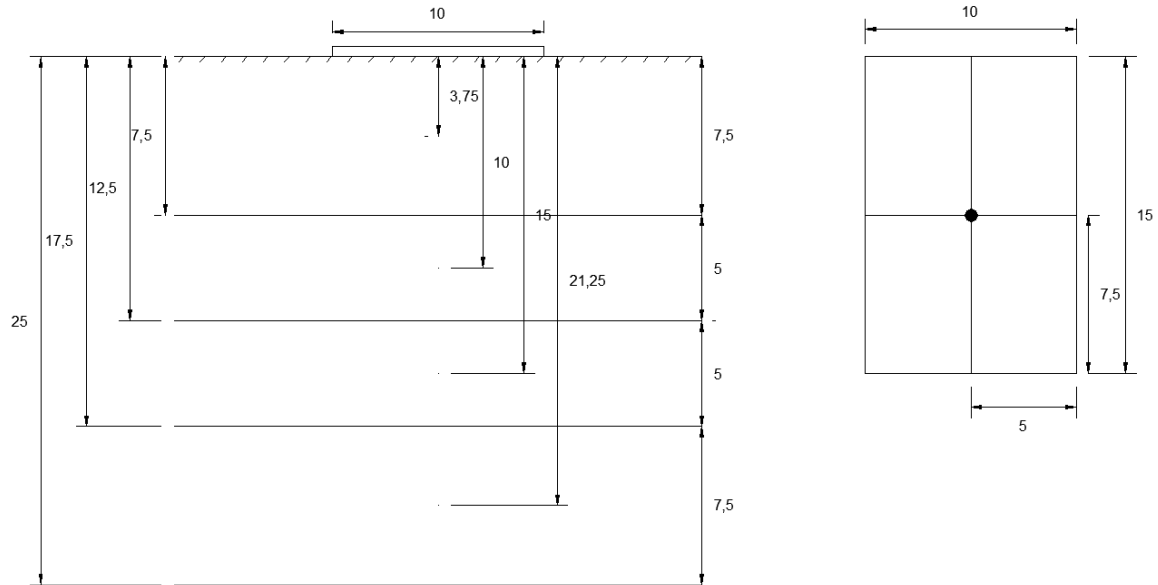
$$\Delta \sigma = w * w_o$$

$$w = 5 \frac{T}{m^2}$$

profundidad	m [m]	n [m]	W _o [m ²]	Δσ [T/m ²]	Δσ [kg/cm ²]	D [cm]	Me [cm ² /kg]	d _e [cm]
3.75	2.67	4	0.245	1.225	0.1225	750	0.009	0.827
10	1	1.5	0.195	0.975	0.0975	500	0.015	0.731
15	0.67	1	0.148	0.74	0.074	500	0.11	4.070
21.25	0.47	0.7	0.098	0.49	0.049	750	0.007	0.257

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma = 5.88 \text{ cm}$$

Utilizando la teoría de Boussinesq en el centro de área



$$x = 5 \text{ m}$$

$$y = 7.5 \text{ m}$$

$$m = \frac{x}{z}$$

$$n = \frac{y}{z}$$

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma$$

$\Delta\sigma = w * w_o$

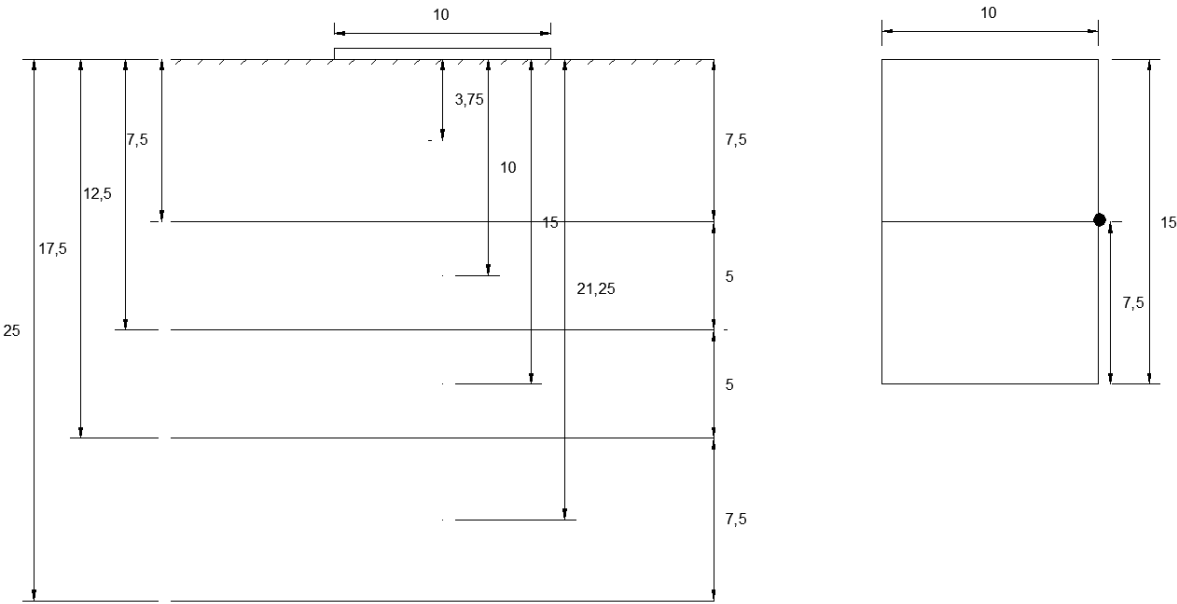
$w = 5 \frac{T}{m^2}$

$n_u = 4$

profundidad	m [m]	n [m]	W _o [m ²]	Wo*n _u	Δσ[kg/cm ²]	D [cm]	Me[cm ² /kg]	d _e [cm]
3.75	1.33	2	0.2185	0.874	0.437	750	0.009	2.94975
10	0.5	0.75	0.107	0.428	0.214	500	0.015	1.605
15	0.33	0.5	0.064	0.256	0.128	500	0.11	7.04
21.25	0.23	0.353	0.036	0.144	0.072	750	0.007	0.378

