

Construcciones civiles III

Ing. Julio Benito Intriago Flores, Mgs.
Ing. Marjory Elizabeth Caballero Mendoza, Mgs.
Ing. Lucy Elizabeth Solórzano Villegas, Mgs.
Ing. Gema Monserrate Zambrano Baque.
Ing. Jimmy Colon García Mejía, Mgs.
Arq. José Fabián Véliz Párraga, PhD.
Ing. Olinda Elizabeth Caicedo Arévalo, Mgs.
Arq. Pablo Alfonso Guadamud Mieles, Mgs





© Ing. Julio Benito Intriago Flores, Mgs.
Ing. Marjory Elizabeth Caballero Mendoza, Mgs.
Ing. Lucy Elizabeth Solórzano Villegas, Mgs.
Ing. Gema Monserrate Zambrano Baque.
Ing. Jimmy Colón García Mejía, Mgs.
Arq. José Fabián Véliz Párraga, PhD.
Ing. Olinda Elizabeth Caicedo Arévalo, Mgs.
Arq. Pablo Alfonso Guadamud Mieles, Mgs

© Editorial Grupo Compás, 2025
Guayaqui, Ecuador
www.grupocompas.com
<http://repositorio.grupocompas.com>

Primera edición, 2025

ISBN: 978-9942-33-942-3

Distribución online

 Acceso abierto

Cita

Intriago, J., et Al(2025) Construcciones civiles III. Editorial Grupo Compás

Este libro ha sido debidamente examinado y valorado en la modalidad doble par ciego con fin de garantizar la calidad de la publicación. El copyright estimula la creatividad, defiende la diversidad en el ámbito de las ideas y el conocimiento, promueve la libre expresión y favorece una cultura viva. Quedan rigurosamente prohibidas, bajo las sanciones en las leyes, la producción o almacenamiento total o parcial de la presente publicación, incluyendo el diseño de la portada, así como la transmisión de la misma por cualquiera de sus medios, tanto si es electrónico, como químico, mecánico, óptico, de grabación o bien de fotocopia, sin la autorización de los titulares del copyright.

Contenido

PRÓLOGO	6
CAPITULO I. MECÁNICA DE SUELOS	8
Propiedades geotécnicas del suelo.....	8
Tipos de pavimentos	8
Materia filtrante	10
Definición	10
Especificaciones Técnicas.....	10
Unidad de medida	10
Subbase.....	11
Definición	11
Especificaciones Técnicas.....	11
Unidad de medida	12
Base granular.....	12
Especificaciones Técnicas.....	12
Unidad de medida	13
Figura 5. Base	13
Tubería perforada de 200 mm para subdrenes	13
Definición	13
Especificaciones Técnicas.....	13
Grava para subdren (ripio $\frac{3}{4}$ y $\frac{3}{8}$)	14
Definición	14
Especificaciones Técnicas.....	14
Geotextil	15
Definición	15
Especificaciones Técnicas.....	15
Unidad de medida	16
Propiedades	16
Geomalla	17
Definición	17

Unidad de medida	17
Especificaciones Técnicas.....	17
CAPITULO II. CIMENTACIONES EN CONSTRUCCIONES CIVILES	20
Introducción.....	20
Estado límite de falla	20
Estado límite de servicio/asentamientos por deformaciones.....	20
Estudio geotécnico.....	20
Estudio geotécnico preliminar.....	21
Estudio geotécnico definitivo.....	21
Estructuras de contención	21
Exploración por sondeos.....	21
Factor de seguridad	21
Suelos no cohesivos o granulares.....	21
Unidad de construcción	22
Sobre la ejecución de los estudios geotécnicos	23
Etapas Generales del Estudio y Diseño Geotécnico	24
Clasificación de las unidades de construcción por categorías	25
Estudio geotécnico definitivo.....	26
Aspectos relativos a cada unidad geológica o de suelo	27
Métodos de exploración, diseño y recomendaciones geotécnicas	28
Métodos permitidos para la exploración de campo	29
Exploración directa	29
Exploración indirecta.....	29
Macizos rocosos	30
Ensayos de campo	30
Exploración por sondeos.....	30
Características y distribución de los sondeos	30
Profundidad de los sondeos.....	32
Agua subterránea	34
Tipo y número de ensayos	41

Tipos de suelos.....	43
Criterios adicionales:.....	44
Suelos cohesivos o finos	44
Factores de seguridad.....	44
Criterios para elegir el factor de seguridad:	44
Factor de seguridad por corte mínimos.....	44
Factores de Seguridad Indirectos	45
Estabilidad de taludes y excavaciones	46
Criterios de diseño	47
Verificación de estados límite.....	48
Función de la cimentación.....	49
Clasificación de las cimentaciones	50
Factores de Seguridad Indirectos Mínimos (FSIM).....	50
CAPITULO III. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE ACERO	51
Aspectos generales	51
Figura 10. Proceso de producción de acero	54
Clasificación de los aceros.....	54
Composición química de los aceros.....	54
Según el contenido de oxidos	55
Según Propiedades mecánicas.....	55
Acero Común:	56
Aceros de Alta Resistencia:	56
Aceros Especiales:.....	56
Diagrama Tensión –Deformación del Acero.....	56
El acero en la construcción	56
Ventajas del acero en la construcción:	57
Usos comunes del acero en la construcción:	57
Tipos de acero usados:	57
Comportamiento sísmico de las estructuras de acero	57
CAPITULO IV. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PREFABRICADOS.....	59

Introducción.....	59
Aspecto estructural y constructivo.....	60
Concepto estructural.....	60
Elementos estructurales.....	61
Cimientos	61
Columnas	66
Vigas.....	66
Losas de entrepiso	67
CAPITULO V. HORMIGONES EN LA CONSTRUCCIÓN	73
Dosificación de hormigones livianos.....	74
a) Densidad	74
b) Trabajabilidad.....	75
c) Resistencia	75
Programa Experimental y Análisis de Resultados.....	75
Materiales y Fabricación.....	75
Análisis de Resultados:.....	76
Hormigón pretensado: conceptos generales.....	76
Corrosión	77
Corrosión por carbonatación del hormigón	78
Corrosión por acción de cloruros.....	78
Principales problemas presentados en las estructuras por corrosión.....	78
Reparación de estructuras de hormigón armado deterioradas por la corrosión	81
Métodos electroquímicos de rehabilitación	81
CAPITULO VI. HORMIGON PRETENSADO	83
Conceptos básicos	83
Comportamiento del hormigón pretensado:	83
Bibliografía.....	88

PRÓLOGO

Esta obra trata de temas constructivos, con ejemplos prácticos en el Ecuador y de acuerdo a la normativa vigente, conceptos y ecuaciones universales para el mejor entendimiento, está dividido en seis capítulos que a continuación detallaremos:

Capítulo I: Mecánica de suelos. Aquí estudiaremos las propiedades geotécnicas, y los diferentes tipos de materiales utilizados en la construcción.

Capítulo II: Cimentaciones en construcciones civiles. Analizaremos los diferentes tipos de cimentaciones que existen, tipos de suelos, ensayos y estudios geotécnicos.

Capítulo III: Sistemas constructivos de aceros. Los aspectos generales, como se produce el acero en específico su composición química resistencia y utilización en las construcciones.

Capítulo IV: Sistemas constructivos prefabricados. Sus aspectos estructurales, conceptos, elementos como cimientos, columnas, vigas y losas de entrepisos.

Capítulo V: Hormigones en la construcción. Dosificación de hormigones livianos, materiales y fabricación, corrosión, reparaciones.

Capítulo VI: Hormigón pretensado. Conceptos básicos y su comportamiento

Dedicatoria

Dedicarle a Dios este logro sin ÉL nada pudiera ser, a la familia, que son su amor y paciencia son el motor para seguir adelante, al equipo de trabajo y a ustedes lectores por el apoyo incondicional.

“Todo lo puedo en Cristo que me fortalece (Filipense 4.13)”

CAPITULO I.

MECÁNICA DE SUELOS

Propiedades geotécnicas del suelo

El diseño de cimentaciones de estructuras como edificios, puentes y presas requiere por lo general de un conocimiento de factores como a) la carga que se transmitirá por la superestructura al sistema de cimentación, b) los requerimientos del reglamento de construcción local, c) el comportamiento y la deformabilidad relacionada con el esfuerzo de los suelos que soportarán el sistema de cimentación y d) las condiciones geológicas del suelo en consideración. Para un ingeniero de cimentaciones, los dos últimos factores son muy importantes ya que tienen que ver con la mecánica de suelos.

Las propiedades geotécnicas de un suelo, como su distribución granulométrica, plasticidad, compresibilidad y resistencia cortante, se pueden evaluar mediante pruebas de laboratorio adecuadas.

Así pues, el técnico debe tener una comprensión completa de la geología del área, es decir, el origen y la naturaleza de la estratificación del suelo y también de las condiciones del agua en el subsuelo. La ingeniería de cimentaciones es una combinación ingeniosa de mecánica de suelos, ingeniería geológica y buen juicio derivado de una experiencia pasada, que hasta cierto punto se puede denominar un arte.

Tipos de pavimentos

En la siguiente graficas se puede evidenciar los tres principales tipos de pavimentos entre ellos:

- Los flexibles,
- Semirrígidos y;
- Rígidos

Cada uno de ellos con una estructura típica de materiales como se puede evidenciar en la figura 1.



Figura 1. Estructuras de pavimentos flexible, semirrígido y rígido.

También en el ejemplo guía, en la figura N.2 se detalla una muestra de sección típica de una vía en el cantón Portoviejo, provincia de Manabí- Ecuador.

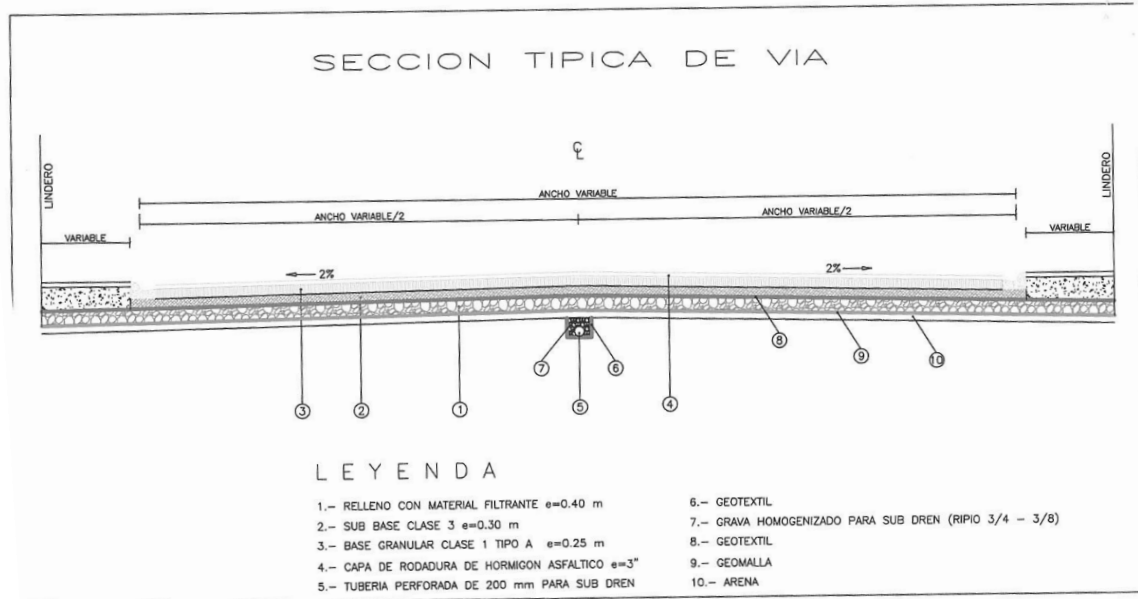


Figura 2. Sección típica de vía

A continuación, detallaremos algunas de las especificaciones técnicas de los materiales utilizados de la Figura 1.

Materia filtrante

Definición

Es el conjunto de operaciones que deben realizarse para restituir con material Filtrante y técnicas apropiadas, las áreas y espesores debidamente definidos en los planos de construcción o a las órdenes que motivadamente imparta en el sitio el Fiscalizador de la obra.

Especificaciones Técnicas

No se deberá proceder a efectuar ningún relleno sin antes obtener la aprobación del Fiscalizador, pues en caso contrario, este podrá ordenar la total extracción del material utilizado en rellenos no aprobados por el, sin que el Constructor tenga derecho a ninguna retribución por ello.

El material tendrá una granulometría MTOP de tal forma que el tamaño de sus agregados sea de mínimo 3" y máximo 6", no permitiéndose bajo ningún concepto que contenga agregados finos. La capa de filtrante será debidamente compactada con vibro compactador, mínimo a 95% del Proctor. El Fiscalizador debe comprobar las longitudes, anchos, espesores, pendientes o bombeos transversales antes de efectuar el relleno.

El rubro una vez que haya sido ejecutado tendrá la aprobación del Fiscalizador y conjuntamente con el Contratista procederán a elaborar el Protocolo de Medición donde se dejan indicadas las cantidades efectivas realizadas y con vuestras firmas legalizaran el documento que será el sustento de la planilla más los datos de topografía generados en el sitio de los trabajos.

Unidad de medida

El Metro Cúbico será la unidad con que se cuantifique el real y efectivo volumen ejecutado, midiendo en sitio con equipos de precisión para luego elaborar la hoja de cálculo y así obtener el volumen efectivo.

La composición en peso de material de filtro en el sitio, cumplirán la granulometría indicada en las siguientes tablas, la cual se determinará según el método de ensayo INEN 696. Ver tabla 1.

Tabla 1. Clase 1 y 2 de material filtrante.

CLASE 1		
Tamiz	TIPO A	TIPO B
	% que pasa	
2" (50.8 mm)	-	100
1 1/2" (38.1 mm)	-	95-100
3/4" (19.0 mm)	100	50-100
1/2" (12.7 mm)	95-100	-
3/8" (9.50 mm)	70-100	15-55
No. 4 (4.75 mm)	0-55	0-25
No. 8 (2.36 mm)	0-10	0-5
No. 200 (0.075 mm)	0-3	0-3

CLASE 2	
Tamiz	% que pasa
1" (25.4 mm)	100
3/4" (19.0 mm)	90-100
3/8" (9.50 mm)	40-100
No. 4 (4.75 mm)	25-40
No. 8 (2.36 mm)	18-3
No. 30 (0.60 mm)	5-15
No. 50 (0.30 mm)	0-7
No. 200 (0.075 mm)	0-3

Subbase

Definición

En las áreas indicadas en los planos o en las que el Fiscalizador motivadamente lo disponga, se aplicará este relleno que permitirá mejorar las condiciones de la subrasante en unos casos, o a mejorar los lechos para proteger tuberías para varias funciones o para nivelar los suelos mejorados previo la colocación de arenisca para asentar adoquines u otro material de revestimiento.

Especificaciones Técnicas

La provisión de este material será de las canteras localizadas dentro del límite jurisdiccional cantonal, estará compuesta por agregados obtenidos por proceso de trituración o de cribado, estará liberada de impurezas u otros materiales que afecten su condición, será transportada en volquetas con seguridades que impidan su desborde al suelo desde su provisión hasta el sitio de la obra; de acuerdo a los espesores que se tengan que aplicar, será compactadas en espesores no mayores a los 20 centímetros. El rubro una vez que haya sido ejecutado tendrá la aprobación del Fiscalizador y conjuntamente con el Contratista procederán a elaborar el Protocolo de Medición donde se dejan indicadas las cantidades efectivas realizadas y con vuestras firmas legalizaran el documento que será el sustento de la planilla más los datos de topografía generados en el sitio de los trabajos y los resultados del ensayo de laboratorio sobre la calidad del material y las pruebas de compactación correspondientes.

Unidad de medida

El Metro Cúbico será la unidad con que se cuantifique el real y efectivo volumen ejecutado, midiendo en sitio con equipos de precisión para luego elaborar la hoja de cálculo y así obtener el volumen efectivo.

A continuación, en la figura 3 se detallan las capas de la subbase.

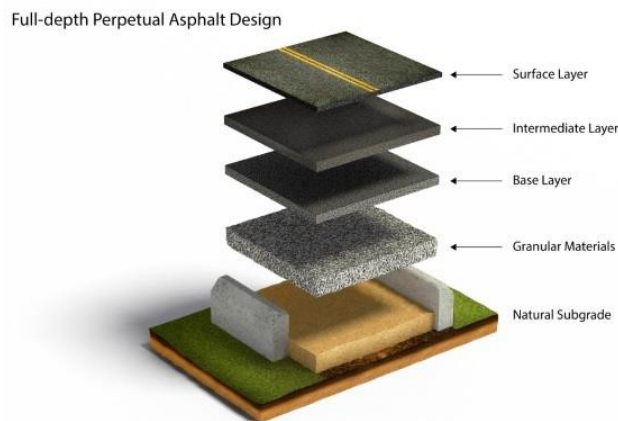


Figura 4. Detalle de la subbase

Base granular

Es el material que permitirá rellenar la capa que corresponda, para garantizar el mejoramiento de la estructura de la calle, previo a recibir la imprimación asfáltica.

Especificaciones Técnicas

Sólo cuando se haya dado cumplimiento al rubro anterior, se procederá a efectuar el relleno de material granular consistente en Base Clase 1-B, que irá debidamente compactado y con la adecuada humedad óptima. El espesor de este relleno, igualmente es variable bajo las mismas condiciones en que se efectúa la sub base clase 3, debiéndose al final darse el acabado tipo sellado de la base. El material cumplirá las especificaciones técnicas del MTOP (NEVI 12-3, 2013). El rubro una vez que haya sido ejecutado tendrá la aprobación del Fiscalizador y conjuntamente con el Contratista procederán a elaborar el Protocolo de Medición donde se dejan indicadas las cantidades efectivas realizadas y con vuestras firmas legalizaran el documento que será el sustento de la planilla. El precio será el que indique el contrato y su pago se efectuará a través de la aprobación de la planilla, con la certificación o pruebas que correspondan del caso o que las disponga el Fiscalizador de la obra. En la figura 4 se puede observar las capas

Unidad de medida

La unidad de medida es el Metro Cúbico y en él se determinarán tanto las áreas como los espesores que pueden o no variar a lo largo y ancho de la vía, se detalla la capa de base en la figura 5

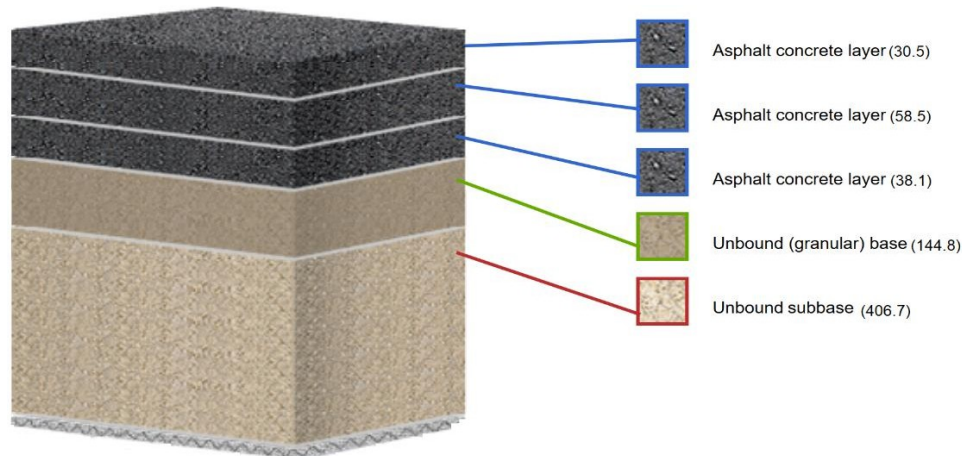


Figura 5. Base

Tubería perforada de 200 mm para subdrenes

Definición

Una tubería perforada de 200 mm para subdrenaje es un tipo de conducto utilizado en sistemas de drenaje para el control y la gestión del agua subterránea. Esta tubería está diseñada con agujeros o perforaciones a lo largo de su longitud, lo que permite que el agua entre en la tubería desde el suelo circundante.