$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma = 11.97 \text{ cm}$

Utilizando la teoría de Boussinesq a un lado de la carga



$$x = 10 \text{ m}$$

$$y = 7.5 \text{ m}$$

$$m = \frac{x}{z}$$

$$n = \frac{y}{z}$$

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma$$

$$\Delta\sigma = w * w_o$$

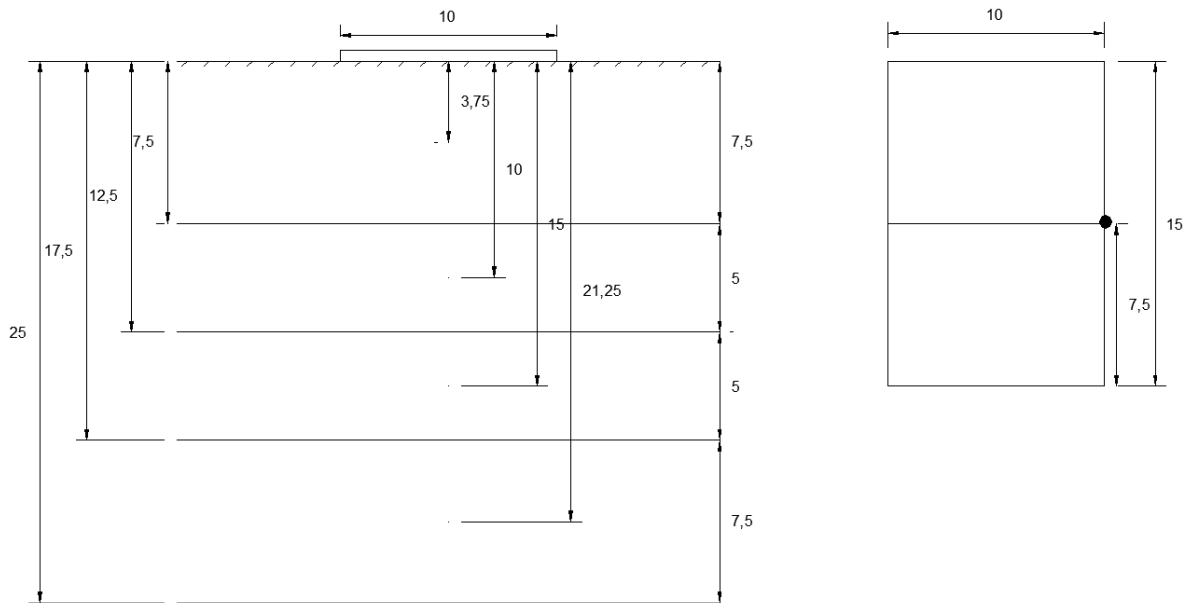
$$w = 5 \frac{T}{m^2}$$

$$n_u = 2$$

profundidad	m [m]	n [m]	W _o [m ²]	Wo*n _u	Δσ[kg/cm ²]	D [cm]	Me[cm ² /kg]	d _e [cm]
3.75	2.66	2	0.239	0.478	0.239	750	0.009	1.61325
10	1	0.75	0.155	0.31	0.155	500	0.015	1.1625
15	0.66	0.5	0.101	0.202	0.101	500	0.11	5.555
21.25	0.47	0.353	0.064	0.128	0.064	750	0.007	0.336

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma = 8.67 \text{ cm}$$

Utilizando diferentes cargas



$$x = 10 \text{ m}$$

$$y = 7.5 \text{ m}$$

$$w_1 = 5 \frac{T}{m^2}$$

$$w_2 = 12 \frac{T}{m^2}$$

$$m = \frac{x}{z}$$

$$n = \frac{y}{z}$$

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma$$

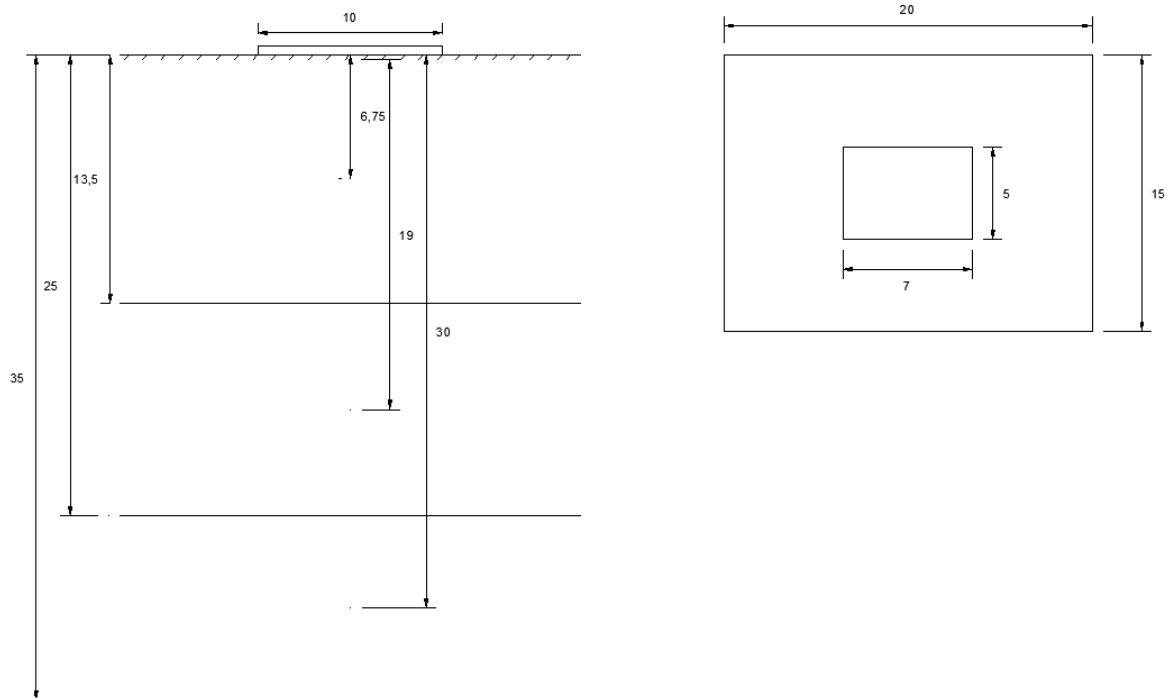
$$\Delta\sigma = w * w_o$$

profundidad	m[m]	n [m]	W _o [m ²]	Δσ[kg/cm ²]	Δσ[kg/cm ²]	D [cm]	Me[cm ² /kg]	d _e [cm]
3.75	2.66	2	0.239	0.1195	0.2868	750	0.009	2.742525
10	1	0.75	0.155	0.0775	0.186	500	0.015	1.97625
15	0.66	0.5	0.101	0.0505	0.1212	500	0.11	9.4435
21.25	0.47	0.353	0.064	0.032	0.0768	750	0.007	0.5712

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma = 14.73 \text{ cm}$$

Ejemplo 16

Calcula la deformación de los estratos que se muestran en el siguiente diagrama.