Especificaciones Técnicas

El suministro e instalación de esta tubería perforada, más sus accesorios de ser necesarios, será en material polivinilo cloruro para drenajes o desagües, comprende el transporte, stock y más maniobras que deba hacer el Constructor para distribuirla a lo largo o ancho donde lo disponga el Fiscalizador o a lo indicado en los planos de construcción.

El rubro una vez que haya sido ejecutado tendrá la aprobación del Fiscalizador y conjuntamente con el Contratista procederán a elaborar el Protocolo de Medición donde se dejan indicadas las cantidades efectivas realizadas y con vuestras firmas legalizaran el documento que será el sustento de la planilla más los datos de topografía generados en el sitio de los trabajos. El precio será el que indique el contrato y su pago se efectuará a través de la aprobación de la planilla. Ver figura 6



Figura 6. Tuberías para subdrenes

Grava para subdren (ripio $\frac{3}{4}$ y $\frac{3}{8}$)

Definición

Se refiere a un material utilizado comúnmente en sistemas de drenaje para promover el flujo de agua hacia las tuberías de drenaje subterráneo. Este tipo de grava suele tener un tamaño específico que permite una buena permeabilidad y facilita el movimiento del agua a través de ella.

Especificaciones Técnicas

Las designaciones " $\frac{3}{4}$ " y " $\frac{3}{8}$ " se refieren al tamaño de las partículas de grava. Por ejemplo:

- Grava $\frac{3}{4}$: Significa que la grava tiene un tamaño de partícula de aproximadamente $\frac{3}{4}$ de pulgada (aproximadamente 19 mm).
- Grava $\frac{3}{8}$: Indica que la grava tiene un tamaño de partícula de aproximadamente $\frac{3}{8}$ de pulgada (aproximadamente 9.5 mm).

La grava para subdrenaje se utiliza en capas alrededor y encima de las tuberías perforadas en sistemas de drenaje para proporcionar un medio poroso a través del cual el agua pueda fluir libremente hacia las tuberías de drenaje.

Estará conformada por grava de tamaños $\frac{3}{4}$ " y $\frac{3}{8}$ " provenientes de canteras bajo tratamiento de trituración y cribado seleccionado, la cantera que provea dicho material deberá estar dentro del límite jurisdiccional del cantón, libre de impurezas y que cumplan las normas técnicas requeridas. En la figura 7, observamos gravas para subdrenes.



Figura 7. Gravas para subdrenes

Geotextil

Definición

Esta especificación se aplicará para la utilización de drenes, subdren, drenes verticales y drenes horizontales. Este trabajo consistirá en la colocación de geotextil de fibras sintéticas no tejido a fin de impedir el paso de material fino, de acuerdo con los requerimientos del diseño.

Se usarán los geotextiles no tejidos para filtrar los materiales finos e impedir el arrastre del material durante el flujo de agua, evitando así la colmatación del sistema de drenaje. Se los instalará como recubrimiento de tuberías de subdren y subdren.

El geotextil para utilizar debe satisfacer los requerimientos especificados en las disposiciones del contrato, deberán ser no tejidos y serán fabricados con materiales inertes que no se descompongan por la acción de las bacterias u hongos; no les debe afectar los ácidos, los álcalis y los aceites, deben ser resistentes al desgaste, rasgaduras y perforaciones.

Especificaciones Técnicas

El uso de los geotextiles está garantizado ante la norma técnica establecida en las especificaciones técnicas del MTOP sección 406 y por lo tanto se ceñirá su empleo a las condiciones que señale la especificación antes descrita. Esta lámina se aplicará sobre toda el área prevista a colocar el sub dren, previamente se deberá de colocar la grava homogenizada y finalmente se envuelve el geotextil. Su precio será el que indique el contrato y su pago se efectuará una vez que el Fiscalizador haya legalizado el protocolo de medición correspondiente.

Unidad de medida

La unidad de medida es el metro cuadrado, su área se determinará en sitio midiendo lo real y efectivamente ejecutado.

Propiedades

La superficie deberá hallarse limpia y el terminado no deberá presentar depresiones o elevaciones mayores de 5 centímetros. Las uniones longitudinales y transversales del geotextil deberán tener un traslapo entre 40 y 100 centímetros, de acuerdo con la capacidad portante del suelo y las recomendaciones del fabricante. Este traslapo deberá también mantenerse en el caso que sea necesario efectuar reparaciones con parches o remiendos.

Los materiales para usar deben cumplir las siguientes propiedades de la tabla 2.

Tabla 2. Características del Geotextil utilizado para subdrenes

CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL GEOTEXTIL NO TEJIDO UTILIZADO PARA DRENES - SUBDRENES Y FILTROS			
PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD	VALOR
MECÁNICAS			
Método Gradb	ASTM D-4632		
Resistencia a la tensión		N (lb)	500(112)
Elongación		%	>50
Resistencia al punzonamiento	ASTM D-4833	N (lb)	270 (61)
Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D-4533	N (lb)	230 (52)
Método Mullen Burts	ASTM D-3786		
Resistencia al Estallido		kPa (psi)	1500(215)
HIDRÁULICAS			
Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D-4751	mm (No. Tamiz)	0.15 (100)
Permeabilidad	ASTM D-4491	cm/s	(15 a 40) x 10 ⁻²
Espesor	ASTM D-5199	mm	1.50
Tasa de flujo	ASTM D-4491	l/min/m ²	5500
PRESENTACIÓN			
Tipo de Polímero	Fabricante		Polipropileno
Ancho del Rollo	Medido	m	1
Largo del Rollo	Medido	m	50
Área del Rollo	Calculo	m ²	100

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR
Método Grab Resistencia a la Tensión Elongación	ASTM D-4632	N(lb) %	1490(335) 18
Método Tira Ancha Sentido Longitudinal Elongación	ASTM D-4595	kN/m %	35 21
Sentido Transversal Elongación	ASTM D-4595	kN/m %	40 15
Resistencia al Punzonamiento	ASTM D-4833	N (lb)	810 (182)
Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D -4533	N(lb)	480 (108)
Método Mullen Burst Resistencia al Estallido	ASTM D-3786	kPa(psi)	4820(700)
HIDRÁULICAS			
Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D-4751	mm(No.Ta miz)	0.30 (50)
Permeabilidad	ASTM D-4491	cm/s	1.2×10^{-2}
Permitividad	ASTM D-4491	s-1	0.70
PRESENTACIÓN			
Espesor	ASTM D-5199	mm	0.80
Tipo de Polímero	Fabricante		Polipropileno
Ancho del Rollo	Medido	m	3.85
Largo del Rollo	Medido	m	100
Área del Rollo	Calculado	m ²	385

Geomalla

Definición

Este rubro consistirá en la colocación de una Geomalla Biaxial de fibra sintética, con el fin aumentar la resistencia de la carpeta asfáltica a agrietamientos, de acuerdo con los requerimientos del diseño. La colocación de la geomalla biaxial, deberá complementarse además con la colocación de un geotextil, que sirve como separador del suelo y de una capa de material granular adecuado, que proteja a la geomalla y permita la circulación vehicular sobre la misma.

Unidad de medida

Metros cuadrados (m²)

Especificaciones Técnicas

Las geomallas son elementos elaborados con resinas selectas de polipropileno, las cuales son química y biológicamente inertes y muy resistentes a procesos degenerativos de los suelos, deben ser resistentes al desgaste, rasgaduras y punzonamiento, a fin de resistir cargas dinámicas aplicadas en cualquier dirección en el plano de la geomalla.

La calidad de los materiales sintéticos; geomalla biaxial, deberán cumplir las características y especificaciones mínimas indicadas en la tabla 3.

Tabla 3. características y especificaciones técnicas de la geomalla biaxial para refuerzo estructural

PROPIEDAD	METODO DE ENSAYO	UNIDAD	VALOR	
			TIPO 1	TIPO 2
TAMAÑO DE ABERTURA: MD (Sentido Máquina) XD (Sentido Contrario Máquina)	ASTM D 4751	Pulg. Pulg.	1.0 nom. 1.3 nom.	1.0 nom. 1.3 nom.
ESPESOR: COSTILLA JUNTA	ASTM D 1777-(64) ASTM D 1777-(64)	Pulg. Pulg.	0.03 nom. 0.11 nom.	0.05 nom. 0.16 nom.
MODULO INICIAL REAL EN USO: MD XD	GR1-GG1-87 GR1-GG1-87	kN/m(Tb/ft)	226.4(15,170) 360.1(24,685)	481.2(32,980) 652.5(44,725)
CAPACIDAD A LA TENSION AL 2% DE ELONGACION MD XD	GR1-GG1-87 GR1-GG1-87	kN/m(Tb/ft)	4.09(280) 6.57(450)	5.98(410) 9.78(670)
CAPACIDAD A LA TENSION AL 5% DE ELONGACION MD XD	GR1-GG1-87 GR1-GG1-87	kN/m(Tb/ft)	8.46(580) 13.42(920)	11.82(810) 19.55(1,340)
CAPACIDAD DE LAS JUNTAS MD XD	GR1-GG1-87 GR1-GG1-87	kN/m(Tb/ft)	11.2(765) 17.1(1,170)	17.2(1,180) 25.9(1,778)
RIGIDEZ FLEXURAL	ASTM D 1388-96 OPCION A	Mg/cm	250,000	750,000
RIGIDEZ TORSIONAL	US COE PRELIMINAR	kg-cm/deg	3.2	6.5
RESISTENCIA A LA DEGRADACION A LARGO PLAZO	EPA 900 INMERSION	%	100	100

La colocación se llevará a cabo manualmente. Las uniones longitudinales y transversales de la geomalla y geotextil deberán tener un traslapo entre 40 cm y 100cm, de acuerdo con la capacidad del suelo donde se asiente y a las recomendaciones del fabricante, etc. Este traslapo deberá también mantenerse en el caso de que sea necesario efectuar reparaciones con parches o remiendos. La cantidad por pagarse por la colocación de la geomalla biaxial, de acuerdo con los documentos contractuales y las indicaciones del Fiscalizador, será la superficie colocada, en metros cuadrados (m²). En la figura 8 se puede observar la geomalla y a lado la misma de manera microscópica.

Las cantidades determinadas en la medición se pagarán al precio establecido en el contrato para el rubro correspondiente.

Estos precios y pagos constituirán el valor total por el suministro, transporte, colocación y del material, así como por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos.



Figura 8. Geomalla

CAPITULO II

CIMENTACIONES EN CONSTRUCCIONES CIVILES

Introducción

Las cimentaciones son elementos estructurales fundamentales que transmiten las cargas de una construcción al suelo de manera segura y estable. Su función principal es distribuir el peso del edificio o estructura, evitando asentamientos diferenciales y asegurando la estabilidad frente a esfuerzos externos como el viento, sismos o cargas propias.

Existen diferentes tipos de cimentaciones, que se eligen según las características del suelo, el tipo de construcción y las cargas a soportar. Las más comunes son:

- Cimentaciones superficiales: Se colocan cerca de la superficie del terreno, como zapatas aisladas, corridas y losas de cimentación. Son adecuadas para suelos firmes y cargas moderadas.
- Cimentaciones profundas: Se usan cuando el suelo superficial no tiene suficiente capacidad portante. Incluyen pilotes y pilas que transfieren las cargas a capas más profundas y resistentes.

El diseño de cimentaciones debe considerar factores como la capacidad portante del suelo, el tipo de estructura, las cargas a soportar, y la posible presencia de agua o movimientos del terreno, para garantizar la seguridad y durabilidad de la obra.

Otro concepto según (Miduvi Geotecnia, 2008) es que las cimentaciones son elementos de construcción cuya función principal es la transferencia adecuada de las cargas de las edificaciones al subsuelo, clasificadas como superficiales o profundas.

Estado límite de falla

Estado limite relacionado con la capacidad de carga de excavaciones, taludes y cimentaciones.

Estado límite de servicio/asentamientos por deformaciones

Estado limite relacionado principalmente con las deformaciones permisibles en excavaciones, taludes y cimentaciones.

Estudio geotécnico

Actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y

construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado de las estructuras (superestructura y subestructura) para edificaciones, puentes, torres, silos y demás obras, que preserve la vida humana, así como también evite la afectación o daño a construcciones vecinas.(Miduvi Geotecnia, 2008)

Estudio geotécnico preliminar

Las actividades necesarias para aproximarse a las características geotécnicas de un terreno, con el fin de establecer las condiciones que limitan su aprovechamiento, los problemas potenciales que puedan presentarse, los criterios geotécnicos y parámetros generales para la elaboración de un proyecto.

Estudio geotécnico definitivo

Consiste en un estudio geotécnico definitivo, con las actividades necesarias para saber con certeza las características geotécnicas de un terreno, a través de una exploración de campo, ensayos y sondeos. A base de esto se puede establecer las recomendaciones y los parámetros necesarios para el diseño de obras ingenieriles de suelo, que sean cimentaciones, excavaciones o sistemas de contención.

Estructuras de contención

Las estructuras de contención proporcionan soporte lateral, temporal o permanente, a taludes verticales o cuasi verticales de suelo, enrocado o macizos rocosos muy fracturados o con discontinuidades desfavorables

Exploración por sondeos

Un ensayo de campo empleado en el estudio geotécnico definitivo, donde se determina

propiedades de resistencia del suelo.

Factor de seguridad

Un factor que considera o agrupa todas las incertidumbres asociadas en el proceso de diseño.

Suelos no cohesivos o granulares

Se consideran como suelos no cohesivos o granulares, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS, ASTM D2487-2000)

Unidad de construcción

Se define como unidad de construcción:

- Una edificación o fracción de un proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.
- Grupo de construcciones adosadas, máximo de longitud en planta 40 m.

Para los casos donde el proyecto exceda las longitudes anotadas, se deberá fragmentar en varias unidades de construcción, por longitudes o fracción de las longitudes.

Tabla 4. Simbología y unidades

Símbolo	Descripción
A_s	El área del fuste del pilote (perimetral)
A_t	El área de la punta del pilote (sección transversal)
c	Cohesión total
c'	Cohesión efectiva
F_a	Fuerzas actuantes
F_r	Fuerzas resistentes
FS	Factor de seguridad
$f_s \text{ o } r_{s1}$	La resistencia unitaria de fuste
FS_{corte}	Factor de seguridad por corte
$FS_{\text{corte minimos}}$	Factor de seguridad por corte mínimos
$FSIM$	Factor de seguridad Indirectos Mínimos
IP	Índice plástico
N_{60}	Numero de golpes para penetrar en el suelo 30 cm para el 60 % de la energía teórica
P_A	Presión atmosférica
q_{adm}	Capacidad de carga admisible

q_{net}	Capacidad de carga neta
q_{ob}	Esfuerzo geo estático total removido a nivel del desplante de la cimentación
$Q_{s'}$	Capacidad o resistencia ultima por fuste
$Q_{t'}$	Capacidad o resistencia ultima por punta
q_t o $r_{t'}$	La resistencia unitaria de punta
q_u	Capacidad de carga ultima
q_{unet}	Capacidad ultima neta
S_u	Resistencia la corte no drenada
u	Presión de poro
U_a	Presión de gas (aire) para materiales secos
U_w	Presión de liquido (agua) para materiales saturados
σ	Esfuerzo normal total
σ'	Esfuerzo normal efectivo
τ_A	Esfuerzo cortante actuante
τ_F	Esfuerzo cortante a la falla
τ_R	Esfuerzo cortante resistente
W_L	Limite líquido
Φ	Angulo de fricción aparente
Φ'	Angulo de fricción efectivo

Sobre la ejecución de los estudios geotécnicos

Según la normativa ecuatoriana los estudios geotécnicos para cimentaciones de edificaciones deben ser dirigidos y avalados por Ingenieros Civiles, titulados y registrados en el SENESCYT. Para el cumplimiento de este requisito todos los informes de los estudios geotécnicos y todos los planos de diseño y construcción que guarden alguna relación con estos estudios, deben llevar la aprobación del ingeniero director (responsable) del estudio. Los profesionales que realicen estos estudios geotécnicos deben poseer una experiencia mayor de tres (3) años en diseño geotécnico de cimentaciones, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, o acreditar estudios de postgrado en geotecnia.

Etapas Generales del Estudio y Diseño Geotécnico

El estudio geotécnico es un proceso integral que garantiza la seguridad y funcionalidad de las estructuras mediante el análisis detallado del suelo y subsuelo, conforme a la normativa vigente (p. ej., NEC-SE-CG).

1. Estudio Geotécnico
Consiste en el reconocimiento de campo y la investigación sistemática del subsuelo para obtener información clave que permita diseñar cimentaciones, estructuras de contención y otras obras en contacto con el suelo, asegurando la estabilidad estructural y la protección de edificaciones vecinas.
2. Investigación del Subsuelo:
Incluye la identificación del origen geológico y la exploración mediante métodos de campo (sondeos, penetrómetros, etc.) y ensayos de laboratorio (granulometría, límites de Atterberg, ensayos triaxiales, permeabilidad), para caracterizar física, mecánica e hidráulicamente suelos y rocas.
3. Análisis y Recomendaciones:
Mediante la interpretación técnica de los datos se evalúan propiedades del terreno, posibles modos de falla y deformación, y se determinan parámetros geotécnicos esenciales (resistencia, compresibilidad, capacidad portante). Se emiten recomendaciones técnicas para el diseño de cimentaciones, muros de contención y estabilidad de taludes, considerando cargas permanentes, temporales y accidentales, en conformidad con la normativa aplicable.

Tipos de estudios: preliminar y definitivo

De manera general, el proceso de estudio y diseño geotécnico consiste en:

Estudio geotécnico preliminar

Conjunto de actividades necesarias para aproximarse a las características geotécnicas de un terreno, con el fin de establecer las condiciones que limitan su aprovechamiento, los problemas potenciales que puedan presentarse, los

criterios geotécnicos y parámetros generales para la elaboración de un proyecto. El estudio debe presentar en forma general el entorno geológico y geomorfológico, características del subsuelo y recomendaciones geotécnicas para la elaboración del proyecto incluyendo la zonificación del área, amenazas de origen geológico, criterios generales de cimentación y obras de adecuación del terreno. La presentación de este tipo de estudio queda a criterio del ingeniero geotécnico en consideración de la magnitud y/o características especiales del proyecto. NOTA: El estudio geotécnico preliminar basado en la información previa y un reconocimiento del sitio del proyecto no puede substituirse, bajo ninguna circunstancia, al estudio geotécnico definitivo.

Estudio geotécnico definitivo.

Estudio que se ejecuta para un proyecto específico en el cual se debe precisar todo lo relativo a las propiedades físicas y geomecánicas del subsuelo, así como las recomendaciones detalladas para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas. Dentro del estudio geotécnico definitivo se incluye:

- Ensayos de campo
- Ensayos de laboratorio

Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Se define como unidad de construcción:

- Una edificación o fracción de un proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.
- Grupo de construcciones adosadas, máximo de longitud en planta 40 m. Para los casos donde el proyecto exceda las longitudes anotadas, se deberá fragmentar en varias unidades de construcción, por longitudes o fracción de las longitudes. Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio, con las siguientes consideraciones:
- Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación.
- Para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto (subsuelos, terrazas).
- Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte de la Tabla 5.

Tabla 5. Clasificación de las unidades de construcción por categorías.

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (KN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8000

Estudio geotécnico definitivo

Caracterización geotécnica del subsuelo

La caracterización geotécnica del subsuelo es esencial para garantizar un diseño seguro y económico de las cimentaciones estructurales. Este proceso implica comprender la naturaleza del proyecto y la variabilidad de los estratos en el sitio donde se implantará la estructura.

El capítulo establece que deben definirse unidades de construcción relevantes según la altura de la edificación y las cargas a transmitir, con el fin de determinar la cantidad mínima de sondeos necesarios, así como su distribución y profundidad. Esta información permitirá conocer la extensión, espesor y profundidad de los estratos potencialmente portantes.

El ingeniero civil especialista geotécnico, debe elaborar un modelo geotécnico claro del subsuelo de diseño, incorporando las incertidumbres epistémicas (por desconocimiento) y aleatorias (por variabilidad natural). En caso necesario, el ingeniero podrá aumentar el número o profundidad de los sondeos, según las condiciones del terreno y los resultados preliminares.