Datos:

Características	Me [cm ² /kg]	Profundidad [m]	D [cm]
Estrato 1	0.027	13.5	1350
Estrato 2	0.0042	11.5	1150
Estrato 3	0.141	10	1000

Solución:

Primera sección (área grande)

$$B = 20 \text{ m} = x$$

$$L = 15 \text{ m} = y$$

$$w = 8 \frac{T}{m^2}$$

$$n_u = 4$$

profundidad	m [m]	n [m]	W _o [m ²]	W _o *n _u
7	1.42	1.07	0.197	0.788
20	0.5	0.36	0.067	0.268
30	0.34	0.25	0.036	0.144

Segunda sección (área chica)

$$B = 7 \text{ m} = x$$

$$L = 5 \text{ m} = y$$

$$w = 8 \frac{T}{m^2}$$

$$n_u = 4$$

profundidad	m [m]	n [m]	W _o [m ²]	W _o *n _u
7	0.5	0.33	0.065	0.26
20	0.17	0.125	0.01	0.04
30	0.11	0.08	0.005	0.02

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta \sigma$$

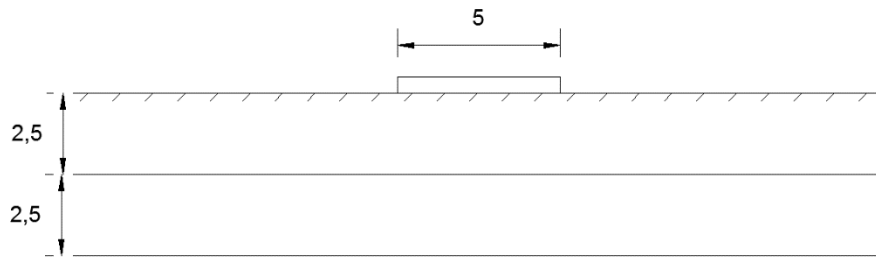
$$Wo_T = Wo_G - Wo_C$$

profundidad	Wo _G	Wo _C	Wo _T	Δσ[T/m ²]	Δσ[kg/cm ²]	D [cm]	Me[cm ² /kg]	d _e [cm]
3.75	0.788	0.26	0.528	4.224	0.4224	1350	0.027	15.39648
10	0.268	0.04	0.228	1.824	0.1824	1150	0.0042	0.880992
15	0.144	0.02	0.124	0.992	0.0992	1000	0.141	13.9872

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta \sigma = 30.26 \text{ cm}$$

Ejemplo 17

Calcula el factor de seguridad para la siguiente losa.



Datos:

Característica	γ [T/m ²]	c [T/m ²]	ϕ [°]
Estrato 1	1.5	2	20
Estrato 2	-	-	-

$$B = 5 \text{ m}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

Solución:

$$P_{\text{contacto}} = q = \frac{Q_{\text{máx}}}{A}$$

$$K_A = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

$$K_A = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1 - \text{sen } 20^\circ}{1 + \text{sen } 20^\circ} = 0.5$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \emptyset}{1 - \operatorname{sen} \emptyset} = \frac{1 + \operatorname{sen} 20^\circ}{1 - \operatorname{sen} 20^\circ} = 2$$

$$\sigma_{ha} = (\sigma_v * K_A) - (2 * c * \sqrt{K_A})$$

$$\sigma_v = q$$

$$\sigma_{ha\ 0} = (\sigma_v * K_A) - (2 * c * \sqrt{K_A}) = (q * 0.5) - \left(2 * 2 \frac{T}{m^2} * \sqrt{0.5}\right) = 0.5q - 2.83$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ha\ 2.5} &= (\sigma_v * K_A) - (2 * c * \sqrt{K_A}) = \left(\left(3.75 \frac{T}{m^2} + q\right) * 0.5\right) - \left(2 * 2 \frac{T}{m^2} * \sqrt{0.5}\right) \\ &= 0.5q - 0.96 \end{aligned}$$

$$E_A = \left(\frac{\sigma_{ha\ 0} + \sigma_{ha\ 2.5}}{2}\right) * D$$

$$E_A = \left(\frac{\sigma_{ha\ 0} + \sigma_{ha\ 2.5}}{2}\right) * D = \left(\frac{0.5q - 2.83 + 0.5q - 0.96}{2}\right) * 2.5\ m = 1.25q - 4.73$$

$$\sigma_{hp} = (\sigma_v * K_p) + (2 * c * \sqrt{K_p})$$

$$\sigma_{hp\ 0} = (\sigma_v * K_p) + (2 * c * \sqrt{K_p}) = \left(2 * 2 \frac{T}{m^2} * \sqrt{2}\right) = 5.66$$

$$\sigma_{hp\ 2.5} = (\sigma_v * K_p) + (2 * c * \sqrt{K_p}) = \left(2 \frac{T}{m^2} * 3.75\right) + \left(2 * 2 \frac{T}{m^2} * \sqrt{2}\right) = 13.16$$

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{ha\ 0} + \sigma_{ha\ 2.5}}{2} \right) * D$$

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{ha\ 0} + \sigma_{ha\ 2.5}}{2} \right) * D = \left(\frac{5.66 + 13.16}{2} \right) * 2.5\ m = 23.53$$