Finalmente, el estudio debe clasificar el perfil del sitio (tipo A, B, C, D, E o F) conforme a las normas establecidas en la(NEC, 2015)

Información previa

El ingeniero responsable deberá investigar sobre las características del sitio, a saber:

- Geología.
- Clima.
- Vegetación.
- Edificaciones e infraestructuras vecinas.
- Estudios anteriores.
- Otros aspectos adicionales que el ingeniero geotécnico considere necesarios. Esta investigación incluye de manera obligatoria la visita o reconocimiento del sitio del proyecto. El contratante del estudio deberá proporcionar el levantamiento topográfico, planos arquitectónicos en el que se incluya la implantación del proyecto, tipo de edificación, sistema estructural, subsuelos, y procedimientos de construcción en etapas si la hubiera.

Estudio geotécnico definitivo

Estudio que se ejecuta para un proyecto específico en el cual se debe precisar todo lo relativo a las propiedades físicas y geomecánicas del subsuelo, así como las recomendaciones detalladas para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas.

Procedimiento de investigación y reporte de estudio geotécnico definitivo

A continuación, se presentan los pasos mínimos requeridos para el procedimiento del estudio de campo definitivo, los cuales tienen también que ser reflejados en el reporte final del estudio definitivo de campo.

Contenido del proyecto. - nombre, plano de localización y ubicación exacta del proyecto, objetivo y alcance del estudio, descripción general del proyecto, sistema estructural y evaluación de cargas. Se debe considerar la demanda o reacciones hiperestáticas de la superestructura en la selección y evaluación de la cimentación.

Aspectos relativos al subsuelo. - resumen del reconocimiento de campo, de la investigación adelantada en el sitio específico de la obra, la morfología del terreno, el origen geológico, las características físico-mecánicas y la descripción de los niveles freáticos o aguas subterráneas con una interpretación de su significado para el comportamiento del proyecto estudiado. Se debe estudiar el efecto o descartar la presencia de suelos con características especiales como suelos expansivos, dispersivos, colapsables, y los efectos de la presencia de vegetación ó de cuerpos de agua cercanos.

Aspectos relativos a cada unidad geológica o de suelo

Se hará constar la identificación, el espesor, la distribución y los parámetros obtenidos en las pruebas y ensayos de campo y en los de laboratorio. Como anteriormente, se debe también estudiar el efecto o descartar la presencia de suelos con características especiales como suelos expansivos, dispersivos, colapsables, y los efectos de la presencia de vegetación ó de cuerpos de agua cercanos.

Aspectos relativos a los análisis geotécnicos. - resumen de los análisis y justificación de los criterios geotécnicos adoptados. También, el análisis de los problemas constructivos de las alternativas de cimentación y contención, la evaluación de la estabilidad de taludes temporales de corte, la necesidad y planteamiento de alternativas de excavaciones soportadas con sistemas temporales de contención en voladizo, apuntalados o anclados. Se deben incluir los análisis de estabilidad y deformación de las alternativas de excavación y construcción, teniendo en cuenta, además de las características de resistencia y deformabilidad de los suelos, la influencia de los factores hidráulicos. Se debe de evaluar la estabilidad de las cimentaciones, taludes y del subsuelo ante cargas o excitaciones sísmicas considerando los requisitos de la NEC-SE-DS, con especial atención considerando el alcance según el tipo de edificación (normal, esenciales, especiales) y para todas edificaciones que se encuentren en el tipo de perfil F.

Métodos de exploración, diseño y recomendaciones geotécnicas

El estudio geotécnico debe incluir los métodos de exploración de campo, principalmente el número de sondeos, aunque se permiten otros métodos. Este informe también debe proporcionar parámetros geotécnicos clave para el diseño estructural, como el tipo de cimentación, profundidad de desplante, capacidad portante, asentamientos (totales y diferenciales), diseño de estructuras de contención, perfil sismo resistente, análisis suelo-estructura y comportamiento sísmico del suelo o roca. En estructuras esenciales, se deben prever planes de contingencia ante posibles excedencias de parámetros.

Además, se deben evaluar la estabilidad de excavaciones, laderas, rellenos, y diseñar elementos como filtros geotécnicos. Cuando se requiera, se incluirán recomendaciones para proteger edificaciones vecinas, considerando efectos por descensos del nivel freático, cargas inducidas, deformaciones laterales y la necesidad de instrumentación preventiva.

El sistema constructivo debe incluir alternativas técnicas viables para resolver problemas geotécnicos durante la excavación y construcción, siendo obligatorio en proyectos de categoría Alta o Especial.

Anexos: Se deben adjuntar planos de localización, ubicación de trabajos de campo, registros de perforación, resultados de ensayos y un perfil geotécnico interpretado del subsuelo, señalando claramente las incertidumbres existentes, y la ubicación en planta de exploración in situ ejecutadas con respecto a la implantación y topografía del proyecto. Se debe incluir a la memoria de cálculo con el resumen de la metodología seguida, una muestra de cálculo de cada tipo de problema analizado y el resumen de los resultados en forma de gráficos y tablas. Además, se añadirán planos, esquemas, dibujos, gráficas, fotografías, y todos los aspectos que se requieran para ilustrar y justificar adecuadamente el estudio y sus recomendaciones.

Métodos permitidos para la exploración de campo

Esta sección presenta los requisitos para realizar la exploración de campo del estudio geotécnico definitivo. Se trata principalmente del número de sondeos, aunque otros métodos también son permitidos.

Exploración directa

Se podrá utilizar cualquier método de exploración directa, sondeo, muestreos reconocidos en la práctica, en correspondencia al tipo de material encontrado; tales como:

- Calicatas o trincheras,
- Veletas,
- Cono estático CPT, o dinámico DCP,
- Dilatómetro,
- Ensayo de Penetración Estándar, SPT.

NOTA: Se deberá utilizar las correcciones por energía u otros aceptados por la técnica actual. Se recomienda el uso del martillo tipo Seguro "SAFETY", para obtener el valor de N_{60} (N_{60} = Número de golpes para penetrar en el suelo 30 cm para el 60 % de la energía teórica).

Exploración indirecta

Se podrá combinar la exploración directa con métodos de exploración indirecta, tales como:

- Sondeos Eléctricos Verticales,
- Sísmica de Refracción (véase ASTM D577),
- Análisis Espectral de Ondas Superficiales,

- ReMi,

Otros métodos geofísicos podrían complementar, pero no substituirse a la exploración mediante sondeos.

Macizos rocosos

En este caso, los macizos rocosos se deben clasificar por cualquiera de los siguientes métodos:

- Rock Mass Rating (Hoek et al., 1995)
- Parámetro Q (Barton, 1974).
- GSI (Hoek et al., 1995)

Además, se realizará un levantamiento de las discontinuidades en los afloramientos, apliques o muestras.

Nota: El cumplimiento de estas normas mínimas no exime al ingeniero especialista geotécnico de realizar los sondeos exploratorios necesarios adicionales a los señalados anteriormente, para obtener un conocimiento adecuado del subsuelo, de acuerdo con su criterio profesional. En caso de no realizar estos sondeos, deberá consignar esta recomendación en su informe geotécnico.

Ensayos de campo

En complemento de los ensayos que son realizados en el laboratorio, el ingeniero responsable del estudio podrá llevar a cabo pruebas de campo para la determinación de propiedades geomecánicas. En cuyo caso, deberá realizarlos con equipos y metodologías de reconocida aceptación técnica, patronados y calibrados siempre y cuando, sus resultados e interpretaciones se respalden mediante correlaciones confiables y aceptadas con los ensayos convencionales, sustentadas en experiencias publicadas y se establezcan sus intervalos más probables de confiabilidad.

Exploración por sondeos.

Esta norma exige al ingeniero especialista geotécnico realizar los sondeos exploratorios necesarios para obtener un conocimiento adecuado del subsuelo, para que tenga la información requerida de los parámetros del suelo para facilitar el diseño de cimentaciones, excavaciones, etc. A continuación, se detallan las características y distribución de los sondeos, además del número mínimo y profundidad de sondeos.

Características y distribución de los sondeos

Las características y distribución de los sondeos deben cumplir con las siguientes 6 disposiciones:

- Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
- En los sondeos con muestreo se deben tomar muestras cada metro a lo largo de toda la perforación.
- Al menos el 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.
- Los sondeos practicados dentro del desarrollo del Estudio Preliminar pueden incluirse como parte del estudio definitivo -de acuerdo con esta normativa -siempre y cuando hayan sido ejecutados con la misma calidad y siguiendo las especificaciones
- El número de sondeos finalmente ejecutados para cada proyecto, debe cubrir completamente el área que ocuparán la unidad o unidades de construcción contempladas en cada caso, así como las áreas que no quedando ocupadas directamente por las estructuras o edificaciones, serán afectadas por taludes de cortes u otros tipos de intervención que deban ser considerados para evaluar el comportamiento geotécnico de la estructura y su entorno.
- En registros de perforaciones en ríos o en el mar, es necesario tener en cuenta el efecto de las mareas y los cambios de niveles de las aguas, por lo que se debe reportar la elevación (y no la profundidad solamente) del estrato, debidamente referenciada a un nivel preestablecido.

El número mínimo de sondeos

El número mínimo de sondeos de exploración que deberán efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto se definen en la Tabla 6, y la profundidad de las mismas.

Tabla 6. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción

CATEGORIA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCION			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad mínima de sondeos: 30 m.
Numero de sondeos: 3	Numero de sondeos: 4	Numero de sondeos: 4	Numero de sondeos: 5

El número mínimo de perforaciones requerido es de tres. Los sondeos ubicados en la zona limítrofe entre dos unidades de construcción contiguas dentro de un mismo proyecto pueden ser considerados válidos para ambas unidades, siempre que se utilice la mayor profundidad aplicable.

En áreas bajas donde existen rellenos sobre el terreno natural, y donde se anticipa la presencia de depósitos de suelos blandos en el subsuelo, es necesario realizar sondeos profundos para identificar las fronteras drenantes y los estratos de suelo compresible que puedan influir en los asentamientos causados por el aumento de los esfuerzos geo estáticos derivados de los nuevos rellenos.

Para edificaciones consideradas esenciales, peligrosas o de ocupación especial, por lo cual se debe planificar una campaña de exploración que incluya sondeos geotécnicos directos y métodos geofísicos indirectos. Esto permitirá elaborar un estudio geotécnico completo que asegure la estabilidad de las cimentaciones tanto a corto como a largo plazo, es decir, durante toda la vida útil de la estructura.

Profundidad de los sondeos

Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la mayor profundidad entre las dadas en la Tabla 7, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotécnico. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para subsuelos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.

Tabla 7. Profundidad de los sondeos según el tipo de obra.

Tipo de obra civil subterránea	Profundidad de los sondeos
Losa corrida	1.5 veces el ancho
Zapata	2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión
Pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote

Grupos de pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 2 veces el ancho del grupo de pilotes • 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión.
Excavaciones	Mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación a menos que el criterio del ingeniero geotécnico señale una profundidad mayor según requerimiento del tipo de suelo.
Caso particular: roca firme	En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme, de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción: • Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales; • Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados; • Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.

Además de los requisitos citados anteriormente, la profundidad tiene que cumplir los siguientes requisitos:

- Llegar a la profundidad en la que el incremento de esfuerzo vertical causado por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo-cimentación.
- Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en la Tabla 7. En tal caso, el 20% de las perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.
- En todo caso primará el concepto del ingeniero geotécnico, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del Ingeniero Geotécnico responsable del estudio, se podrán reemplazar algunos sondeos por calicatas o trincheras

La selección del tipo, cantidad y características de la campaña de exploración geotécnica de un proyecto, deberá ser realizado solo por el ingeniero geotécnico responsable del proyecto.

Agua subterránea

Las aguas subterráneas son el agua infiltrada desde la superficie que se desplaza por acción de la gravedad y la capilaridad a través de materiales geológicos porosos (como arenas) o fisurados (como rocas fracturadas), hasta alcanzar un nivel donde la presión del agua llena todos los espacios disponibles, denominado nivel freático.

Se manejan una serie de criterios y palabras tales como:

- Infiltración: Proceso por el cual el agua de lluvia penetra el suelo.
- Acuífero: Formación geológica que almacena y transmite agua en cantidad suficiente para ser aprovechada.
- Permeabilidad: Capacidad de un material para permitir el paso del agua.
- Porosidad: Porcentaje del volumen total de una roca o suelo que está formado por espacios vacíos.
- Nivel freático: Superficie superior de la zona saturada de un acuífero.
- Recarga: Entrada de agua al acuífero desde la superficie.

El incremento de la explotación de las aguas subterráneas a lo largo de todo el siglo pasado ha aumentado la utilización de las aguas subterráneas en todo el mundo, tanto para abastecimiento urbano como para el riego, en particular en la segunda mitad del siglo. Algunas de las ciudades más pobladas del mundo se abastecen mayoritariamente con aguas subterráneas.(Sahuquillo et al., 2005). Entre ellas están

México, Calcuta, Shanghai, Buenos Aires, Dhaka, Manila, Pekín, París y Londres, y más de 4 millones de neoyorquinos se suministran del acuífero que hay bajo sus pies en Long Island. En los países desarrollados la utilización del agua subterránea para usos urbanos es muy importante, siendo superior al 70% en muchos países de Europa. Es casi el 100% en Dinamarca y supera al 50% en los Estados Unidos. El riego con aguas subterráneas supera el 50% en la mayoría de los estados del Oeste de EE.UU. En España se riegan con ellas un millón de hectáreas y suponen del orden del 20% del agua aplicada. En el Sureste de Asia, el norte de China y otros países, entre los que está México, se ha producido un aumento espectacular del riego con aguas subterráneas (Burke, 2003), en un proceso que se ha denominado como revolución silenciosa (Llamas 2005; Llamas y Martínez Santos 2005; Fornés et al 2005) por haberse realizado por los agricultores pobres de esos países, sin apenas control ni ayuda técnica de las agencias de agua, ni subvenciones del estado o de organismos estatales. El agua subterránea es barata, fácilmente accesible y vital para dos mil millones de personas en todo el mundo. En general el coste real de las aguas subterráneas es mucho menor que el del agua proporcionada por presas y canales, que habitualmente está fuertemente subvencionada en la mayoría de los países, por lo que su precio al consumidor es generalmente menor, aunque no al conjunto de la sociedad. A pesar de ello los agricultores prefieren el agua subterránea. Las razones son que su uso depende exclusivamente del interesado sin necesidad de esperar turnos y, más importante, que el almacenamiento de los acuíferos proporciona una mayor seguridad en época de sequías, utilizando aguas subterráneas o haciéndolo conjuntamente con las superficiales. En Llamas y Martínez Santos (2005), Garrido y Llamas (2007) y Hernández-Mora et al (2007) se dan datos precisos y se analizan los costes del agua subterránea en España.

De este recurso depende el suministro de grandes urbes y zonas rurales, así como el riego de cerca de 130 millones de hectáreas en todo el mundo, tanto de productos agrícolas de gran valor, como es el caso de las áreas mediterráneas españolas, o de productos más básicos en países menos desarrollados. En las últimas décadas se han hecho enormes inversiones en la construcción de pozos, y elementos asociados, que han proporcionado grandes beneficios a sus usuarios y han contribuido a erradicar o mitigar la pobreza en muchas áreas. La disminución del precio del arroz y el grano, que bajó a un tercio y a la mitad respectivamente entre la década de 1960 y la de 1900, además de a los avances agronómicos se debe a la posibilidad de disponer de agua barata y segura en el Sureste de Asia (Giordano y Villholth, 2007). La India, donde se riegan casi 50 millones de hectáreas con aguas subterráneas, en comparación con los 17 millones de ha que se riegan con aguas superficiales, y se extraen más de 200 km³ de agua al año, ha pasado a ser un exportador importante de alimentos (Dains y Pawar 1987; Dhawan 1995; Llamas y Martínez Cortina 2002), y Bangla Desh ha conseguido recientemente su autoabastecimiento de productos

agrarios, aunque en este último país los avances en cuanto al abastecimiento de agua poblacional y rural están contrapesados por el grave problema del contenido en arsénico del agua subterránea, que afecta a casi veinte millones de personas. Los acuíferos, al tener un almacenamiento de agua muy grande en relación con sus recursos medios anuales, son poco vulnerables a los efectos de las sequías y su explotación puede mantenerse e incluso aumentar si fuera preciso en periodos secos. Deb Roy y Shah (2003) y Shah, (2005) atribuyen a esta seguridad el que los regantes la India se hayan animado a realizar nuevas inversiones que han incrementado la eficiencia y rentabilidad de sus explotaciones. Este desarrollo se ha realizado sin ayudas económicas oficiales, excepto la subvención al precio de la energía en algunos gobiernos regionales en la India. En contraste con lo expuesto, las agencias de agua gubernamentales de casi todos los países secos se han preocupado casi exclusivamente de la planificación, mantenimiento y control de las aguas superficiales, sin apenas preocuparse de las subterráneas. Esta actitud es lo que se denominó en 1972 como hidro esquizofrenia por Nace (Llamas 1975), y es común en muchas de las regiones áridas y semiáridas, incluso de algunas de las que se consideran habitualmente como las más avanzadas. Esa inhibición gubernamental ha dado lugar a problemas de gestión en la utilización de los acuíferos, por lo general presentados al gran público de forma exagerada. El resultado es que en amplios sectores de la sociedad predomina la impresión de que las aguas subterráneas son un recurso muy frágil. "Todo pozo termina por secarse o salinizarse" es uno de los falsos paradigmas mundialmente difundidos (Custodio, 2002). A veces estos problemas se han exagerado por grupos sin experiencia hidrogeológica o con intereses profesionales y económicos, o de poder, y han contribuido a crear "hidro mitos" de nefastas consecuencias (Custodio y Llamas, 1997), entre los cuales recientemente se ha añadido al falso símil de que el agua subterránea es como un pilar de arena, un recurso frágil propenso al colapso (Postel, 1999). alimentos (Dains y Pawar 1987; Dhawan 1995; Llamas y Martínez Cortina 2002), y Bangla Desh ha conseguido recientemente su autoabastecimiento de productos agrarios, aunque en este último país los avances en cuanto al abastecimiento de agua poblacional y rural están contrapesados por el grave problema del contenido en arsénico del agua subterránea, que afecta a casi veinte millones de personas. Los acuíferos, al tener un almacenamiento de agua muy grande en relación con sus recursos medios anuales, son poco vulnerables a los efectos de las sequías y su explotación puede mantenerse e incluso aumentar si fuera preciso en periodos secos. Deb Roy y Shah (2003) y Shah, (2005) atribuyen a esta seguridad el que los regantes la India se hayan animado a realizar nuevas inversiones que han incrementado la eficiencia y rentabilidad de sus explotaciones. Este desarrollo se ha realizado sin ayudas económicas oficiales, excepto la subvención al precio de la energía en algunos gobiernos regionales en la India. En contraste con lo expuesto, las agencias de agua gubernamentales de casi todos los países secos se han preocupado casi exclusivamente de la planificación,

mantenimiento y control de las aguas superficiales, sin apenas preocuparse de las subterráneas. Esta actitud es lo que se denominó en 1972 como hidroesquizofrenia por Nace (Llamas 1975), y es común en muchas de las regiones áridas y semiáridas, incluso de algunas de las que se consideran habitualmente como las más avanzadas. Esa inhibición gubernamental ha dado lugar a problemas de gestión en la utilización de los acuíferos, por lo general presentados al gran público de forma exagerada. El resultado es que en amplios sectores de la sociedad predomina la impresión de que las aguas subterráneas son un recurso muy frágil. "Todo pozo termina por secarse o salinizarse" es uno de los falsos paradigmas mundialmente difundidos (Custodio, 2002). A veces estos problemas se han exagerado por grupos sin experiencia hidrogeológica o con intereses profesionales y económicos, o de poder, y han contribuido a crear "hidromitos" de nefastas consecuencias (Custodio y Llamas, 1997), entre los cuales recientemente se ha añadido al falso símil de que el agua subterránea es como un pilar de arena, un recurso frágil propenso al colapso (Postel, 1999).

Problemas ambientales y económicos relacionados con la utilización intensiva de las aguas subterráneas

El agua subterránea tiene un importante papel en la naturaleza y sustenta muchos de los servicios que se derivan de su manifestación en manantiales, ríos, lagos, humedales y áreas de freatofitas (Younger 2007; Custodio 2001, 2005b). También es esencial en muchas situaciones para atender las necesidades de agua de la humanidad de forma segura, barata y fiable, para usos urbanos, industriales y de riego. Es un recurso limitado y también vulnerable que debe ser gestionado para mantener los objetivos y tener controlados los efectos que se derivan de la explotación de los acuíferos. Si no hay un control efectivo y los acuíferos se utilizan anárquicamente pueden aparecer problemas serios. En acuíferos grandes o medianos los efectos tardan en manifestarse, a veces varias décadas, como consecuencia de la inercia que le proporcionan los grandes volúmenes de agua almacenados en los mismos. Si no se han previsto, toman por sorpresa a los responsables de la gestión de los recursos hidráulicos. En muchas ocasiones resultan inesperados, aunque se hayan anunciado con antelación. Hay que inculcar en los responsables de la toma de decisiones, planificadores y responsables de la administración hidráulica, usuarios, juristas y educadores que la respuesta de los acuíferos a las acciones físicas de bombeos o recargas a las que se somete a los acuíferos es lenta (Custodio et al 2005). Y también es preciso que estos grupos entiendan que todavía es más lenta la respuesta ante las medidas para mitigar los problemas de contaminación y el elevado coste que suponen en la mayoría de los casos (Custodio 2007). Una explotación consciente tiene que tener en cuenta este hecho y la necesidad de realizar un control adecuado de la evolución de niveles, flujo y calidad química del agua subterránea (Llamas y Martínez-Santos 2005).

Los bombeos de los acuíferos disminuyen los niveles de agua en los mismos y también los flujos de los ríos o manantiales a través de los que se produce su descarga, alcanzándose un equilibrio al cabo de cierto tiempo si los bombeos se mantienen constantes. Estos efectos se producen con cierto retraso, que es tanto mayor cuanto mayor es el acuífero. La extracción de volúmenes importantes de agua subterránea proporciona beneficios sociales importantes, pero puede modificar el ciclo hidrológico al disminuir los niveles del agua y la aportación subterránea a los ríos, manantiales y humedales, reducir la evaporación en zonas con niveles freáticos próximos a la superficie del terreno o incluso cambiar las relaciones río acuífero. Las afecciones pueden ser intensas y en ocasiones no deseables para el medio ambiente y también para los propios usuarios del agua. El descenso de niveles afecta al que lo produce y también al conjunto de los usuarios que bombean del mismo acuífero, aumentando los costes de explotación al tener que bombear el agua de mayor profundidad y en algunos casos tener que abandonar o sustituir algunos pozos. La disminución de caudales fluviales es una externalidad que afecta a los usuarios de aguas abajo, pudiendo afectar a los ecosistemas acuáticos o humedales relacionados con el acuífero. Hay ríos que han pasado de ser ganadores a perdedores e incluso a ser efímeros, circulando exclusivamente cuando se produce una escorrentía superficial suficientemente importante para que no se infiltre por entero en los cauces. El descenso de niveles puede producir el deterioro de la calidad del agua del acuífero por intrusión de agua del mar, o por la entrada de aguas subterráneas salinas o de calidad química deficiente. En muchos acuíferos en los que los descensos de niveles han sido importantes se han ocasionado subsidencias del terreno de hasta más de 9 m, que han dado lugar a daños importantes en estructuras lineales de comunicación, canales o edificios, y también a los mismos pozos que explotan el acuífero, y propicia una mayor inundabilidad del territorio afectado. Son paradigmáticos los casos del Valle Central de California, Ciudad de México y otras ciudades de ese país, Tokyo y Bangkok.

Para un uso racional y sostenible de un acuífero hay que conocer sus propiedades físicas, las relaciones con el agua superficial, los mecanismos de recarga y descarga, y como reaccionan los niveles y las aportaciones subterráneas de los acuíferos a los ríos ante los bombeos a los que están sometidos. Los efectos de la explotación del acuífero pueden anticiparse con mayor o menor precisión con modelos de simulación adecuados, basados en un buen modelo conceptual. Una gestión responsable precisa de una red de observación adecuada a las características de cada acuífero y a la explotación a la que están sometidos. Esta red debe proporcionar información sobre niveles y calidad química del agua y, en su caso, sobre la influencia del régimen de explotación sobre el flujo y calidad del agua de los manantiales y ríos, y sobre los humedales y áreas de freatofitas con los que está relacionado el acuífero. Los modelos deben ser actualizados o recalibrados cuando se produzcan desviaciones

sobre los resultados de las simulaciones iniciales o cuando se mejore el conocimiento hidrogeológico de los acuíferos. En los casos en los que se haya producido una explotación incontrolada que haya dado lugar a efectos indeseables o poco satisfactorios conviene utilizar toda la información posible para poder reproducir el comportamiento de los efectos de la explotación en modelos de simulación de flujo y/o transporte de solutos, y también el efecto de las diversas alternativas que se propongan para paliar los efectos negativos. Los efectos negativos del desarrollo de las aguas subterráneas pueden no aparecer hasta pasado mucho tiempo, años o décadas. Esto presenta varios problemas. Uno es el de asignación de los efectos a ciertos bombeos y la valoración económica y cuantitativa de esos efectos. La asunción de externalidades no tiene por qué implicar la no consideración de las aguas subterráneas como fuente segura y efectiva de agua. Lo que procede es evaluar los beneficios y efectos negativos de las distintas alternativas de suministro de agua, y de las medidas correctoras necesarias, pero sin que ello suponga postergarlas para preferir otras fuentes hídricas que con frecuencia son menos eficientes y económicas. Los problemas de sobreexplotación o contaminación de las aguas subterráneas tienden a ser agrandados y generalizados en ciertos ambientes (Collin y Margat 1993; Custodio 2002; Hernández-Mora et al 2001). Cuando se enfatizan los efectos negativos los planificadores y responsables de la toma de decisiones, que en general no son expertos, pueden dejar de considerar las aguas subterráneas como un recurso fiable y pasan a ser admitidas alternativas más caras y menos aceptables ambientalmente.

El desarrollo incontrolado de las aguas subterráneas puede producir costes que hay que tener en cuenta al valorar los aspectos económicos y ambientales. Para minimizarlos se necesitan instituciones que sean capaces de realizar un control adecuado de los niveles y del comportamiento del acuífero, de las extracciones y de la protección de la calidad del agua con la participación de los usuarios e interesados. También hay que considerar los efectos ambientales, aunque su protección y salvaguardia se contraponga al interés de los usuarios del acuífero. En casi todos los casos los usuarios de aguas subterráneas aplican el principio de la recuperación total de costes directos, al pagar desde el capital hasta los costes de operación y mantenimiento, sin estar subvencionados con dinero público, salvo en algunos casos en los que se subvenciona la energía del bombeo. No suele ser este el caso de las aguas superficiales, que suelen estar fuertemente subvencionadas en el caso de uso para riego. Sin embargo, en la mayoría de los casos ni los usuarios de aguas superficiales ni los de las subterráneas pagan los costes indirectos (externalidades) que ocasionan, que son soportados por la sociedad (Garrido y Llamas, 2007, Hernández-Mora et al 2003). Los problemas de drenaje y salinización de suelos y aguas producidos por el riego con aguas superficiales pueden ocasionar efectos ambientales y económicos importantes que casi siempre están relacionados con un

uso excesivo de las mismas. Son muy corrientes en los países áridos o semiáridos de todo el mundo: Egipto, Pakistán, India, California, México, y también lo son en España. Algunas veces se han resuelto o mitigado estos problemas con la explotación de las aguas subterráneas para hacer descender el nivel freático (Sahuquillo y Lluria, 2003).

Una amenaza importante para la sostenibilidad de los acuíferos es el deterioro de la calidad del agua (Julio, Intriago, Carlos, et al., n.d.). El problema más extendido es el de los fertilizantes y los agroquímicos aplicados en áreas de cultivo, regados o no, y también donde hay explotaciones ganaderas intensivas y extensivas, o los problemas creados por los herbicidas aplicados a lo largo de vías de comunicación. El contenido de los nitratos supera los 50 mg/l (valor máximo admisible en agua de bebida) en zonas muy amplias. También está muy extendida la presencia de insecticidas y plaguicidas y en algunos casos estos contaminantes llegan a los ríos con el drenaje de las aguas subterráneas. La contaminación puntual por otros productos tóxicos puede hacer inviable el uso del agua para abastecimiento urbano. Pero en general la contaminación no la produce la utilización de los acuíferos, sino que se debe a otras causas derivadas de la actividad antrópica en el territorio, y hay que defenderlos con regulaciones adecuadas. Este es un aspecto muy descuidado en España, como se comenta después.

La gestión de los acuíferos intensamente explotados. La gestión de los acuíferos que están sometidos a explotación intensa es un problema difícil y complejo. Cuando los usuarios son cientos o miles se tienen que considerar los derechos y prioridades de cada uno. Es preciso comprobar que los volúmenes utilizados son consecuentes con esas prioridades y con las disponibilidades del acuífero, especialmente cuando la explotación alcanza o supera los recursos utilizables del acuífero y se están produciendo afecciones no tolerables a niveles del agua subterránea, caudal de los ríos, humedales y áreas de freatofitas, o a la calidad del agua, como puede suceder en áreas costeras por intrusión marina. Es prácticamente imposible realizar una gestión centralizada y llevar un control de las extracciones. Se requieren instituciones que aseguren el cumplimiento de las reglas y tengan un conocimiento directo y profundo de las diferentes situaciones (Hernández– Mora y Llamas 2001; Schlager y López–Gunn 2006). La gestión debe realizarse a nivel local y tiene que conseguir una aceptabilidad por parte de todos los usuarios. Para llevar a cabo esta gestión se precisa un inventario completo de todas las captaciones y de los derechos existentes, el cual tiene que actualizarse permanentemente, además de realizar un seguimiento adecuado y completo de las extracciones y de los niveles y calidad del agua. Dicha gestión debe ser participativa de todos los usuarios a través de sus representantes, preferiblemente a través de Asociaciones o Comunidades de Usuarios de Agua Subterránea (CUAS), y supone corresponsabilidad. La consecución de estos objetivos es una de las grandes asignaturas pendientes.

Las cimentaciones en los estudios geotécnicos

En las cimentaciones, el problema más frecuente encontrado durante el proceso de excavación y construcción, es la existencia del agua subterránea libre o confinada. La presencia de agua, en relación a los esfuerzos, produce una disminución de las propiedades de resistencia, además de flujo y erosión interna. Los estudios geotécnicos deberán analizar la existencia de agua libre, flujos potenciales de agua subterránea y la presencia de paleo cauces.

Estudio de estabilidad de laderas y taludes

Deberá estar incluido en el estudio geotécnico preliminar y en el definitivo. Deberá considerar el estudio las características geológicas, hidráulicas y de pendiente del terreno local y regionalmente, por lo cual deberán analizarse los efectos de procesos de inestabilidad aledaños o regionales que puedan tener incidencia en el terreno objeto de estudio.

Ensayos de laboratorio

Uno de los objetivos del estudio de campo es obtener muestras representativas de los suelos, para luego poder llevar a cabo ensayos de laboratorio. De esta manera se pueden obtener los parámetros requeridos del suelo para el diseño de excavaciones y cimentaciones.

Selección de muestras

Las muestras obtenidas de la exploración de campo deberán ser objeto de los manejos y cuidados que garanticen su representatividad y conservación. Las muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio deberán ser seleccionadas por el ingeniero geotécnico y deberán corresponder a los diferentes materiales afectados por el proyecto.

Tipo y número de ensayos

El tipo y número de ensayos depende de las características propias de los suelos o materiales rocosos por investigar, del alcance del proyecto y del criterio del ingeniero geotécnico. El ingeniero geotécnico ordenará los ensayos de laboratorio que permitan conocer con claridad la clasificación, peso unitario y permeabilidad de las muestras escogidas. Igualmente, los ensayos de laboratorio que se ordenen, deben permitir establecer con claridad las propiedades geomecánicas de compresibilidad y expansión de las muestras escogidas, así como las de esfuerzo-deformación y resistencia al corte ante cargas monotónicas. Los análisis de respuesta dinámica de sitio, según se los describen en la NEC-SE-DS, se podrían ejecutar mediante la estimación de las velocidades de las ondas de corte en el subsuelo, por medio de

métodos geofísicos, o estimaciones con el uso de correlaciones empíricas aplicables a suelos similares. Deberá tomarse en cuenta que las curvas descritas en la literatura técnica para caracterizar la degradación de la rigidez y aumento del amortiguamiento histerético con la deformación angular, podrían emplearse siempre y cuando sean compatibles con los suelos a estudiar. Sin embargo, se recomienda realizar el análisis con resultados de ensayos de laboratorio que establezcan con claridad las propiedades esfuerzo deformación ante cargas cíclicas de los materiales de las muestras escogidas.

Propiedades fundamentales de los suelos
Las propiedades mínimas requeridas para la caracterización de suelos, mediante ensayos de laboratorio, incluyen la determinación de:

- Peso unitario
- Contenido de humedad natural
- Límites de Atterberg
- Clasificación geotécnica integral de cada estrato o unidad estratigráfica, considerando los distintos grados de meteorización, conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Adicionalmente, se deben evaluar las propiedades de resistencia al corte de los distintos materiales representativos del sitio, mediante:

- Ensayos de compresión simple o triaxial no consolidado-no drenado (UU)
- Ensayo de veleta de laboratorio
- Resistencia índice, determinada con torvane, penetrómetro de bolsillo, o mediante ensayos de corte directo en muestras inalteradas de suelos cohesivos o de granulometría fina

La estimación de la resistencia también puede obtenerse a través de correlaciones empíricas con resultados de ensayos SPT (para arenas y suelos finos de consistencia rígida a muy dura) o CPT (en suelos arenosos, cohesivos o de granulometría fina).

Para evaluar la compresibilidad de los suelos cohesivos, se deberán realizar ensayos de consolidación unidimensional sobre muestras inalteradas, utilizando curvas de compresibilidad que incluyan los valores correspondientes al 100% de la consolidación primaria para cada incremento de carga aplicado.

En caso de identificarse la presencia de arcillas expansivas en estado no saturado, será necesario realizar ensayos de expansión libre y controlada en laboratorio, conforme a los procedimientos especificados en las normas ASTM.

Caracterización geomecánica detallada en el estudio geotécnico definitivo. Las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo deberán ser evaluadas para cada caso particular, utilizando métodos reconocidos de campo y laboratorio. El informe técnico correspondiente debe justificar claramente la cantidad de ensayos realizados y su representatividad, en concordancia con el modelo geológico y geotécnico del sitio.

Como mínimo, se deberán determinar las siguientes propiedades:

- Resistencia al corte
- Relaciones esfuerzo-deformación
- Características de compresibilidad
- Propiedades de expansión
- Coeficientes de permeabilidad
- Otras propiedades relevantes, según las condiciones geológicas específicas del área en estudio

En aquellos casos donde las condiciones ambientales y físicas del terreno lo requieran, los procedimientos de ensayo deberán ser seleccionados de manera que permitan evaluar adecuadamente la influencia de factores como:

- Grado de saturación
- Condiciones de drenaje
- Estado de confinamiento
- Solicitaciones cíclicas
- Y cualquier otro factor que pueda afectar el comportamiento mecánico de los materiales analizados.
- Informe de ensayos de laboratorio
Los resultados de los ensayos de laboratorio tienen que ser entregados al ingeniero geotécnico/o entidad responsable del diseño de las excavaciones y cimentaciones, donde se cubre:
 - Tipo y número de ensayos
 - Propiedades o características básicas
 - Caracterización geomecánica detallada

Tipos de suelos

Suelos no cohesivos o granulares

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la norma ASTM D2487-2000, se incluyen:

- Gravas: Clasificaciones GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.
- Arenas: Clasificaciones SW, SP, SM, SC, SC-SM, SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

Criterios adicionales:

- $\leq 30\%$ del peso pasa por tamiz No. 200.
- Límite líquido (wL) $\leq 30\%$.
- Índice plástico (IP) $\leq 15\%$.

Suelos cohesivos o finos

Incluyen arcillas y limos, es decir, aquellos suelos que no cumplen con las condiciones para ser considerados granulares.

Factores de seguridad

Objetivo:

Asegurar que los esfuerzos inducidos por la estructura sean menores que los esfuerzos admisibles del suelo, considerando las cargas de servicio.

Criterios para elegir el factor de seguridad:

- Tamaño o magnitud de la obra.
- Riesgo asociado a una posible falla estructural.
- Calidad y cantidad de información geotécnica disponible.

Definición general

Se utiliza un Factor de Seguridad global, que contempla todas las incertidumbres del diseño, sin separar entre resistencia de los materiales o efectos de carga.

Factor de seguridad por corte mínimos

Definición:

Relación entre el esfuerzo cortante a la falla (τ_f) y el esfuerzo cortante actuante (τ_A):

$$FS_{\text{corte}} = \frac{T_f}{t_A}$$

Donde:

T_f esfuerzo cortante a la falla

t_A esfuerzo cortante actuante

La resistencia al corte se define como el máximo esfuerzo cortante que el suelo puede resistir. La resistencia del suelo está controlada por el esfuerzo efectivo, aunque la

falla ocurra en condiciones drenadas o no drenadas. El esfuerzo cortante a la falla τ_f se expresa por medio del modelo de falla de materiales según la ley de Mohr-Coulomb.

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Donde:

τ_f Esfuerzo cortante a la falla

c' Cohesión efectiva

σ' Esfuerzo normal efectivo

φ' Angulo de fricción efectivo

El esfuerzo normal efectivo es:

$$\sigma - \mu$$

Donde:

σ Esfuerzo normal total

μ Presión de fluidos o presión de poro

Se advierte que los esfuerzos normales empleados son valores relativos a la presión atmosférica PA y que cualquier otra definición de esfuerzo cortante a la falla debe ir en término de esfuerzos efectivos.

Factores de Seguridad Indirectos

El Factor de Seguridad por Corte se puede considerar como el factor de seguridad básico, o el factor de seguridad geotécnica real, pero de él se derivan Factores de Seguridad Indirectos que tienen valores diferentes.

Condiciones drenadas y esfuerzos efectivos

Las condiciones drenadas son cuando las presiones de fluido de poro son insignificantes. Las condiciones drenadas se encuentran:

- Cuando el cambio o aplicación de la carga es muy lenta, o cuando la carga ha sido colocada por mucho tiempo que todo el suelo ha alcanzado la condición de equilibrio sin causar un exceso de presión de poro inducido por la carga.
- En suelos granulares; gravas, arenas y gravas o arenas limosas no plásticas.
- Para arcillas altamente sobre consolidadas (ya que la resistencia al corte no drenado es mayor que la drenada, debido a que la presión de poro decrece y el esfuerzo efectivo se incrementa durante la aplicación de la carga no drenada)

Excavaciones

En la presente sección no se consideran varios sistemas de ingeniería geotécnica que se utilizan en la actualidad para el mejoramiento masivo del subsuelo, como, por ejemplo: inclusiones rígidas, inyección de cemento, fracturación del suelo, drenes verticales, columnas de cal o cemento, mezcla de suelo en sitio, técnicas de vibro compactación, compactación dinámica, entre otros. Los métodos de mejoramiento masivo del subsuelo pueden ser planteados y analizados cumpliendo con los lineamientos establecidos, asentamientos admisibles y capacidad de carga admisibles.

Estabilidad de taludes y excavaciones

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de entibado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por supresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías;
- De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. NOTA: para los estados límites de servicio los valores esperados de tales movimientos deberán ser calculados para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se construyan en el sitio. Los análisis de estabilidad se realizarán mediante la consideración de que las sobrecargas puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación. Para los análisis de estabilidad de laderas naturales ó intervenidas y taludes de excavación, se deben tener en cuenta:
- La geometría del terreno antes y después de cualquier intervención constructiva.
- La distribución y características geomecánicas de los materiales del subsuelo que conforman el talud.
- Las condiciones hidrogeológicas e hidráulicas.
- Las sobrecargas de las obras vecinas.
- Los sistemas y procesos constructivos.
- Los movimientos sísmicos. Para los estudios de estabilidad de taludes o laderas se recomienda seguir:
- Los procedimientos establecidos en las guías para analizar y mitigar los peligros en laderas 36en California, Blakeet al. (2002) (Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117, Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazard in California)

•El manual de estabilidad de taludes del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, 2003 (USACE, 2003. Slope Stability, EM 1110-2-1902, Engineering Manual) Para los análisis de desplazamientos sísmicos en taludes, laderas o presas, se recomienda seguir la metodología de Bray JD and Travarasrou T (2007). Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Resumen técnico – Estructuras y sistemas de contención

Las estructuras de contención son elementos diseñados para proveer soporte lateral a masas de suelo, roca fragmentada o materiales inestables, formando taludes verticales o cuasi-verticales. Estas estructuras pueden ser:

- Autónomas, resistiendo directamente las cargas del terreno.
- Reforzadas, interactuando con el material retenido mediante elementos de refuerzo (geos sintéticos, anclajes, etc.).