Igualando

$$E_p = E_A$$

$$1.25q - 4.73 = 23.53$$

$$q = 114.3 \frac{T}{m^2}$$

Sustituyendo si $w=10\ T/m^2$

$$\sigma_{ha\ 0} = (\sigma_v * K_A) - (2 * c * \sqrt{K_A}) = (10 * 0.5) - \left(2 * 2 \frac{T}{m^2} * \sqrt{0.5} \right) = 2.17$$

$$\sigma_{ha\ 2.5} = (\sigma_v * K_A) - (2 * c * \sqrt{K_A}) = \left(\left(3.75 \frac{T}{m^2} + 10 \right) * 0.5 \right) - \left(2 * 2 \frac{T}{m^2} * \sqrt{0.5} \right) = 4.05$$

$$E_A = \left(\frac{\sigma_{ha\ 0} + \sigma_{ha\ 2.5}}{2} \right) * D$$

$$E_A = \left(\frac{\sigma_{ha\ 0} + \sigma_{ha\ 2.5}}{2} \right) * D = \left(\frac{2.17 + 4.05}{2} \right) * 2.5\ m = 7.77 \frac{T}{m^2}$$

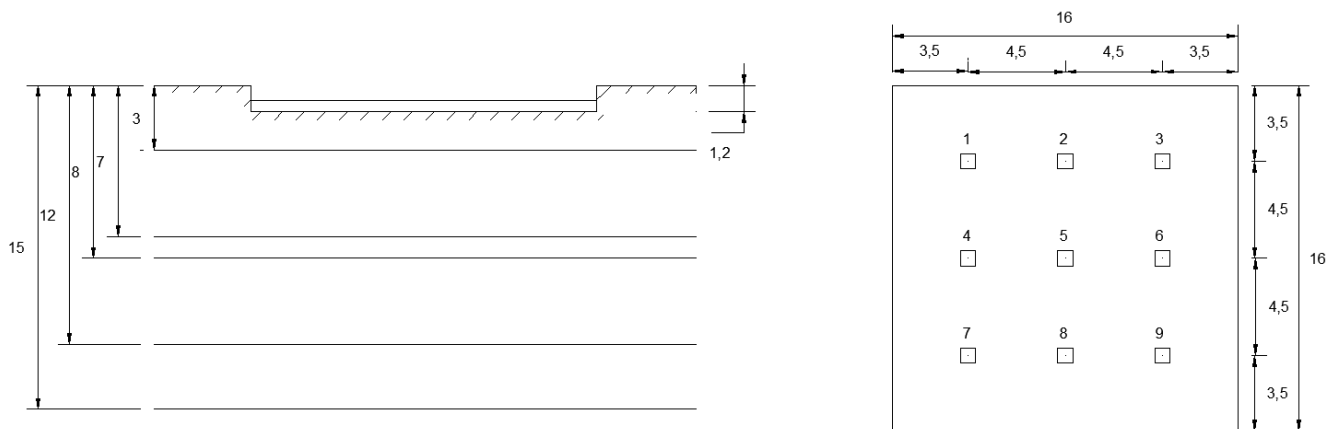
$$E_p = \left(\frac{\sigma_{ha0} + \sigma_{ha2.5}}{2} \right) * D = \left(\frac{5.66 + 13.16}{2} \right) * 2.5 \text{ m} = 23.53$$

$$F_s = \frac{F_R}{F_A} = \frac{E_P}{E_A}$$

$$F_s = \frac{F_R}{F_A} = \frac{E_P}{E_A} = \frac{23.53}{7.77} = 3$$

Ejemplo 18

Calcula las cargas y deformaciones que transmite la siguiente losa de cimentación.



Datos:

Columna	Carga
C1	54
C2	75
C3	54
C4	75
C5	106
C6	75
C7	54
C8	75
C9	54

Solución:

$$\Sigma Q_V = (4 * 54 T) + (4 * 75 T) + 106 T = 622 T$$

$$A = 16 m * 16 m = 256 m^2$$

$$P_{contacto} = q = \frac{622 T}{256 m^2} + 2.4 \frac{T}{m^2} = 4.82 \frac{T}{m^2}$$

$$I = \frac{x^3 * y}{12}$$

$$I = \frac{x^3 * y}{12} = \frac{(16 m)^4}{12} = 5461.33 m^4$$

$$M_V = 0.32 * \Sigma Q_V * \frac{2}{3} * h$$

$$M_V = 0.32 * \Sigma Q_V * \frac{2}{3} * h = 0.32 * 622 T * \frac{2}{3} * 7 m = 929.5 \frac{T}{m^2}$$

$$V = 0.32 * \Sigma Q_V = 0.32 * 622 T = 199.54 T$$

$$q_1 = q \pm \frac{M_V * \frac{x}{2}}{I} \pm \frac{0.3 * M_V * \frac{y}{2}}{I}$$

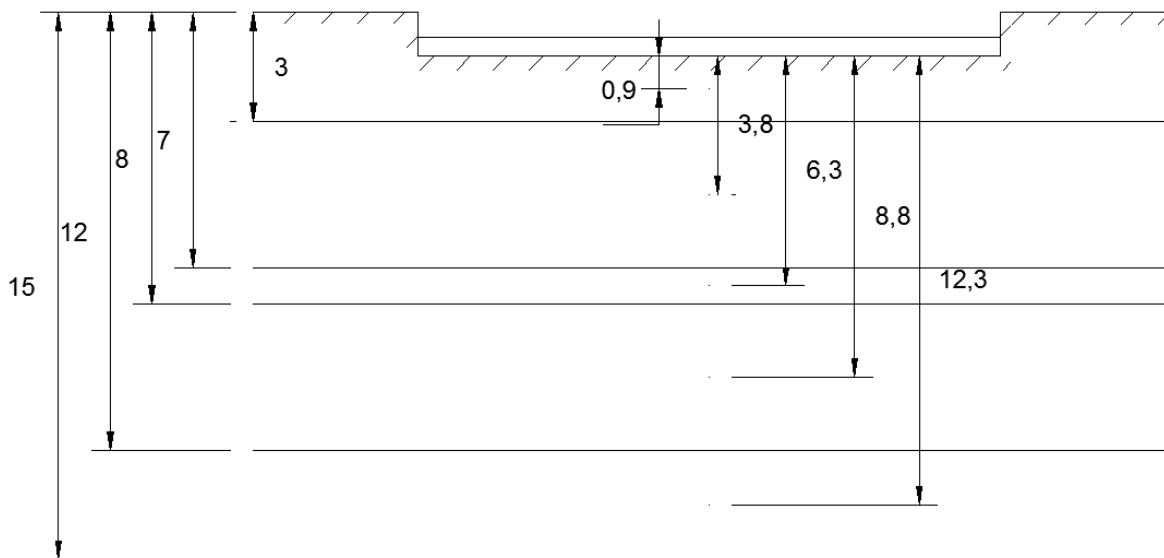
$$q_1 = q \pm \frac{M_V * \frac{x}{2}}{I} \pm \frac{0.3 * M_V * \frac{y}{2}}{I} = 4.82 \frac{T}{m^2} + \frac{929.5 \frac{T}{m^2} * \frac{16 m}{2}}{5461.33 m^4} + \frac{0.3 * 929.5 \frac{T}{m^2} * \frac{16 m}{2}}{5461.33 m^4}$$