Tipologías comunes:

- Muros de gravedad (mampostería, concreto ciclópeo, gaviones, cribas, tierra reforzada).
- Muros en voladizo, con o sin contrafuertes.
- Tablestacas.
- Pantallas atirantadas.
- Muros anclados.
- Entibaciones para excavaciones temporales.
- Otras soluciones estructurales con diseño y verificación adecuados.

Criterios de diseño

El diseño estructural debe considerar las acciones externas y condiciones durante toda la vida útil de la obra. Las cargas se modelan por unidad de longitud de muro y pueden incluir:

- Peso propio de la estructura.
- Empuje activo y pasivo del suelo.
- Fricción suelo-estructura.
- Sobrecargas estructurales o móviles (tráfico).

- Presiones hidrostáticas y presión de poros.
- Cargas de anclaje.
- Características del relleno y métodos constructivos.
- Sistemas de drenaje y socavación.
- Oleaje (en zonas cercanas a cuerpos de agua).
- Acciones sísmicas.
- Efectos térmicos.

Verificación de estados límite

Las estructuras de contención deben verificarse contra los siguientes estados límite de falla:

- Volteo.
- Deslizamiento.
- Falla de cimentación (capacidad portante o estabilidad global del talud).
- Falla estructural del muro.

Y también contra los estados límite de servicio:

- Asentamientos.
- Giro o inclinación.
- Deformaciones excesivas.

Los empujes de tierra deben estimarse considerando la flexibilidad estructural, el tipo de suelo, y el método de colocación del material de relleno.

Factores de seguridad

Se aplicarán factores de seguridad indirectos mínimos para las diferentes verificaciones, según lo indicado en la Tabla 8.

Tabla 8. Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Pseudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de:				

Momento resistente/momento actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad portante	Ver tabla 6			
Estabilidad general del sistema				
Permanente o de larga duración (> 6 mese)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50 % de Diseño	1.05

Generalidades y metodología para diseño de cimentaciones

Función de la cimentación

La cimentación (o subestructura) tiene como función principal:

- Transmitir adecuadamente al subsuelo todas las acciones estructurales:
 - Cargas muertas (peso propio de la estructura).
 - Cargas vivas (uso y ocupación).
 - Cargas sísmicas inducidas por el terreno o por la estructura.

La cimentación debe estar apoyada en estratos con propiedades geomecánicas adecuadas que aseguren:

- Resistencia al corte suficiente del material de apoyo.
- Control de asentamientos, permitiendo un comportamiento estructural aceptable.
- Seguridad frente a los estados límite:
 - Últimos: Capacidad de carga del suelo.
 - De servicio: Asentamientos permisibles.

Clasificación de las cimentaciones

Las cimentaciones se clasifican en dos categorías principales, en función de su profundidad relativa respecto al terreno y al tipo de transferencia de carga:

- Cimentaciones superficiales: Apoyadas a poca profundidad, transmiten cargas por contacto directo con el terreno (zapatas, losas de cimentación).
- Cimentaciones profundas: Transmiten cargas a estratos profundos mediante elementos estructurales alargados (pilotes, pilas), cuando los estratos superficiales no son adecuados.

Esta clasificación se diferencia entre sí por la relación:

$$\frac{D_f}{B} \leq 4 = \text{cimentacion superficial}$$

$$\frac{D_f}{B} > 4 = \text{cimentacion profunda}$$

Donde:

D_f Profundidad de desplante

B Ancho de la cimentación

Estados límite de falla: capacidad de carga y Factor de Seguridad Indirecto (FSI)

La capacidad de carga última o resistencia al corte del suelo en el punto crítico de falla debe determinarse mediante métodos fundamentados en:

- Teoría plástica.
- Análisis de equilibrio límite.

Se deben considerar todos los posibles mecanismos de falla:

- Plano de falla general.
- Plano de falla local.
- Falla por punzonamiento.

Factores de Seguridad Indirectos Mínimos (FSIM)

Para el diseño de cimentaciones superficiales y profundas (a punta), se establecen los siguientes valores mínimos de FSIM según la condición de carga en la tabla 9:

Tabla 9. Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M

Condición de carga	FSIM Mínimo
Carga muerta + carga viva normal	3.0

Carga muerta + carga viva máxima	2.5
Carga muerta + carga viva normal + sismo pseudo estático	1.5

Los Factores de Seguridad Indirectos (FSI) deben estar respaldados por la comprobación de que los Factores de Seguridad por corte (directos) sean iguales o superiores a los mínimos establecidos.

Este enfoque garantiza la seguridad estructural y la estabilidad geotécnica bajo las diferentes combinaciones de cargas, incluyendo acciones sísmicas.

CAPITULO III

SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE ACERO

Aspectos generales

El acero es una aleación de hierro y carbono, a menudo con otros elementos como cromo, níquel o manganeso, para mejorar sus propiedades. En construcción, se usa sobre todo el acero estructural, diseñado específicamente para soportar cargas.

Procesos para la producción de acero

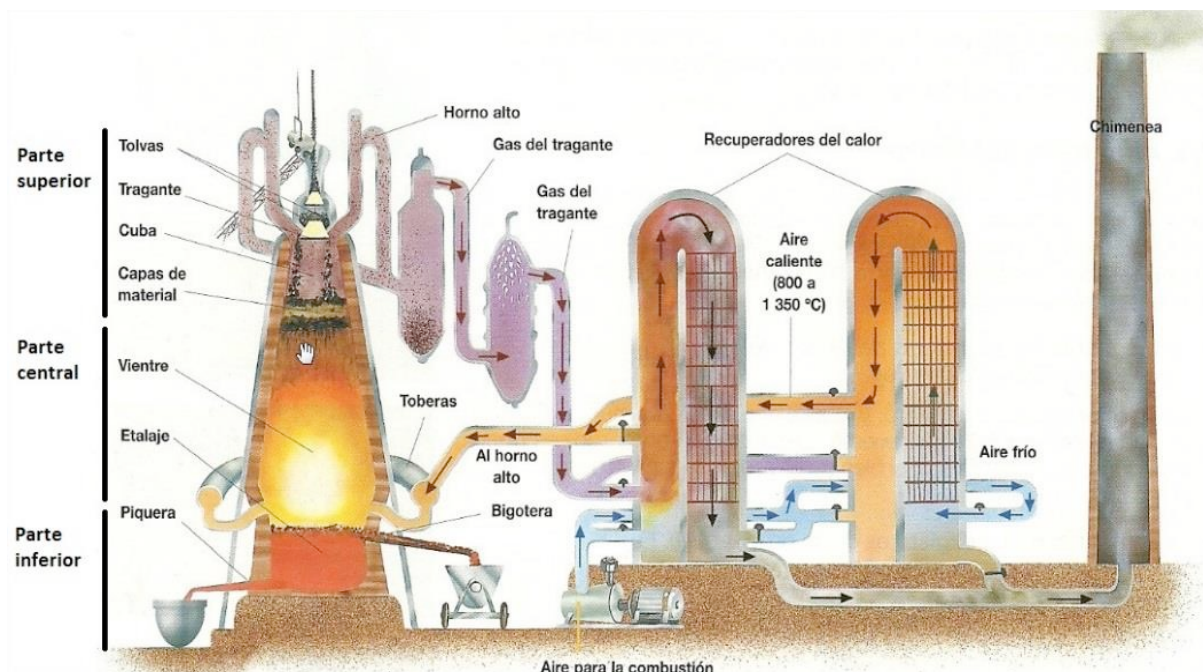
Desde el punto de vista tecnológico existen tres tipos fundamentales de procesos:

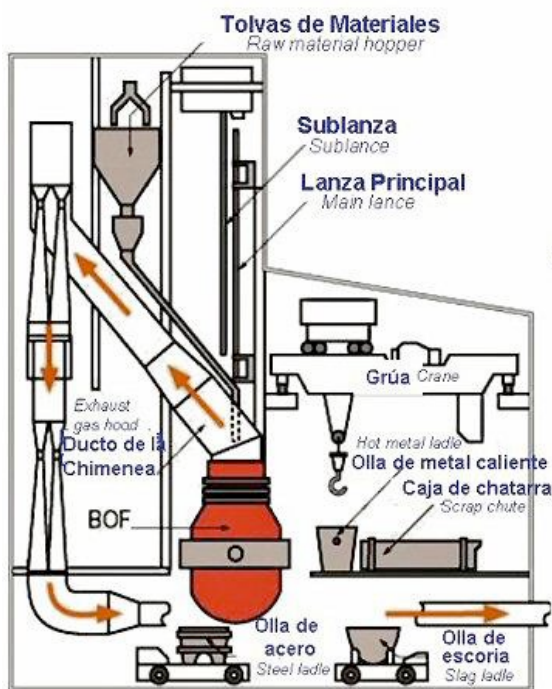
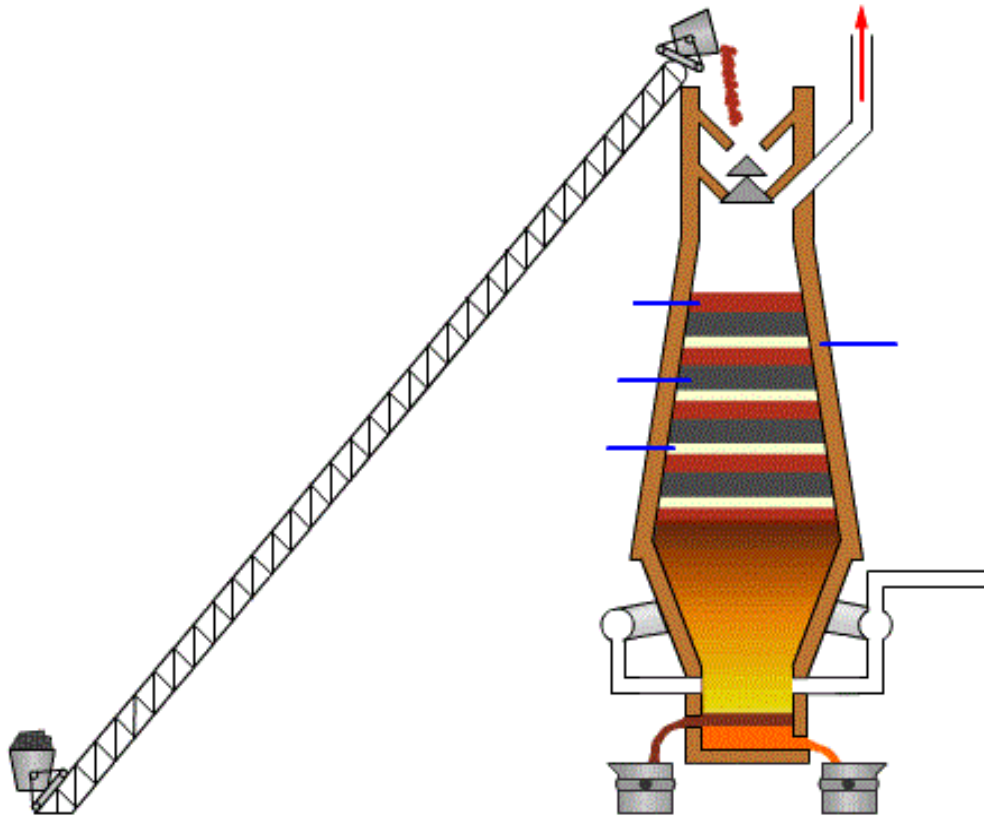
- Porsoplado
- Con horno de solera abierta
- Eléctrico

Porsoplado. - en el cual todo el calor procede del calor inicial de los materiales de carga, principalmente en estado de fusión.

Con horno desolera abierta. - en el cual la mayor parte del calor proviene de la combustión del gas o aceite pesado utilizado como combustible; el éxito de este proceso se basa en los recuperadores de calor para calentar el aire y así alcanzarlas altas temperaturas eficaces para la fusión de la carga del horno. Procesos obresolera, básico y acido

Eléctrico. - en el cual la fuente de calor más importante procede de la energía eléctrica (arco, resistencia o ambos); este calor puede obtenerse en presencia o ausencia de oxígeno; por ello los hornos eléctricos pueden trabajar en atmósferas no oxidantes o neutras y también en vacío, condición preferida cuando se utilizan aleaciones que contienen proporciones importantes de elementos oxidables. En las figuras 10 se muestran el proceso de producción del acero



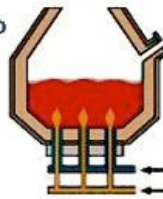


Tipos de Convertidores

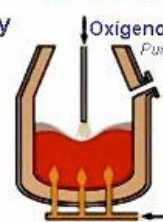
Soplo por arriba
Top blown vessel



Soplo por el fondo
Bottom blown vessel



Soplo por arriba y por el fondo
Top and bottom blown vessel



Gas de salida
Exhaust gas

Fuel gas as coolant
Gas combustible como enfriante
Oxígeno puro y fundente
Pure oxygen gas and flux
Oxígeno puro
Pure oxygen gas
Gas inerte
Gas CO_2
Oxígeno puro y fundente
Inert gas
 CO_2 gas
Pure oxygen gas and flux

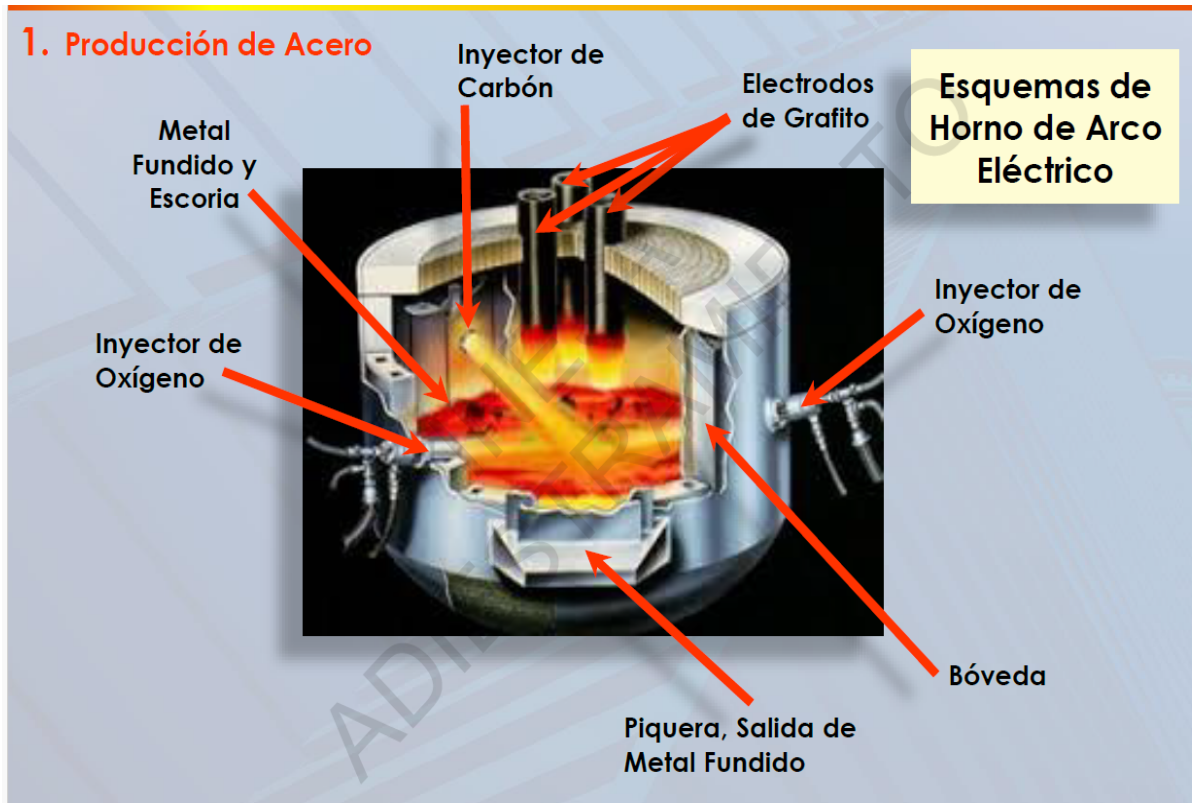


Figura 10. Proceso de producción de acero

Clasificación de los aceros

- Se clasifica debido a su:
- Composición química
- Contenido de óxidos
- Propiedades mecánicas
- Su calidad

Composición química de los aceros

De acuerdo con su composición química, los aceros pueden ser sin alea, semialeados y aleados. Las aleaciones influyen en las propiedades del acero. Entre los metales de aleación se pueden citar el cobre (Cu), el níquel (Ni), el aluminio (Al), el manganeso (Mn) y el cromo (Cr). El fósforo y el azufre generalmente se segregan, ya que constituyen impurezas difíciles de eliminar.

El cromo mejora notablemente la resistencia a la corrosión y al desgaste, así como el cobre incrementa su ductilidad y también mejora la resistencia a la corrosión. El manganeso facilita la soldabilidad y el molibdeno permite una mejor deformación en frío.

El níquel incrementa la resistencia a la tracción y el aluminio le confiere al material características de no envejecimiento y una estructura de grano fino, con buenas propiedades de soldabilidad.

Según el contenido de oxidos

Se clasifican en:

- Aceros efervescentes
- Semicalmados
- Calmados

Aceros efervescentes

Cuando la desoxidación del acero líquido resulta débil, se obtienen metales con alto grado de segregación y concentración de elementos. Evidencia de ello es la formación en el lingote de una piel exterior relativamente pura durante su solidificación y enfriamiento, mientras que en el interior de la masa su composición química se ve alterada por impurezas tales como el azufre y el fósforo, que debilitan el acero, disminuyendo su calidad y haciéndolo poco apto para soldar.

Aceros Semicalmados:

Son los aceros parcialmente desoxidados con propiedades intermedias entre los efervescentes y los calmados. Se usan preferentemente en la fabricación de perfiles estructurales, barras y planchas.

Aceros calmados:

Son los aceros completamente desoxidados, en los cuales no existen reacciones posteriores del carbono con el oxígeno, durante la solidificación y conformación de lingotes. Estos aceros presentan una estructura cristalina homogénea, de composición química uniforme, apta para la fabricación de tubos sin costura, rieles y piezas forjadas. Los aceros calmados ofrecen excelentes características mecánicas, buenas posibilidades de ser soldados y gran ductilidad. A fines estructurales, se los emplea generalmente en perfiles de espesor considerable, que deban soportar fuertes solicitaciones.

Según Propiedades mecánicas

Según las Propiedades mecánicas del acero se clasifican en:

- Acero común (dulce)
- Acero de alta resistencia
- Aceros especiales

Acero Común:

También conocido por acero dulce o acero al carbono, fue por muchos años el material más usado en la construcción. Es un acero con bajo contenido de carbono (entre el 0.12% y 0.60% en peso). Entre estos aceros están el AE25, ASTM A36 y Din ST37. La variación en el contenido de carbono resulta decisiva en las propiedades mecánicas de los diferentes aceros.

Aceros de Alta Resistencia:

Son aquellos que han incrementado notablemente su punto de cedencia, por contenidos elevados de carbono (entre 1.4% y 1.7% en peso) o por aleaciones adecuadas, su ductilidad se ve drásticamente disminuida. En algunos casos, las elevadas resistencias se logran mediante tratamientos térmicos y templados, por trabajos en frío.

Aceros Especiales:

Se fabrican con sofisticadas aleaciones, para cubrir necesidades específicas, y no todos son adecuados para su aplicación estructural. Por ejemplo, los aceros de los cascos de submarinos, naves especiales o los usados para la construcción de máquinas de alta precisión.

Diagrama Tensión – Deformación del Acero

El diseño de elementos estructurales implica determinar la resistencia y rigidez del material estructural, estas propiedades se pueden relacionar si se evalúa una barra sometida a una fuerza axial para la cual se registra simultáneamente la fuerza aplicada y el alargamiento producido. Estos valores permiten determinar la tensión y la deformación que al graficar originan el denominado diagrama de tensión-deformación.

Los diagramas son similares si se trata del mismo material y de manera general permite agrupar los materiales dentro de dos categorías con propiedades afines que se denominan materiales dúctiles y materiales frágiles. Los diagramas de materiales dúctiles se caracterizan por ser capaces de resistir grandes deformaciones antes de la rotura, mientras que los frágiles presentan un alargamiento bajo cuando llegan al punto de rotura.

El acero en la construcción

El acero es uno de los materiales más utilizados en la construcción debido a sus características mecánicas y su versatilidad. Es una aleación de hierro con carbono y otros elementos que le otorgan gran resistencia, durabilidad y ductilidad.

Ventajas del acero en la construcción:

1. Alta resistencia: El acero tiene una gran capacidad para soportar cargas pesadas, tanto a tensión como a compresión.
2. Ductilidad y flexibilidad: Puede deformarse sin romperse, lo que lo hace ideal para estructuras que deben soportar movimientos sísmicos o cargas variables.
3. Rapidez en la construcción: Las estructuras de acero suelen fabricarse en taller y luego montarse en obra, acelerando el proceso constructivo.
4. Ligereza: Comparado con otros materiales como el concreto, el acero es más ligero, lo que reduce cargas en los cimientos.
5. Reciclable: El acero es 100% reciclable, lo que contribuye a la sostenibilidad ambiental.

Precisión: Se puede cortar y moldear con gran exactitud, permitiendo diseños complejos y ajustados.

Usos comunes del acero en la construcción:

- Estructuras metálicas: Vigas, columnas, y marcos de acero para edificios, puentes, y naves industriales.
- Refuerzo de concreto (varillas o barras de acero): El acero se usa como refuerzo en el concreto para aumentar su resistencia a la tracción.
- Cubiertas y cerramientos: Paneles y láminas de acero para techos y fachadas.
- Andamiajes y maquinaria.

Tipos de acero usados:

- Acero estructural: Diseñado para soportar cargas, como perfiles en I, H, y tubos.
- Acero inoxidable: Para zonas expuestas a la corrosión.
- Acero galvanizado: Recubierto con zinc para protegerlo contra la oxidación.

Comportamiento sísmico de las estructuras de acero

El acero es el material más dúctil entre aquellos de uso estructural. Sin embargo, es un error grave considerar que esta propiedad inherente al material se traslada automáticamente al sistema estructural. Las investigaciones desarrolladas en los últimos 30 años han demostrado que para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras es necesario suministrar adecuada ductilidad no sólo a nivel del material, sino también a nivel seccional y de los miembros que componen el sistema

(columnas, vigas, riostras, conexiones). Para ello se debe, en primer lugar, identificar y conocer las condiciones que pueden conducir a mecanismos de falla frágil y, luego, adoptar estrategias de diseño para obtener una respuesta estable y con adecuada capacidad de disipación de energía. El diseño y detalle de las conexiones entre los distintos componentes estructurales es un aspecto de fundamental importancia para alcanzar estos objetivos. Antes de 1988, en general, no se disponía de especificaciones reglamentarias para el adecuado detalle de estructuras sismorresistentes de acero (Crisafulli, 2018). Afortunadamente esta situación se ha revertido y en la actualidad se cuenta con especificaciones que se consideran seguras y confiables.

En el caso de estructuras sismorresistentes, el control de los fenómenos de inestabilidad resulta más importante aún que en las estructuras comunes, dado que su ocurrencia degrada la respuesta en términos de resistencia y rigidez, disminuyendo así su capacidad de disipar energía. Las especificaciones de diseño incluyen requerimientos específicos al respecto, particularmente en aquellas zonas donde se espera que se desarrollen deformaciones plásticas (por ejemplos, rótulas plásticas en vigas, zonas de fluencia por tracción o corte, etc).

Los edificios con estructura de acero, han sido construidos desde hace muchas décadas, principalmente en países desarrollados económica y tecnológicamente.

Los terremotos de Northridge, USA, ocurrido en 1994 y de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, en 1995 que afectaron zonas de dos países que son considerados líderes en la ingeniería sismorresistente, representaron pruebas severas para las construcciones de acero (Bertero et al., 1994; Tremblay et al., 1996). En ambos terremotos no se registraron colapsos de edificios con estructura de acero y las primeras inspecciones realizadas inmediatamente después del sismo (usualmente desde el exterior del edificio) indicaron un adecuado comportamiento, sin daños

observables a simple vista. Esta situación se consideró como un éxito de la ingeniería y de la industria de la construcción en acero. Sin embargo, los estudios más detallados que se realizaron posteriormente revelaron que un número importante de edificios, muchos de los

cuales fueron diseñados con reglamentaciones modernas, se encontraban seriamente afectados. Varias semanas después de ocurrido el terremoto, equipos especializados realizaron inspecciones con el objeto de investigar la ocurrencia de desplazamientos laterales residuales de importancia. Para ello, se debieron remover los elementos arquitectónicos y la protección contra fuego que usualmente cubren la estructura de acero

Los daños afectaron distintos tipos de estructuras de acero, pero los problemas más sorprendentes y serios se registraron en pórticos resistentes a momento (sin arriostramientos),

donde se observó un inadecuado comportamiento de las conexiones, particularmente en los nudos viga-columna, con la ocurrencia de distintos tipos de falla por fractura de soldaduras y placas.

Como resultado de los daños observados en el terremoto de Northridge, se implementó en Estados Unidos un programa de investigación analítico-experimental de gran alcance, destinado a analizar las causas de las fallas relevadas y a proponer soluciones aplicables tanto al diseño de nuevas construcciones como a la reparación de las existentes. Este programa, denominado SAC (siglas surgen del nombre de las tres organizaciones norteamericanas que forman el consorcio: SEAOC, ATC y CUREE) comprendió tres etapas: (i) el estudio de las prácticas de diseño y constructivas previas al terremoto de Northridge, (ii) el análisis de las fallas y sus causas y (iii) el desarrollo de nuevos criterios de diseño y detalles para las conexiones.

CAPITULO IV

SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PREFABRICADOS

Introducción

Debido al crecimiento poblacional y a las transformaciones en las diversas estructuras económicas y sociales, es ampliamente reconocido que el progreso de los países se

refleja en gran medida en su desarrollo de infraestructuras. Las condiciones habitacionales influyen significativamente en la calidad de vida de las personas. A partir de esta realidad, surge la necesidad de explorar métodos constructivos viables que respondan a estas demandas (Novas Cabrera, 2010). En el Ecuador en el año 2022 la inversión en obras civiles pública llegó aproximadamente a \$1200 millones y en el 2023 \$1500 millones (Julio, Intriago, Pedro, et al., n.d.).

En el ámbito de la construcción, se ha buscado optimizar recursos en cuanto a tiempo y costos, lo que explica el auge actual de la industria de prefabricados como una alternativa muy conveniente. Por ello, se hace necesario brindar a los estudiantes de ingeniería una base sólida sobre los sistemas constructivos prefabricados que puedan ser aplicados de manera eficiente en sus proyectos.

En ocasiones, el conocimiento predominante y la experiencia con los sistemas tradicionales, reforzados por la enseñanza académica, limitan la adopción de innovaciones tecnológicas y la implementación de nuevas técnicas constructivas.

Por esta razón, el presente proyecto tiene como objetivo realizar un análisis de los diferentes sistemas prefabricados, no solo para informar, sino para ampliar el entendimiento sobre las opciones disponibles en nuestro entorno, sirviendo como referencia para posibles soluciones arquitectónicas y estructurales.

Los sistemas industrializados presentan la posibilidad de reducir costos si se alcanzan mayores escalas de producción, algo que no es característico actualmente en la construcción de viviendas en países en desarrollo.

La prefabricación representa el único método industrial capaz de acelerar masivamente la edificación, contribuyendo a resolver un problema acumulado en años recientes. Además, el uso de materiales alternativos y sistemas de bajo costo es una alternativa valiosa para incrementar el parque habitacional y de oficinas en estas regiones.

En particular, en países en desarrollo, como la mayoría de los de América Latina, es imperativo identificar tecnologías adecuadas para viviendas sociales que respondan a las necesidades, expectativas y condiciones socioeconómicas de la población.

Aspecto estructural y constructivo

Concepto estructural

De manera global, la estructura es la disposición y orden de las partes dentro de un todo. En ingeniería la estructura está destinada a soportar su propio peso y la presencia de acciones exteriores (fuerzas, momentos, cargas térmicas, etc.) sin perder las condiciones de funcionalidad para las que fue concebida ésta. Todos estos principios están íntimamente relacionados con la forma y disposición como se expresa a continuación.

Si se considera cómo afecta la forma en la estructura y como afecta la forma en el costo de la estructura nos damos cuenta por qué la elección apropiada del material es un factor muy determinante en el campo de las estructuras, pues la estabilidad de una obra se mejora por una acertada selección de los materiales a emplear y de la estructura más favorable a los mismos. Toda estructura debe estar claramente expresada e integrada en la forma, es decir, que la forma expuesta sea la estructura en sí.

Durante las últimas décadas, la forma estructural y los métodos de construcción han cambiado de manera significativa. Los marcos han llegado a ser mucho más expuestos e irregulares y los sistemas de paredes de mampostería y pisos de hormigón, han sido reemplazados por largos elementos prefabricados con características más flexibles.

Elementos estructurales

El conocimiento de los sistemas y tipos estructurales es muy importante para seleccionar la estructura más apropiada, puesto que a través de este conocimiento se comprende el comportamiento de cada sistema y su uso correcto en determinadas circunstancias.

Marcada la relevancia del conocimiento en el área, en lo siguiente se detallarán los conceptos básicos de los principales elementos estructurales, los cuales podemos clasificar en:

- Cimientos
- Columnas
- Vigas
- Losas de entrepiso

Cimientos

La cimentación es el conjunto de elementos estructurales encargados de transferir las cargas del edificio al terreno. Dado que el suelo, por lo general, tiene una resistencia menor que los pilares o muros que sostiene, el área de apoyo entre la cimentación y el terreno debe ser considerablemente mayor que la de los elementos que carga (excepto cuando se trata de suelos rocosos muy sólidos).

Es fundamental prestar atención al tipo de terreno, ya que de ello depende en gran medida la estabilidad de la edificación.

Las cimentaciones se dividen en dos grandes grupos:

- Superficiales: son aquellas que se colocan sobre las capas superiores del terreno o a poca profundidad, siempre que el suelo ofrezca una capacidad portante suficiente, o si la edificación es liviana y de menor relevancia estructural.

Dentro de las cimentaciones superficiales, se encuentran:

- Cimentaciones ciclópeas: Se utilizan en terrenos cohesivos donde es posible excavar zanjas con paredes verticales sin que se produzcan desprendimientos. El cimiento se realiza llenando la zanja con piedras de diferentes tamaños mientras se vierte simultáneamente una mezcla de hormigón (proporción 1:3:5), procurando que las piedras y el concreto se integren bien, evitando juntas continuas. Este método, sencillo y económico, se empleaba en construcciones con cargas livianas, aunque actualmente está casi en desuso.

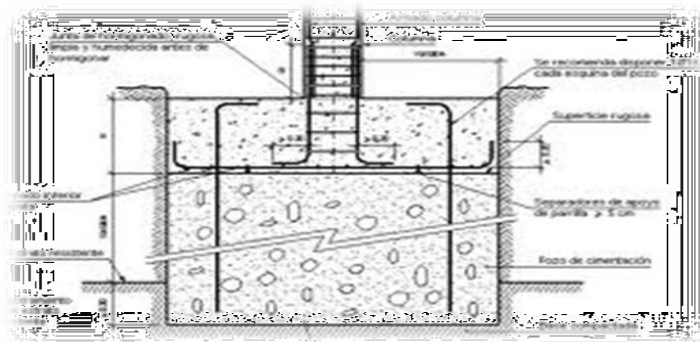


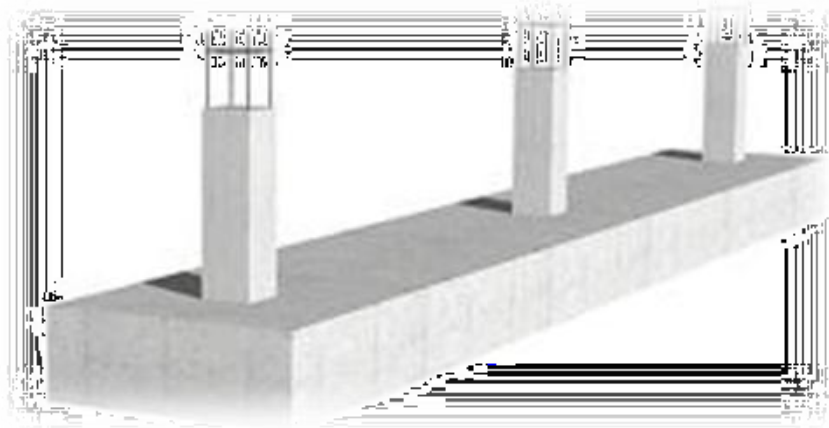
Figura 11: Detalle de cimentaciones ciclópeas

Zapatas aisladas, sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite.



Figura 12: Zapatas aisladas

Zapatas corridas, se emplean para cimentar muros portantes, o hileras de pilares. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas. Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal.



corrida de columnas

Figura 13:
Zapata

Zapatas combinadas, es un elemento que sirve de cimentación para dos o más pilares. En principio las zapatas aisladas sacan provecho de que diferentes pilares tienen diferentes momentos flectores. Si estos se combinan en un único elemento de cimentación, el resultado puede ser un elemento más estabilizado y sometido a un menor momento resultante.

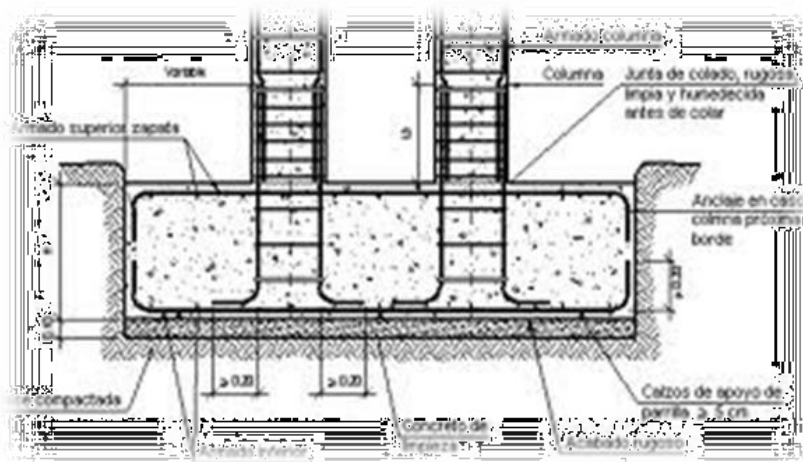


Figura 14: Detalle zapata combinada de dos columnas

Losas de cimentación, es una placa flotante apoyada directamente sobre el terreno. Como losa está sometida principalmente a esfuerzos de flexión. El espesor de la losa será proporcional a los momentos flectores actuantes sobre la misma.



Figura 15: Losas de cimentación

- Semi profundas, Son en realidad soluciones intermedias entre las superficiales y las profundas, por lo que en ocasiones se catalogan como semi profundas. Algunas veces estos deben hacerse bajo agua, cuando no puede desviarse el río, en ese caso se trabaja en cámaras presurizadas.
- Profundas, se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Por eso deben ser más profundas, para poder proveer sobre una gran área sobre la que distribuir un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga.

Estas a su vez se clasifican en:

- Pilotes, son elementos de cimentación esbeltos que se hincan (pilotes de desplazamiento prefabricados) o construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno (pilotes de extracción ejecutados in situ). Antiguamente eran de madera, hasta que en los años 1940 comenzó a emplearse el hormigón.

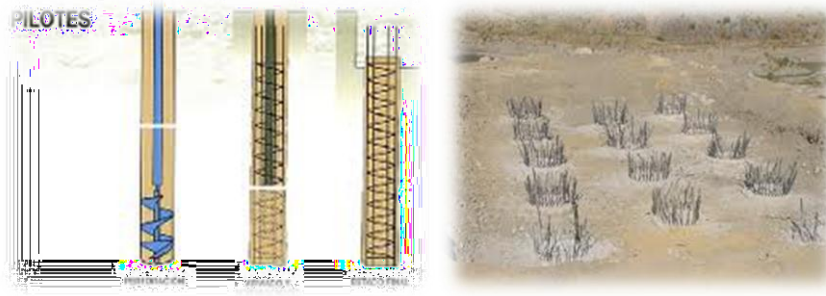


Figura 16: Pilotes de extracción con entubación recuperable in situ

- Muros pantalla, es un muro de contención que se construye antes de efectuar el vaciado de tierras, y transmite los esfuerzos al terreno.



Figura 17: Muros pantalla

- Semi profundas, Son en realidad soluciones intermedias entre las superficiales y las profundas, por lo que en ocasiones se catalogan como semi profundas. Algunas veces estos deben hacerse bajo agua, cuando no puede desviarse el río, en ese caso se trabaja en cámaras presurizadas.
- Profundas, se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Por eso deben ser más profundas, para poder proveer

sobre una gran área sobre la que distribuir un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga.

Columnas

Una columna es un elemento estructural sometido a esfuerzos axiales de compresión, cuya esbeltez (relación entre longitud y sección transversal) es suficientemente alta como para que, bajo una carga creciente, falle por inestabilidad lateral (pandeo) antes de alcanzar la resistencia última por aplastamiento.

Las columnas se clasifican en tres categorías según su comportamiento estructural frente a la carga axial: columnas largas, intermedias y cortas. Las columnas largas presentan falla predominantemente por pandeo lateral; las intermedias combinan esfuerzos de pandeo y aplastamiento en su modo de falla; y las columnas cortas, con baja esbeltez, fallan principalmente por aplastamiento debido a la capacidad de carga directa de la sección transversal.



Figura 18: Columnas en diferentes fases de construcción

Vigas

La viga es un elemento constructivo lineal que trabaja principalmente a flexión. En las vigas, la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal.



Figura 19: Vigas de hormigón pretensado

Losas de entrepiso

También denominadas placas de entrepiso, son elementos estructurales rígidos que delimitan verticalmente un nivel respecto al otro, y pueden construirse de manera monolítica o mediante vigas sucesivas apoyadas sobre muros portantes.

Estas losas deben resistir las cargas de servicio, que incluyen el peso propio, la carga viva (como mobiliario y ocupantes) y las cargas de acabados (pisos, revestimientos, revoques). Además, actúan como un diafragma rígido intermediario, fundamental para la estabilidad global del sistema estructural frente a acciones sísmicas.

Las losas de entrepiso se consideran uno de los componentes más críticos en la edificación residencial, ya que una colocación inadecuada del refuerzo de acero puede comprometer seriamente su capacidad estructural, provocando fallas incluso en ausencia de cargas sísmicas.

Desde el punto de vista estructural, las losas de entrepiso se clasifican según la dirección de la transferencia de cargas:

- Losas unidireccionales: son aquellas donde la transmisión de cargas ocurre predominantemente en una sola dirección hacia los muros o vigas de soporte. Por lo general, son losas con forma rectangular, en las que la longitud de un lado es al menos 1.5 veces mayor que la del otro, siendo esta la tipología más comúnmente empleada en la práctica constructiva local.