$$q_1 = 4.82 \frac{T}{m^2} + 1.36 \frac{T}{m^2} + 0.4 \frac{T}{m^2} = 6.58 \frac{T}{m^2}$$

$$q_2 = 4.82 \frac{T}{m^2} - 1.36 \frac{T}{m^2} + 0.4 \frac{T}{m^2} = 3.86 \frac{T}{m^2}$$

$$q_3 = 4.82 \frac{T}{m^2} - 1.36 \frac{T}{m^2} - 0.4 \frac{T}{m^2} = 3.06 \frac{T}{m^2}$$

$$q_4 = 4.82 \frac{T}{m^2} + 1.36 \frac{T}{m^2} - 0.4 \frac{T}{m^2} = 5.78 \frac{T}{m^2}$$



Características	Me [cm ² /kg]	Profundidad [m]	D [cm]
Estrato 1	0.0115	3	180
Estrato 2	0.0239	4	400
Estrato 3	0.0239	1	100
Estrato 4	0.0267	4	400
Estrato 5	0.021	3	300

$$B = 10 \text{ m} = x$$

$$L = 15 \text{ m} = y$$

$$w = q = 4.82 \frac{T}{m^2}$$

$$m = \frac{x}{z} \quad n = \frac{y}{z}$$

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma$$

$$\Delta\sigma = w * w_o$$

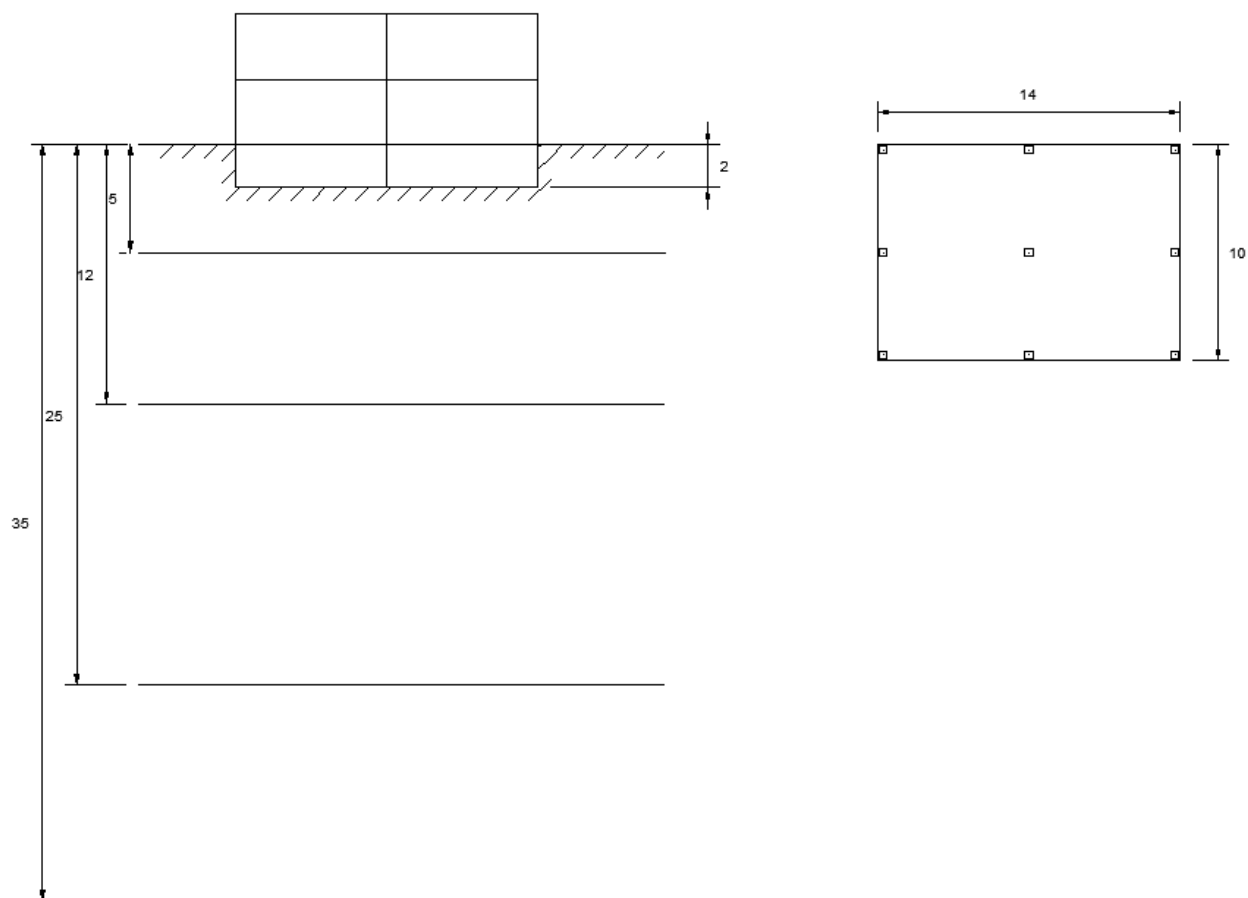
$$n_u = 4$$

profundidad	m [m]	n [m]	W _o [m ²]	W _o *n _u	Δσ[kg/cm ²]	D [cm]	Me[cm ² /kg]	d _e [cm]
3.75	8.8	8.8	0.25	1	0.482	180	0.0115	0.998
10	2.1	2.1	0.238	0.952	0.459	400	0.0239	4.387
15	1.26	1.26	0.212	0.848	0.409	100	0.0239	0.977
	0.9	0.9	0.167	0.668	0.322	400	0.0267	3.439
21.25	0.65	0.65	0.118	0.472	0.228	300	0.021	1.433

$$d_e = \Sigma Mei * D * \Delta\sigma = 11.23 \text{ cm}$$

Ejemplo 19

Calcular la profundidad de desplante adecuada para la siguiente estructura.