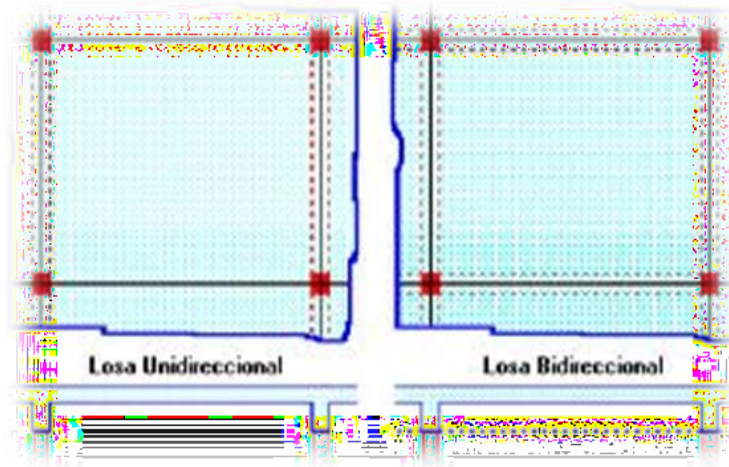


Figura 20: Losa unidireccional / Losa bidireccional

Losas bidireccionales: Cuando se dispone de muros portantes en los cuatro costados de la placa y la relación entre la dimensión mayor y la menor del lado de la placa es de 1.5 o menos, se utilizan placas reforzadas en dos direcciones.



Figura 21: Losa bidireccional

- Respecto al material estructural

Losas o placas en hormigón reforzado: Son las más comunes que se construyen y utilizan como refuerzo barras de acero corrugado o mallas metálicas de acero.



Figura 22: Losas en hormigón reforzado

Losas o placas en hormigón pretensado: Son las que utilizan cables traccionados y anclados, que le transmiten a la placa compresión.



Figura 23: Ejecución de losa en hormigón pretensado

Losa o placa apoyada en madera: Son las realizadas sobre un entarimado de madera, complementadas en la parte superior por un diafragma en hormigón reforzado.



Figura 24: Losa apoyada en madera

Losa o placa en lámina de acero: Son las que se funden sobre una lámina de acero delgada y que configura simultáneamente la formaleta y el refuerzo inferior del hormigón que se funde encima de ella.



Figura 25: Losas en lámina de acero

Losas o placas en otro material: Son placas generalmente prefabricadas realizadas en materiales especiales como arcilla cocida, plástico reforzado, láminas plegadas de fibrocemento, perfiles metálicos etc.

- Losas vaciadas InSitu

Estas losas requieren formaleas especiales, generalmente formadas por una cama (tableros o entarimados), apoyos (tacos y cerchas) y riostras (diagonales). Las losas o placas vaciadas en el sitio pueden construirse aligeradas (nervadas) o macizas.⁴

- Losas aligeradas: Son las que utilizan un aligerante para rebajar su peso e incrementar el espesor para darle mayor rigidez transversal a la losa. Los aligerantes pueden ser rígidos o flexibles, y pueden ser:
- Recuperables



Figura 26: Losa aligerada (nervada) recuperable

- No recuperable

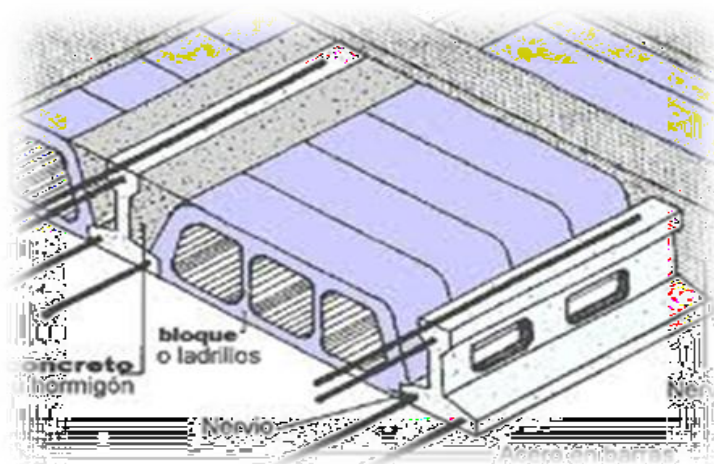


Figura 27: Losa aligerada (nervada) no recuperable

- Losas macizas: Son las vaciadas sin ningún tipo de aligerante. Se usan con espesores variables, generalmente utilizan doble malla de acero una en la parte inferior y otra en la parte superior. Estas losas pueden ser:
- Losas macizas planas

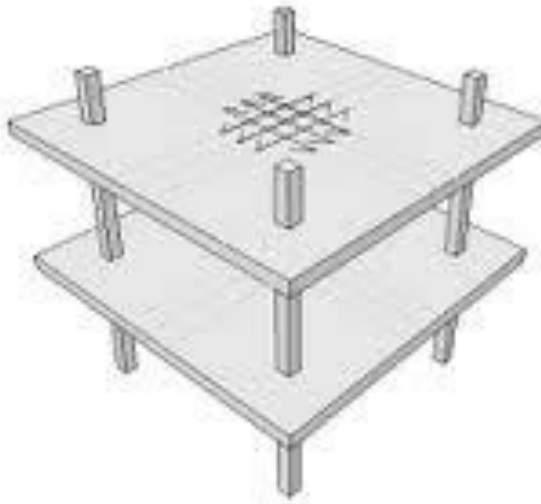


Figura 28: Losa maciza

- Losas macizas borde portantes

CAPITULO V

HORMIGONES EN LA CONSTRUCCIÓN

El hormigón es un material compuesto esencial en la ingeniería civil y la construcción, formado por la mezcla de cemento hidráulico, agregados (arena, grava o piedra triturada), agua y, en ocasiones, aditivos químicos para modificar sus propiedades. Su resistencia, durabilidad y versatilidad lo convierten en uno de los materiales más utilizados en estructuras.

Desde el punto de vista mecánico, el hormigón se caracteriza por su alta resistencia a la compresión, mientras que su resistencia a la tracción es relativamente baja, motivo por el cual en elementos estructurales se suele combinar con acero de refuerzo para formar hormigón armado, que aprovecha la capacidad del acero para resistir esfuerzos tensiles.

El proceso constructivo incluye la dosificación adecuada de los materiales, mezclado homogéneo, transporte, colocación, compactación y curado para garantizar el desarrollo óptimo de sus propiedades mecánicas y durabilidad. La calidad del hormigón depende en gran medida de la correcta dosificación y manejo en obra, así como de la calidad de los materiales constituyentes.

En función de sus características y aplicaciones, el hormigón puede clasificarse en:

- Hormigón convencional: utilizado para elementos estructurales comunes como columnas, losas y vigas.
- Hormigón de alta resistencia: desarrollado para soportar cargas elevadas y exigencias especiales en estructuras.
- Hormigón ligero: con agregados de baja densidad para reducir peso propio.
- Hormigón reforzado con fibras: que incorpora fibras metálicas o sintéticas para mejorar la resistencia a la tracción y controlar la fisuración.

Además, el hormigón cumple funciones estructurales cruciales en cimentaciones, muros, losas y columnas, y su capacidad para formar formas monolíticas lo hace ideal para resistir cargas estáticas y dinámicas, incluyendo esfuerzos sísmicos.

El control de calidad en obra incluye ensayos de resistencia a compresión mediante probetas, control del asentamiento con el ensayo de cono Abrams, y análisis de durabilidad frente a agentes agresivos, que aseguran el comportamiento esperado del material a largo plazo.

Dosificación de hormigones livianos

Los hormigones livianos (HL) se han utilizado desde la segunda mitad del siglo XX como una alternativa conveniente a los hormigones convencionales, pero su desarrollo tecnológico ha sido limitado y enfocado en casos particulares. El objetivo del trabajo fue crear un procedimiento general de dosificación para hormigones con áridos livianos aplicable a una variedad amplia de áridos y situaciones.

El método propuesto modela el hormigón con áridos livianos como un material de dos fases: una fase "soportante" de mortero normal y una fase "liviana" de árido grueso liviano, donde la primera aporta resistencia estructural y la segunda reduce el peso propio.

Se realizaron experimentos variando el tipo y proporción de cada fase, evaluando propiedades como resistencia a compresión, módulo de elasticidad, densidad, resistencia y rigidez, además de la trabajabilidad con diferentes métodos.

A partir de los resultados, se proponen relaciones entre variables de dosificación y diseño (trabajabilidad, resistencia, densidad) y se determina un índice para caracterizar la capacidad estructural del árido liviano.

En resumen, se desarrolló una metodología general para dosificar hormigones livianos que permite optimizar sus propiedades estructurales y funcionales.

Análisis de la relación entre variables objetivo y de dosificación en hormigones livianos

Un método de dosificación busca guiar la proporción de materiales para que el hormigón cumpla ciertos requisitos. En hormigones normales, las propiedades clave son la trabajabilidad y la resistencia a compresión, mientras que en los hormigones livianos se agrega la densidad como una tercera variable importante, ya que influye en resistencia, módulo de elasticidad, conductividad térmica, etc.

Las investigaciones existentes se dividen en dos grupos: unas enfocadas en un tipo específico de árido y sus propiedades, y otras que buscan relaciones generales sin limitarse a un árido en particular. Sin embargo, pocos estudios proponen un procedimiento sistematizado y aplicable a diferentes áridos livianos.

Un método para hormigones livianos debe determinar cantidades para obtener densidad, trabajabilidad y resistencia deseadas, además de evaluar si el árido es apto para esos requerimientos.

a) Densidad

La densidad es fundamental porque afecta peso y otras propiedades importantes. La humedad del árido afecta la densidad y, por ende, el comportamiento del hormigón. Se utiliza la "densidad seca al aire" para medirla y controlar las variaciones causadas

por la absorción de agua, que influye en la fabricación y manejo del hormigón. Un error en estimar esta humedad puede afectar significativamente la calidad final.

b) Trabajabilidad

La trabajabilidad se refiere a la facilidad para mezclar, transportar, colocar y compactar el hormigón fresco sin que se segregue. En hormigones livianos, la definición se mantiene, aunque su medición y interpretación pueden variar. El método del cono de Abrams es recomendado para medir la trabajabilidad en hormigones normales y livianos, aunque hay diferencias de opinión y resultados en distintos estudios.

c) Resistencia

La resistencia a compresión en hormigones convencionales depende principalmente de la pasta de cemento y la interfaz pasta-árido. En los hormigones livianos, la resistencia y rigidez del árido sí importan, pues tienen menor peso específico y resistencia intrínseca que los áridos normales, lo que afecta la resistencia total del hormigón.

Se plantea el concepto de una resistencia límite o techo, que es un punto a partir del cual aumentar cemento no incrementa la resistencia, y varía según el tipo y tamaño del árido liviano.

El hormigón con áridos livianos puede modelarse como un material de dos fases: una fase soportante (mortero normal) y una fase liviana (árido de baja densidad). La resistencia depende de la proporción y resistencia de estas dos fases.

Los métodos tradicionales que relacionan resistencia con la relación agua/cemento no son adecuados para hormigones livianos, ya que no consideran las características mecánicas particulares del árido liviano. Para caracterizar la resistencia intrínseca del árido se usan ensayos directos (compresión o hendidura) o indirectos, como el índice de resistencia propuesto en normas británicas.

Además, se presenta un diseño experimental que estudia diferentes tipos de áridos livianos (piedra pómez y leca) con distintas relaciones agua/cemento (W/C) y densidades resultantes para analizar su comportamiento.

Programa Experimental y Análisis de Resultados

El estudio propone un diseño experimental para evaluar la influencia de las dos fases (fase soportante y fase liviana) en las propiedades del hormigón liviano, particularmente en densidad, trabajabilidad y resistencia a compresión. Se utilizaron seis tipos de fase soportante y tres tipos de áridos livianos. (dos tipos de piedra pómez y arcilla expandida - Leca), variando la relación agua/cemento (W/C) y las densidades en estado fresco.(17239-Article Text-35955-1-10-20200709.pdf, n.d.)

Materiales y Fabricación:
Se emplearon mezclas con cementos Portland Puzolánico de dos marcas (Melón y

Polpaico). Se caracterizaron las propiedades del cemento, incluyendo resistencia flexo y compresión a diferentes edades, contenido de puzolana y yeso, además de la finura y densidad real. Los áridos se caracterizaron mediante densidad real y aparente, absorción, granulometría, módulo de finura, porcentaje de finos (TPFV) y valor de trituración (ACV).

Dosificaciones y Ensayos:
Las mezclas se dosificaron reemplazando la fase soportante por la liviana, con identificación específica del tipo de árido liviano. Se realizaron ensayos de trabajabilidad (cono de Abrams), densidad en estado fresco, contenido de aire volumétrico, resistencia a compresión a 3, 7 y 28 días, módulo de elasticidad y densidad en estado seco. Estos ensayos cumplieron con normativas ASTM y NCh.

Análisis de Resultados:

Los resultados se agruparon según tipo de fase soportante, observándose que el incremento progresivo de fase liviana modifica las propiedades del hormigón. En particular, el contenido de aire atrapado en el hormigón liviano no mostró diferencias significativas respecto a morteros normales, validando el método volumétrico de medición para estos materiales.

Hormigón pretensado: conceptos generales

El pretensado del hormigón es un método que implica aplicarle compresiones internas antes de que reciba cualquier carga externa. Esta técnica busca eliminar los esfuerzos de tracción en el material al generar tensiones compresivas artificiales previamente. Una vez que la estructura empieza a soportar cargas externas, la combinación de estas con las tensiones introducidas mediante el pretensado debe estar equilibrada, de modo que las tensiones resultantes se mantengan dentro de los márgenes de resistencia del hormigón(Jacovenko & Alexis, 2015).

La utilización de hormigón pretensado surge buscando superar los inconvenientes que implica la utilización de hormigón armado. Se utiliza buscando aliviar la estructura y evitar la aparición de fisuras. Por un lado, la estructura de hormigón armado presenta el inconveniente de que su gran peso no la hace adecuada para programas en los que se requiere salvar grandes luces. En cuanto a las fisuras, su aparición en el hormigón armado se debe a que el hormigón que recubre a las armaduras esta traccionado. Las fisuras son perjudiciales considerando que las armaduras quedan expuestas a los factores climáticos que causan su corrosión.

Corrosión

La corrosión es la interacción de un metal con el medio que lo rodea, produciendo el consiguiente deterioro en sus propiedades tanto físicas como químicas. La característica fundamental de este fenómeno, es que sólo ocurre en presencia de un electrólito, ocasionando regiones plenamente identificadas, llamadas estas anódicas y catódicas(Paredes et al., 2001).

La corrosión puede ser mediante una reacción química (óxido-reducción) en la que intervienen la pieza manufacturada, el ambiente y el agua o por medio de una reacción electroquímica.

Para evitar que la corrosión dañe una estructura de hormigón armado en el futuro, es fundamental asegurar que el hormigón tenga una estructura porosa adecuada, un recubrimiento con espesor suficiente y esté libre de cloruros. Además, se deben considerar factores como la difusión de agentes agresivos (carbonatación e iones de cloruro), la humedad y la temperatura, ya que influyen en el proceso de corrosión y su prevención.

Según (Guerra et al., 2023) es de vital importancia, realizar una caracterización integral del hormigón antes de su colocación, especialmente en ambientes de alta agresividad ambiental, donde la corrosión atmosférica acelera el deterioro del concreto armado. La ausencia de criterios normativos de durabilidad ha contribuido al deterioro prematuro de estructuras, particularmente en zonas costeras, debido a la falta de estudios previos basados en ensayos físico-químicos y mecánicos, en relación con la agresividad del entorno.

Se propone la necesidad de establecer correlaciones estadísticas entre la resistencia a compresión, la porosidad capilar efectiva y la resistividad superficial del hormigón, considerando la relación agua/cemento en distintos diseños de mezcla. Además, se plantea normar valores críticos de porosidad capilar como parámetro clave para garantizar la durabilidad y vida útil estructural.

La literatura técnica muestra una insuficiente evaluación de la corriente de corrosión en armaduras de concreto armado, en función de la resistividad, lo que limita la comprensión del impacto combinado entre la calidad del concreto y la agresividad ambiental en el proceso de deterioro. Finalmente, se destaca la carencia de investigaciones nacionales sobre durabilidad del hormigón en contextos costeros del Ecuador.

En el terremoto del 16 de abril del 2016, uno de los principales problemas en el colapso de las edificaciones en el cantón Portoviejo, provincia de Manabí-Ecuador, fue el hormigón armado en la estructuras, lo que merece una buena fiscalización desde el proceso constructivo(Intriago-flores & Guadamud-mieles, 2024).

Corrosión por carbonatación del hormigón

Cuando el CO_2 que es liberado de forma masiva en la atmósfera penetra en el hormigón se produce una reacción entre los hidróxidos de la fase líquida intersticial y los compuestos hidratados del cemento, de tal manera que cuando todo el $\text{Ca}(\text{OH})_2$, $\text{Na}(\text{OH})$ y $\text{K}(\text{OH})$ presentes en los poros han sido carbonatados, el pH empieza a decrecer, dando como resultado un medio ácido que produce un constante y progresivo efecto corrosivo en el acero.

Corrosión por acción de cloruros

Este fenómeno generalmente se produce en las zonas costeras, los iones de cloruros que se encuentran en el ambiente penetran en el hormigón destruyendo la capa protectora que cubre al acero y provocando una pequeña zona anódica con relación a la catódica, las condiciones desfavorables de la superficie producen una profunda y acelerada penetración de la corrosión en el acero de refuerzo.

La presencia de cloruros en el concreto puede provenir de sus componentes como en el cemento, agua, agregados, aditivos o también en el ambiente.

El componente del cemento que reacciona con los iones de cloruro es el Aluminato tricálcico (C_3A), formando Cloro aluminato cálcico lo cual provoca la disminución del pH provocando el medio ácido que genera la corrosión.

Principales problemas presentados en las estructuras por corrosión

La corrosión es una de las causas más comunes de deterioro de las estructuras de hormigón armado, esta puede afectar al acero (por reducción de su sección y propiedades mecánicas), al hormigón (por su fisuración) y a la sección en conjunto acero-hormigón (por pérdida de adherencia).

Efectos en el hormigón

Debido a la formación de productos derivados durante el proceso de corrosión de armaduras dentro de un elemento estructural, ocurre un fenómeno de expansión volumétrica, esta expansión a su vez provoca tensiones radiales que generan esfuerzos de tracción al hormigón. Cuando la generación de estos productos de corrosión es excedida por la capacidad de migración de los mismos a través de los poros del hormigón, en algún punto los esfuerzos de tracción del hormigón son superados por los esfuerzos de tracción producidos por los productos derivados de la corrosión. Esto provoca fisuración y desprendimiento del recubrimiento.

Cuando se trata de un elemento sometido principalmente a compresión (por ejemplo, las columnas) y se llega a desprender el hormigón, la consecuencia es la pérdida de sección resistente, lo cual disminuye la rigidez del elemento.

Cuando se trata de un elemento sometido principalmente a flexión, como las vigas, se produce la pérdida de resistencia a la compresión del hormigón circundante a la armadura corroída, lo cual disminuye la ductilidad y aumenta la presencia de grietas.



Figura 29. Efectos en el hormigón

Efectos en el acero

La reducción de la sección transversal de la armadura de refuerzo es el efecto más inmediato de la corrosión, debido a la disolución del metal en las zonas anódicas. Esto implica la pérdida de capacidad resistente de forma progresiva y afecta la seguridad y la funcionalidad de la estructura. La corrosión puede producirse de manera uniforme a lo ancho de sección de la armadura, en estos casos la pérdida de resistencia es aproximadamente proporcional a la pérdida de sección. Distinto caso supone la presencia de picaduras, las cuales suponen una concentración de esfuerzos de tensión triaxiales que producen un comportamiento mecánico frágil en el material.

Bajo la acción de cloruros se produce una corrosión localizada o corrosión por picaduras, que reducen asimétricamente la sección transversal. Bajo la acción de carbonatación la penetración de ataque y la reducción de la sección de las armaduras de acero son homogéneas.

Efectos en el sistema Hormigón Armado

Una de las características que permiten que el acero y el hormigón trabajen conjuntamente es la adherencia junto con el anclaje entre ambos, durante el proceso de corrosión aparecen productos que quedan expuestos al contacto con el hormigón, por lo tanto, la naturaleza de la frontera entre el acero y hormigón es variable, y se pierde la adherencia con el acero.

Al incrementarse las tensiones radiales ejercidas por los productos de la corrosión, se producen en mayor medida las fisuras en el hormigón. A niveles pequeños de corrosión se aumenta la adherencia entre el acero y el hormigón, pero con niveles de corrosión que producen las primeras fisuras, la adherencia entre ambos materiales disminuye súbitamente.