Datos:

Característica	γ [T/m ²]	c [T/m ²]	ϕ [°]
Estrato 1	1.6	-	-
Estrato 2	1.3	-	-
Estrato 3	1.2	-	-
Estrato 4	1.4	-	-

Solución:

$$\text{Peso de la estructura} = 14 * 10 * 4 * 1 = 560 \text{ T}$$

$$\text{Peso de la cimentación} = 14 * 10 * 2 = 280 \text{ T}$$

$$\Sigma Q_U = 560 \text{ T} + 280 \text{ T} = 840 \text{ T}$$

$$A = 14 \text{ m} * 10 \text{ m} = 140 \text{ m}^2$$

$$P_{contacto} = q = \frac{\Sigma Q_U}{A}$$

$$P_{contacto} = q = \frac{\Sigma Q_U}{A} = \frac{840 \text{ T}}{140 \text{ m}^2} = 6 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$Df = \frac{q}{\gamma}$$

$$Df = \frac{q}{\gamma} = \frac{6 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}}{1.6 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}} = 3.75 \text{ m}$$

A-3 FACTORES DE CONVERSIÓN.

MULTIPLÍQUESE	POR	PARA OBTENER
metros	3.28083	pies
metros	39.37	Pulgadas
metros	1.09361	Yardas
metros	1.19048	Varas
m ²	10.7639	pies ²
m ²	1.19599	yardas ²
m ³	35.3145	pies ³
m ³	1.30794	yardas ³
milímetros	3.28083x10 ⁻³	pies
milímetros	3.937x10 ⁻²	Pulgadas
mm ²	1.550x10 ⁻³	pulgadas ²
millas terrestre	1.60935	Km
millas terrestre	0.8684	millas náuticas
millas ²	259	Hectáreas
millas ²	2.590	Km ²
millas náuticas	6080.204	Pies
millas náuticas	1.85325	Km
millas náuticas	1.1516	millas terrestre
pies	30.4801	cm
pies	0.304801	m
pies	304.801	mm
pies	1.64468x10 ⁻⁴	millas náuticas
pies ²	9.29034x10 ⁻⁴	Áreas
pies ²	9.29034x10 ⁻⁶	Hectáreas
pies ²	0.929034	m ²
pies ³	2.8317x10 ⁴	cm ³
pies ³	2.8317x10 ⁻²	m ³
pies ³	6.22905	Galones imperiales ingleses
pies ³	28.3170	Litro
pies ³	2.38095x10 ⁻²	toneladas British Shipping
pies ³	0.025	toneladas U.S. Shipping
pulgadas	2.54001	cm
pulgadas	2.54001x10 ⁻²	m
pulgadas	25.4001	mm
pulgadas ²	6.45163	cm ²
pulgadas ²	645.163	mm ²
pulgadas ³	16.38716	cm ³
pulgadas ⁴	41.623143	cm ⁴
radianes	57.29578	Grados angulares

saco de cemento americano	42.6376	Kg
saco de cemento americano	94	libras
saco de cemento mexicano	50	Kg
toneladas brutas o largas	1016.05	Kg
toneladas brutas o largas	2240	libras
toneladas brutas o largas	1.01605	Toneladas métricas
toneladas brutas o largas	1.120	Toneladas cortas o netas
tonelada larga por pie	1.09366×10^4	Kg/m^2
tonelada largas por pulgada	1.57494	Kg/mm^2
tonelada netas o cortas	907.185	Kg
tonelada netas o cortas	0.89286	Toneladas brutas o largas
tonelada netas o cortas	0.907185	Toneladas métricas
toneladas métricas	2204.62	libras
toneladas métricas	0.98421	Toneladas brutas o largas
toneladas métricas	1.10231	Toneladas netas o cortas
toneladas British Shipping	42	pies ³
toneladas British Shipping	0.952381	toneladas U.S. Shipping
toneladas U.S. Shipping	1.050	toneladas British Shipping
toneladas U.S. Shipping	40	pies ³
yardas	0.914402	m
yardas ²	0.83613	m ²
yardas ³	0.764559	m ³
varas	0.84	m
acres	0.404687	Hectáreas
acres	4.04687×10^3	Km ²
áreas	1076.39	pies ²
barril de cemento americano	376	libras
barril de cemento americano	170.5506	kg
barril de petróleo	42	Galones E.U.
barril de petróleo	159	Litros
caballo de fuerza S. Métrico	0.98632	Caballo de fuerza H.P.
caballo de fuerza E.U.	1.01387	Caballo de fuerza S. Métrico
Centígrados Celsius	$1.8 + 32^{\circ}$	grados Fahrenheit
centímetros	3.28083×10^{-2}	pies
centímetros	0.3937	pulgadas
cm ²	0.1550	pulgadas ²
cm ³	3.53145×10^{-5}	pies ³
cm ³	6.102×10^{-2}	Pulgadas ³
cm ⁴	0.0240	Pulgadas ⁴
galones E.U	0.832702	Galones imperiales ingleses
galones E.U	3.78543	Litros
galones imperiales ingleses	0.160538	Pies ³
galones imperiales ingleses	1.20091	Galones E.U.
galones imperiales ingleses	4.54596	Litros
grados angulares	0.0174533	Radianes

grados Fahrenheit	.5556x(°F-32°)	Centígrados Celsius
gramos	2.20462x10 ⁻³	libras avoirdupois
hectáreas	2.47104	Acres
hectáreas	1.076387x10 ⁵	Pies ²
hectáreas	3.86101x10 ⁻³	Millas ²
kilogramos	2.20462	libras
kilogramos	9.84206x10 ⁻⁴	Toneladas brutas o largas
kilogramos	1.10231x10 ⁻³	Toneladas netas o cortas
Kg-m	7.233	Libras-pies
Kg-cm	0.86796	Libras-yarda
Kg/m	0.671972	Libras / pie
Kg/m	2.015913	Libras / yarda
Kg/cm ²	14.2234	Libras / pulgada ²
Kg/m ²	0.204817	Libras / pie ²
Kg/m ²	9.14362x10 ⁻⁵	Toneladas largas / pie ²
Kg/mm ²	1422.34	Libras / pulgada ²
kg*mm ²	0.634973	Toneladas largas / pulgada ²
kg*m ³	6.24283x10 ⁻²	Libras / pie ³
kilómetros	0.62137	Millas terrestre
kilómetros	0.53959	Millas náuticas
Km ²	247.104	Acres
Km ²	0.3861	millas ²
libras avoirdupois	453.592	gramos
libras avoirdupois	0.453592	Kg
libras avoirdupois	4.464x10 ⁻⁴	Toneladas brutas o larga
libras avoirdupois	4.53592x10 ⁻⁴	Toneladas métricas
Libras-pies	0.13826	Kg-m
Libras-pulgada	1.152127	Kg-cm
libras / pie	1.48816	Kg/m
libras / yarda	0.49605	Kg/m
libras / pie ²	4.88241	Kg/m ²
libras / pie ³	16.0184	Kg/m ³
libras / pulgada ²	7.031x10 ⁻²	Kg/cm ²
libras / pulgada ²	7.031x10 ⁻⁴	Kg/mm ²
litros	0.219975	Galones imperiales ingleses
litros	0.26417	Galones E. U.
litros	3.53145x10 ⁻²	pies ³

Relación entre el sistema M.K.S. y el sistema SI

1 kg ~ 10 N

1 t ~ 10 kN

$$1 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ kPa}$$

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$$

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa} \text{ ó } 100 \text{ kN/m}^2$$

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 14.22 \text{ lb/plg}^2$$

$$1 \text{ t/m}^2 = 0.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ kPa} \text{ ó } 10 \text{ kN/m}^2$$

$$1 \text{ t/m}^2 = 1.422 \text{ lb/plg}^2$$

$$1 \text{ gr/cm}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$1000 \text{ kg/m}^3 = 1 \text{ t/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$$

ANEXOS

Análisis probit.

La probit Y es una medida del porcentaje de la población vulnerable sometida a un fenómeno perjudicial de una determinada intensidad (V), que recibe un daño determinado. Tiene una distribución normal, con una media de 5 y una desviación normal de 1. La relación entre las variables probit (Y) y la probabilidad P es la siguiente:

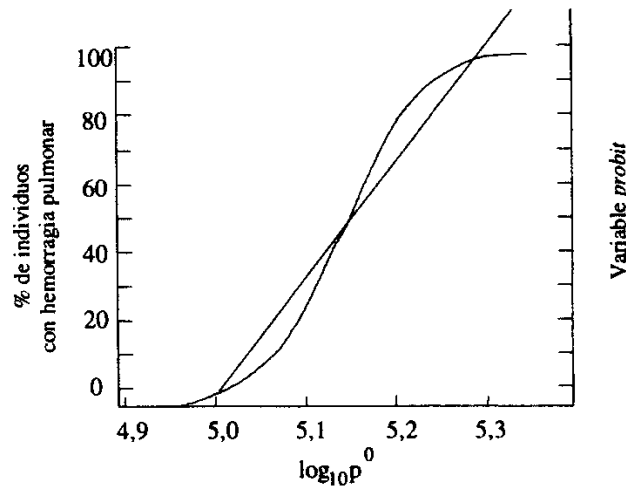
$$P = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{Y-5} \exp\left[-\frac{V^2}{2}\right] dV \dots\dots\dots 1$$

Ésta relación tiene la ventaja de transformar la función signoidal que corresponde a la relación dosirespuesta (por ejemplo sobrepresión – porcentaje de muertos) en una línea recta cuando se representa la función probit a escala lineal; ésto facilita considerablemente el ajuste de las constantes.

Normalmente la probabilidad (que varía de 0 a 1) es sustituida por un porcentaje (de 0 a 100), más práctico en los análisis de riesgo. Para su aplicación se suele utilizar la siguiente expresión:

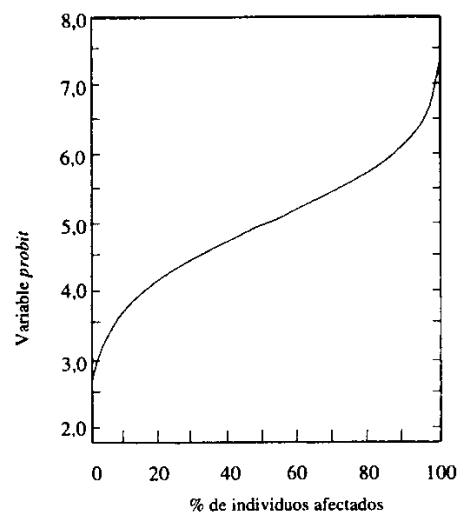
$$Y = a + b \ln V \dots\dots\dots 2$$

Donde a y b son constantes que se determinan experimentalmente a partir de la información procedente de accidentes o, en determinados casos, la varianza V , una medida de la intensidad de lo que causa el daño, puede tratarse de un solo parámetro o puede estar formada por una función de diversas variables.



Relación dosis / respuesta: transformación de una curva sigmoideal en una línea recta (aplicación al caso de muerte a causas de hemorragia pulmonar por sobrepresión).