Una varilla corroída, presenta mayores afectaciones, como es lógico, en la corruga que en la sección en sí. En barras de refuerzo en las que se ha perdido el 3% de sección transversal, puede haberse perdido hasta un 20% de la corruga, lo cual perjudica el acuíñamiento entre el acero y el hormigón



Figura 30. Efectos en el sistema Hormigón Armado

Soluciones al problema de la corrosión

Debido a los daños que ocurren en las estructuras de hormigón armado a causa de la corrosión y la pérdida económica que este fenómeno químico genera, se han realizado investigaciones durante varios años que nos han dado como resultado algunas soluciones para evitar que la corrosión sea un mal para el ámbito de la construcción y así lograr que las estructuras de hormigón armado sean confiables, duraderas y logren un mayor tiempo de durabilidad y una resistencia que no disminuya a causa de este fenómeno

Reparación de estructuras de hormigón armado deterioradas por la corrosión

Una vez que se ha detectado mediante análisis o a simple vista que una estructura de hormigón armado a sufrido un daño a causa de la corrosión, inmediatamente se debería reparar la estructura para así evitar que la corrosión aumente el daño producido y por ende un daño irreparable en la estructura, para esto existen algunos métodos:

- Eliminación del hormigón deteriorado: si se observa que existen síntomas de corrosión como mancha de óxidos o fisuraciones en el acero de la estructura, se debe eliminar todo el hormigón de esas zonas.

Restauración de la capacidad resistente de las armaduras: si las pérdidas de sección que existen en el acero son menores al 15% no es necesario restaurar la capacidad nominal del acero ya que con ese porcentaje no existen problemas estructurales, pero si las pérdidas pasan el 15% se deberá recalcular la estructura o restaurar la capacidad inicial del acero.

- Colocación de un nuevo material de reparación: pueden ser con materiales de base orgánica, materiales de base inorgánica o materiales de base mixta
- Aplicación de un tratamiento superficial: pueden ser pinturas y sellantes, hidrófugos o impregnantes, obturadores de poros

Métodos electroquímicos de rehabilitación

Los procedimientos más utilizados para la rehabilitación de EHA mediante métodos electroquímicos se basan en la polarización catódica del acero y son:

- Protección catódica (PC).
- Extracción electroquímica de cloruros (EEC)

La realcalinización electroquímica (RAE)

La protección catódica es uno de los métodos electroquímicos que más se utiliza para evitar que exista corrosión en las estructuras, puede ser por ánodo de sacrificio el cual consiste en utilizar un elemento con una electronegatividad menor el cual actuará como ánodo mientras que el elemento a proteger actuará como cátodo produciendo así que el flujo de electrones vaya de cátodo a ánodo haciendo que el ánodo de sacrificio sufra el proceso de corrosión, otra forma de protección catódica es por corriente impresa el cual consiste en proporcionar corriente continua, el terminal positivo de la fuente debe conectarse a un ánodo auxiliar, mientras que el negativo se conecta a la armadura a proteger

produciendo así que el elemento a proteger actúe como cátodo y así evitar la corrosión.

Inhibidores de corrosión

Los inhibidores de corrosión son aditivos químicos formulados para ser incorporados al agua de amasado del hormigón, cuya función principal es inducir y mantener el estado pasivo del acero de refuerzo frente a agentes agresivos, tales como dióxido de carbono (carbonatación) o iones cloruro. Su mecanismo de acción no elimina el proceso de corrosión, pero sí lo atenúa significativamente al ralentizar su cinética.

En estructuras ya ejecutadas, la aplicación de inhibidores se realiza por impregnación superficial del hormigón endurecido. Los compuestos, generalmente de naturaleza orgánica, penetran a través de la red capilar del hormigón por mecanismos de difusión, capilaridad e interacción iónica, alcanzando las armaduras embebidas. Una vez en contacto con el acero, los inhibidores actúan mediante un triple mecanismo: disociación iónica de las sales presentes, interacción química con la superficie metálica, y adsorción física que genera una película protectora.

Esta película induce un desplazamiento del potencial electroquímico de las zonas anódicas y catódicas, reduciendo drásticamente la tasa de corrosión. El efecto protector se ve potenciado por la formación de una barrera hidrofóbica que dificulta la migración de especies agresivas como los iones cloruro y favorece la expulsión de los ya presentes en la interfase acero-hormigón.

En el caso de estructuras de nueva construcción, la protección se implementa incorporando los inhibidores directamente en el proceso de mezcla del hormigón, asegurando así su distribución homogénea desde el inicio del proceso constructivo

CAPITULO VI

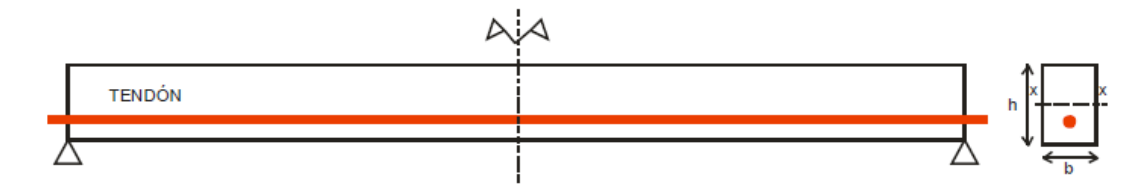
HORMIGON PRETENSADO

Conceptos básicos

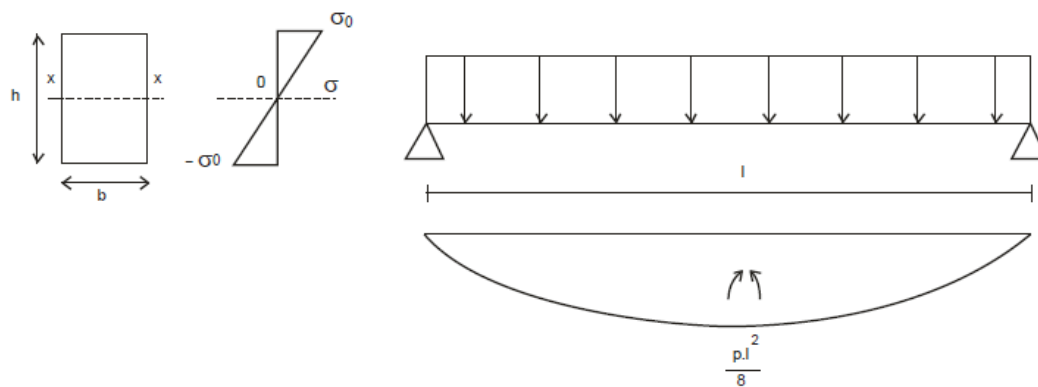
Pretensar el hormigón, es una técnica que consiste en someterlo a esfuerzos de compresión previos a que tome cargas exteriores. El objetivo es eliminar los esfuerzos de tracción del hormigón, introduciendo tensiones artificiales de compresión antes de que la estructura sea sometida a cargas externas. Luego que la estructura es sometida a cargas externas, la superposición entre estas y las cargas de pretensado, debe ser tal que las tensiones permanentes queden comprendidas dentro de los límites que el material puede soportar. La utilización de hormigón pretensado surge buscando superar los inconvenientes que implica la utilización de hormigón armado. Se utiliza buscando alivianar la estructura y evitar la aparición de fisuras. Por un lado, la estructura de hormigón armado presenta el inconveniente de que su gran peso no la hace adecuada para programas en los que se requiere salvar grandes luces. En cuanto a las fisuras, su aparición en el hormigón armado se debe a que el hormigón que recubre a las armaduras esta traccionado. Las fisuras son perjudiciales considerando que las armaduras quedan expuestas a los factores climáticos que causan su corrosión. Para entender el comportamiento de las cargas, tomaremos como ejemplo, el caso de una viga simplemente apoyada. Antes de someter la viga a cargas exteriores, esta se encuentra trabajando a compresión, y su diagrama es triangular. Al ser cargada por cargas exteriores, se ve sometida a esfuerzos de compresión y tracción, que, sumados con el esfuerzo de compresión del pretensado, se eliminan las tracciones (Jacovenko & Alexis, 2015).

Comportamiento del hormigón pretensado:

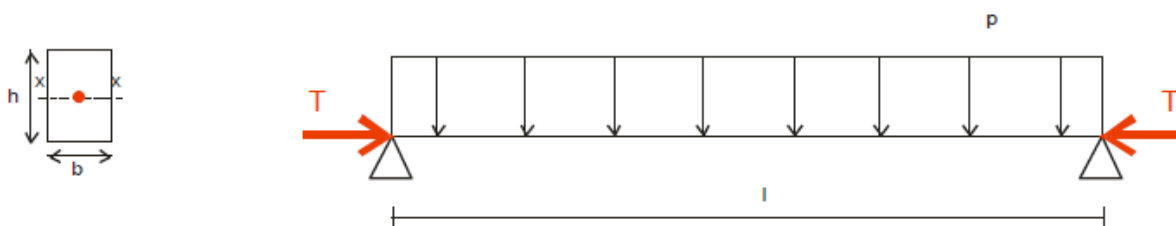
Analizaremos el procedimiento de pretensado para una viga simplemente apoyada sometida a carga uniforme. Se introduce un tendón en la viga y se pretensa. Luego veremos que este tendón puede ser una o varias barras de acero, que pueden tensarse antes o después del hormigonado.



El tendón es sometido a tracción en el proceso de pretensado. Debe ser anclado con topes en sus extremos. Luego de liberados los topes de anclaje, el hormigón impide el acortamiento, generando precompresión. Esto último, es lo que evita que en el hormigón se den esfuerzos de tracción. Analicemos la posición relativa del tendón, respecto al eje de la pieza. Para ello, veamos, primeramente, como sería (en función del flector) el diagrama de solicitaciones de una viga simplemente apoyada que puede resistir tracciones:

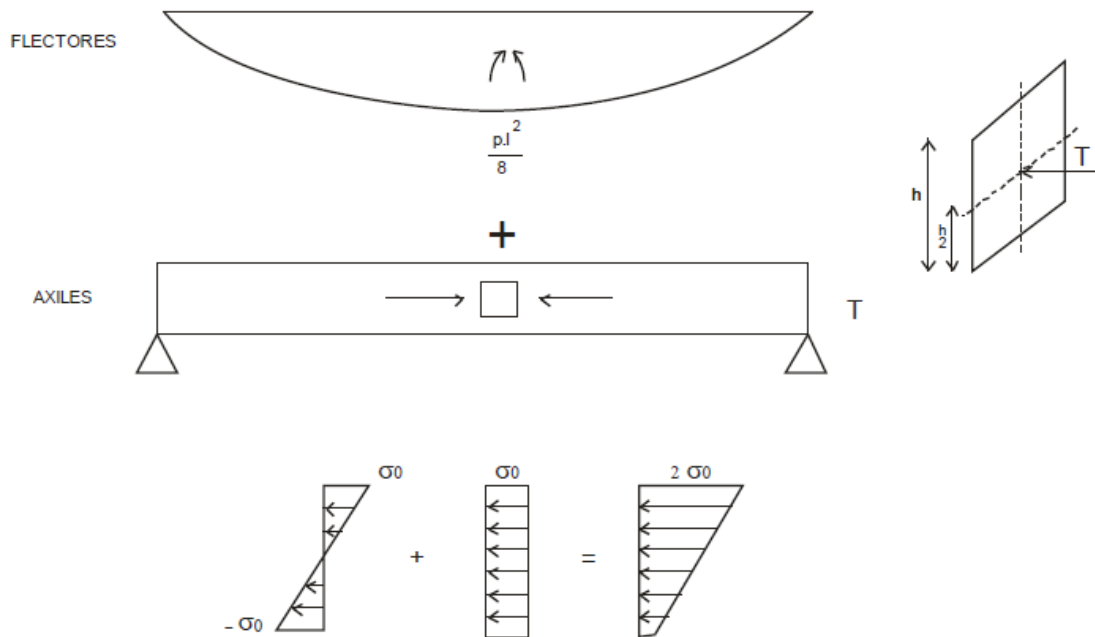


Veamos el caso de un tendón lineal centrado, es decir, colocado en el centro de gravedad de la pieza:

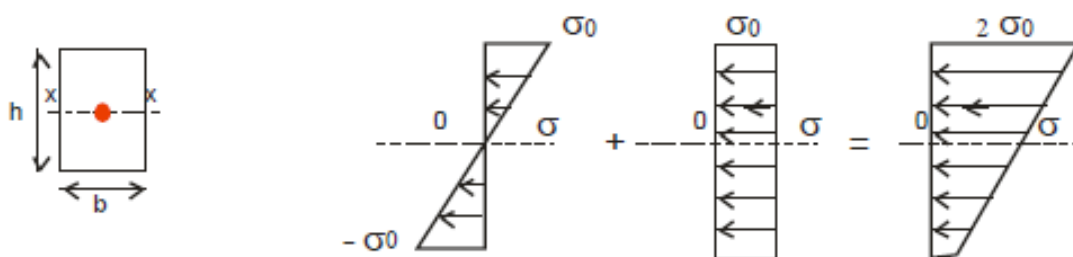


La pieza estará sometida al peso (suma de peso propio y cargas externas) y a la tensión de precompresión. Se aplica una tensión de pretensado, tal que las compresiones a causa del pretensado igualan a las tracciones a causa del peso.

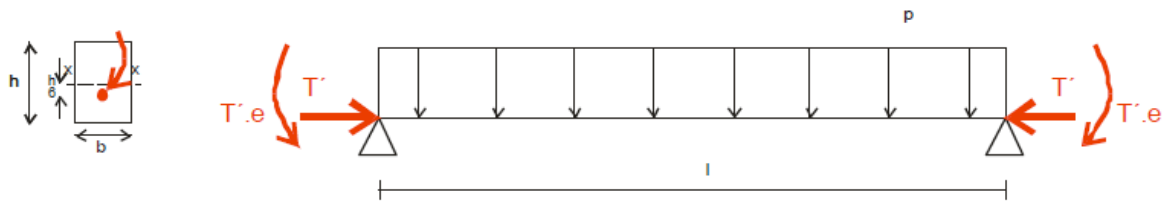
Calculamos los flectores y los axiles, y las sollicitaciones en la sección central como consecuencia de la suma de ambos esfuerzos:



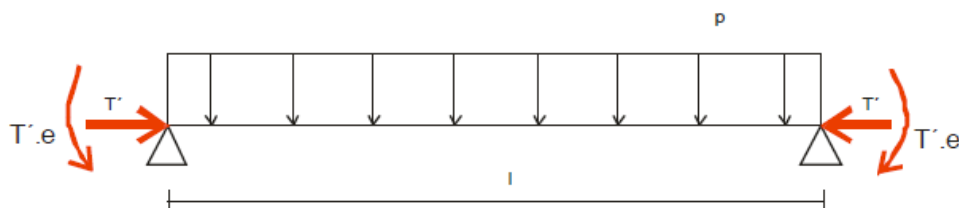
El resultado obtenido es el de una pieza que está sometida solamente a compresión, es decir, no hay tracciones, pero cabe observar que las compresiones son muy altas.



Veamos el caso de un tendón lineal descentrado, es decir, colocado a cierta distancia del centro de gravedad de la pieza, para la cual tomaremos una distancia $h/6$:

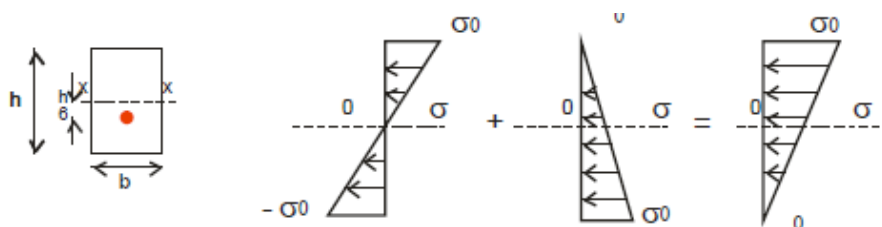


Ahora la pieza además de estar sometida por un lado al peso (suma de peso propio y cargas externas) y por otro a la tensión de precompresión, también está sometida a un momento generado por la excentricidad del tendón. Se aplica una tensión de pretensado, tal que si estuviera centrada en el eje de la pieza, las compresiones a causa del pretensado serían menores a las tracciones a causa del peso.



Calculamos ahora los flectores (causados por p y por la aplicación descentrada de la carga) y los axiles, y las sollicitaciones en la sección central como consecuencia de la suma de ambos esfuerzos:

El resultado obtenido es el de una pieza que está sometida solamente a compresión, es decir, no hay tracciones, y las compresiones son menores, siendo la máxima la de pretensado.



Esta explicación nos permite entender a grandes rasgos el comportamiento de una estructura pretensada. No obstante, cabe señalar que esta explicación es una

simplificación de la realidad, ya que intervienen otros factores que no se han tenido en cuenta en este análisis. Nos referimos al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y también a la relajación isotérmica de las armaduras activas, es decir, su pérdida de tensión a lo largo del tiempo debido a la temperatura. Estos efectos reducen la precompresión. De todos modos, este ejemplo es válido sabiendo que es un análisis esquemático que requiere ser complementado con la consideración de estos fenómenos.

Bibliografía

- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (5ta ed.). Asociación Latinoamericana del Acero.
- Guerra, J., Puig, R., Castañeda, A., & Baque, B. (2023). Estado Del Arte Sobre Durabilidad De Estructuras De Hormigón Armado En Perfiles Costeros. *Revista Científica INGENIAR: Ingeniería, Tecnología e Investigación*, 6(11), 2023. <https://doi.org/10.46296/ig.v6i11.0080>
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1995). Rock Mass Rating.pdf. In *Support of Underground Excavations in hard Rock* (pp. 34–37).
- Intriago-flores, J. B., & Guadamud-mieles, P. A. (2024). *Julio Benito Intriago-Flores*. 10, 359–382.
- Jacovenco, A., & Alexis. (2015). *Hormigón pretensado. Unidades estructurales prefabricadas*. 0–44. <https://www.colibri.udelar.edu.uy/jspui/handle/123456789/4702>
- Julio, I., Intriago, B., Carlos, I., Valarezo, O., Jorge, I., Macias, L., Lucy, I., Solórzano, E., María, A., Pita, V., Cristian, I., Ordoñez, S., Luis, I., Álava, M., Rodrigo, I., & Noguera, J. (n.d.). *Calidad de agua : ejemplos específicos*.
- Julio, I., Intriago, B., Pedro, I., Vega, P., José, A., Véliz, F., Juan, I., Arequipa, A., Beatriz, I., Caballero, I., Pablo, A., Guadamud, A., Abel, I., Cedeño, J., Jairo, I., & García, Á. (n.d.). *Presupuesto de obras civiles*.
- Miduvi Geotecnia. (2008). Geotécnica y Cimentaciones. In *Design and Optimization of Metal Structures*.
- NEC. (2015). Estructuras De Hormigón Armado. In *Norma Ecuatoriana De La Construcción*.
- NEVI 12-3. (2013). Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes-MTOP. *Norma Ecuatoriana Vial-12, 3(ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES)*, 1028. https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/47705085/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_3.pdf?1470084407=&response-content-disposition=inline%3B+filename%3DMINISTERIO_DE_TRANSPORTE_Y_OBRAS_PUBLICA.pdf&Expires=1687927336&Signature=UPHNYvS~ijBH9doXjM-Ep21qzql6UrLs
- Novas Cabrera, J. (2010). *Sistemas Constructivos Prefabricados Aplicables a La Construcción De Edificaciones En Países En Desarrollo*. 62. http://oa.upm.es/4514/1/TESIS_MASTER_JOEL_NOVAS_CABRERA.pdf

- Paredes, J., Prieto, J., & Santos, E. (2001). Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón armado: VIGAS. *Redalyc*, 1(1), 6.
- Sahuquillo, A., Custodio, E., & M, R. A. (2005). La gestión de las aguas subterráneas. *Panel Científico-Técnico De Seguimiento De La Política De Aguas*, 1, 26. <https://rac.es/ficheros/doc/00317.pdf>
- Tremblay RE, Nagin DS, Séguin JR, Zoccolillo M, Zelazo PD, Boivin M, Pérouse D, Japel C. Physical aggression during early childhood: trajectories and predictors. *Pediatrics*. 2004 Jul;114(1):e43-50. doi: 10.1542/peds.114.1.e43. PMID: 15231972; PMCID: PMC3283570.

ISBN: 978-9942-33-942-3



Compás
capacitación e investigación