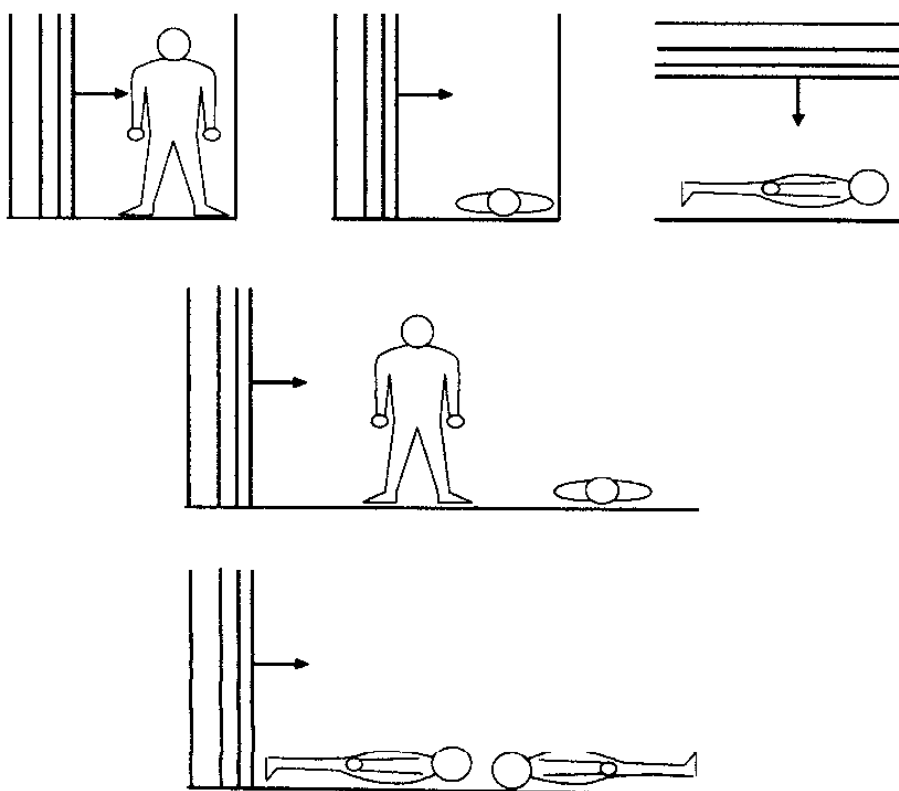
Este método, generalizado por Eisenberg y sus colaboradores en 1975, es en la actualidad el mejor procedimiento para realizar una estimación de las consecuencias de determinados accidentes mayores sobre la personas. La ecuación 2 permite, a partir de los efectos de un accidente, obtener de forma prácticamente directa el porcentaje de muertos y heridos de una determinada tipología. Posteriormente, La aplicación de este porcentaje sobre la población afectada por el accidente permitirá estimar el número de víctimas.



Mortalidad por hemorragia pulmonar.

La mortalidad por hemorragia pulmonar provocada por el aplastamiento de la caja torácica puede estimarse mediante la ecuación propuesta por Eisenberg (1975).

$$Y = -77.1 + 6.91 \ln \Delta P$$

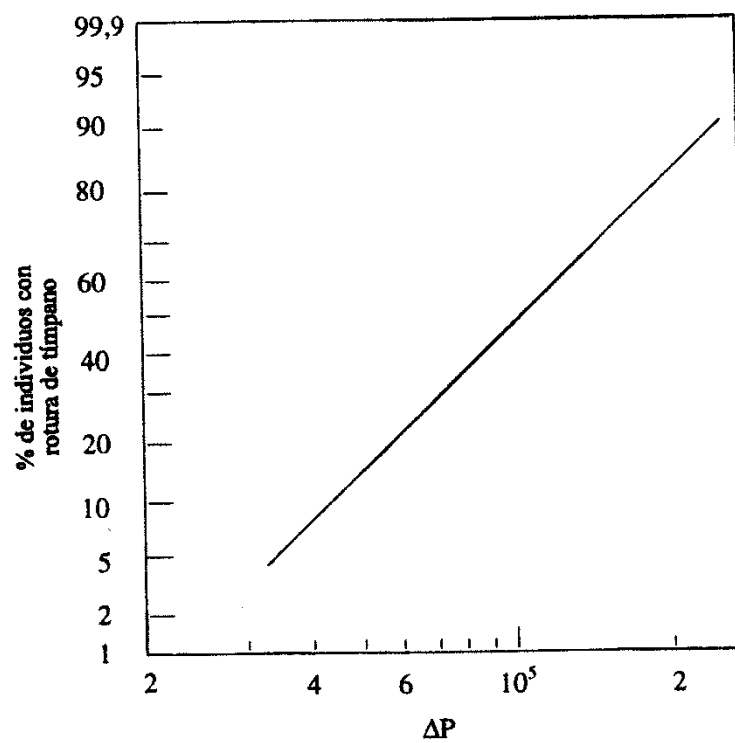


Distintas posiciones posibles del cuerpo a la onda de presión.

Ruptura del tímpano.

Hirsch (1968) basado en sus estudios propuso la siguiente expresión.

$$Y = -12.6 + 1.524 \ln \Delta P$$



Ruptura de tímpanos en función de la sobrepresión.

Desplazamiento del cuerpo.

White y Clemenson han propuesto el criterio para daños indirectos en la cabeza (Datos basados en experimentos con animales).

Criterios para daños en la cabeza (Fracturas en la base del cráneo)	
Velocidad del impacto (m/s)	Criterio
3	Seguro
4	Umbral
5.5	50%
7	100%

White ha propuesto los siguientes valores para daño ocasionado por la colisión de todo el cuerpo contra un obstáculo.

Criterios para la mortalidad por impacto en todo el cuerpo	
Velocidad del impacto (m/s)	Criterio
3	Seguro
6.5	Umbral
16.5	50%
42	100%

Mortalidad por impacto en la cabeza.

$$Y = 5 - 8.49 \ln S$$

$$S = \frac{2430}{\Delta P} + \frac{4 * 10^8}{\Delta P * i}$$

Donde:

i = es el impulso de la onda de presión ($\text{N m}^{-2} \text{ s}$) y ΔP la sobrepresión máxima (N m^{-2}).

Mortalidad por impacto en todo el cuerpo.

$$Y = 5 - 2.44 \ln S$$

$$S = \frac{7380}{\Delta P} + \frac{1.3 * 10^9}{\Delta P * i}$$

Efectos de fragmentos.

Básicamente se consideran dos tipos de fragmentos, los pulsantes y los de colisión, al no contar con una base de datos significativa, se han propuesto algunos valores:

Criterios para el impacto de objetos no penetrantes de 4.5 kg contra la cabeza o la columna vertebral	
Velocidad del impacto (m/s)	Criterio
3	Umbral de seguridad
4.5	Daños probable
7	Daño seguro