

**UNIVERSIDAD CENTRAL “MARTA ABREU” DE
LAS VILLAS**

FACULTAD DE CONSTRUCCIONES

ESPECIALIDAD DE INGENIERÍA HIDRÁULICA



Trabajo de Diploma

**Título: Ayuda de Diseño para estructuras
hidráulicas de hormigón armado
empleando hojas de cálculo en Excel.**

**Autor: Carlos Armando Garit Lorenzo
Tutor: Dr. Ing. Lamberto Álvarez Gil**

Junio 2016

Agradecimientos.

Me gustaría agradecer primeramente a las personas que más quiero en este mundo: a mi hermana Lisbet y a mis padres Carlos Alberto y Denia, quienes siempre han estado ahí para brindarme apoyo, se han preocupado por mis estudios e hicieron todo lo posible por mí, para que pudiera transitar estos cinco años de mi vida de la mejor manera.

A mi novia Leidy quien en estos últimos años me ha acompañado y me ha ayudado en todo cuanto ha podido siendo una fuente de inspiración como persona para mí. Por ser alguien excepcional a ella le dedico este trabajo.

Me gustaría agradecer a mi tutor el Dr. Ing. Lamberto Álvarez Gil quien se ha preocupado por guiarme en este trabajo de culminación de estudios y por haberme ayudado siempre en las tareas que me ocupaba con una actitud inmejorable.

Quiero agradecer a los profesores que más cerca he tenido a lo largo de mis cinco años y que han influido en mí de manera profesional para llevar a cabo este cometido.

También quiero agradecer a todos mis compañeros de aula que me han acompañado estos 5 años maravillosos y que han sido como una familia para mí por la unidad que siempre hemos mantenido.

Dedicatoria.

Este trabajo está especialmente dedicado a todas las personas importantes en mi vida, mi familia, mi novia y mis amigos. A todos ellos dedico este trabajo y este momento en particular.

Resumen

El presente trabajo se desarrolla con el objetivo de agilizar y optimizar el diseño de estructuras hidráulicas basado en las metodologías y normas existentes, haciendo uso del Excel como una herramienta de cálculo de gran utilidad para la ingeniería en nuestros días. Su propósito la realización una herramienta de ayuda para automatizar los cálculos del diseño de hormigón armado en estructuras hidráulicas empleadas en una obra de toma: muro en voladizo, sección monolítica rectangular y galería, para lo cual fue necesario desarrollar un análisis y revisión bibliográfica de estas estructuras, tomando en cuenta las particularidades de cada tipo, los criterios más significativos sobre las bases del diseño y las especificaciones según el código del ACI 318 American Concrete Institute para el diseño de secciones sometidas a flexión simple. El resultado obtenido fue validado satisfactoriamente a través de la realización de ejemplos y su correspondiente comprobación haciendo uso de esta herramienta.

Abstract

This work is carried out in order to streamline and optimize the design of hydraulic structures based on existing methodologies and standards, using the Excel spreadsheet as a tool useful for engineering today. Its purpose carrying a helpful tool to automate the design calculations of reinforced concrete hydraulic structures used in an intake: wall cantilever monolithic rectangular section and gallery, for which it was necessary to develop an analysis and literature review of these structures, taking into account the particularities of each type, the most significant criteria on the basis of the design and specifications according to the ACI code 318 American Concrete Institute for designing sections subjected to pure bending. The result obtained was validated successfully through performing examples and corresponding verification using this tool.

Índice General

Introducción.....	9
Objeto de Investigación:	10
Campo de Investigación:	10
Problema científico:	10
Hipótesis:.....	10
Objetivo general:	11
Objetivos Específicos:	11
Tarea científica:	11
Metodología de investigación:	12
Novedad científica:	13
Importancia práctica:	13
Capítulo 1: Revisión bibliográfica sobre el diseño de estructuras hidráulicas de hormigón armado que están presente en una obra de toma para presas de tierra..	15
1.1 Generalidades del diseño de estructuras de Hormigón Armado en Obras de Toma.	15
1.2 Cargas, esquemas de cálculo en estructuras hidráulicas: Muros, SMR y Galería.....	19
1.2.1 Clasificación de las Cargas	19
1.2.2 Esquemas de cálculo.....	20
1.3 Bases de diseño y especificaciones para secciones de hormigón armado en estructuras hidráulicas.....	24
1.3.1 Especificaciones para el refuerzo.....	24
1.3.2 Requerimientos de resistencia y utilización.....	29
1.3.3 Definición de las metodologías de diseño a flexión propuestas en el Método del USACE y el Método del ACI.	34
1.4 Empleo del programa Excel para confección de hojas de cálculo.	37
1.5 Ejemplos de aplicación de hojas de cálculo en Excel como ayudas de diseño..	39

Capítulo 2: Elaboración de hojas de cálculos en Excel para el diseño de estructuras hidráulicas de hormigón armado empleadas en una obra de toma.	43
2.1 Diseño de muro de contención en voladizo.	43
2.1.1 Chequeo geotécnico.	45
2.1.2 Diseño de la Pantalla.	47
2.1.3 Diseño del Pie	49
2.1.4 Diseño del Talón.	51
2.1.5 Confección de las hojas de cálculo en Excel para el diseño de muros.	53
2.2 Diseño de Sección Monolítica Rectangular.	60
2.2.1 Modelo de la geometría y cálculo de cargas actuantes.	61
2.2.2 Casos de cálculos en la losa de fondo.	63
2.2.3 Diseño por flexión:	66
2.2.4 Confección de las hojas de cálculo en Excel para el diseño de la Sección Monolítica Rectangular.	69
2.3 Diseño de la galería.	74
2.3.1 Dimensionamiento de la estructura	75
2.3.2 Calculo de las cargas actuantes.	75
2.3.3 Determinación del diagrama de momento flector por el método de “Cross”. ..	77
2.3.4 Calculo del acero de refuerzo.	79
2.3.5 Confección de hojas de cálculo en Excel para el diseño de la Galería.	80
Capítulo 3: Validación de las hojas de cálculo para el diseño de estructuras hidráulicas de hormigón armado empleadas en una obra de toma.	85
3.1 Ejemplo de cálculo de muro en voladizo.	85
3.2 Ejemplo de cálculo de Sección Monolítica Rectangular.	90
3.3 Ejemplo de cálculo de Galería.	94
Conclusiones.	100
Recomendaciones:	101
Referencias Bibliográficas:	103

Bibliografías:.....	104
Anexos:	106

Introducción.

En las últimas décadas con los crecientes avances de las tecnologías han traído consigo un auge en la automatización e informatización de los procesos, logrando así reducir sus tiempos de ejecución, lo cual representa un ahorro de recursos y disminución de gastos en la ejecución de proyectos.

En este trabajo se aborda el desarrollo de una herramienta de cálculo que se nutre de la normativa vigente, procedimientos, metodología y métodos de diseño de las estructuras hidráulicas presentes en las obras de toma dentro de una presa de tierra y en particular el análisis y diseño de secciones de hormigón armado para muros, galerías, y secciones monolíticas rectangulares.

Para la realización completa y correcta de esta herramienta de cálculo, se tendrá en cuenta todos los chequeos establecidos en los procedimientos y metodologías para el diseño de secciones de hormigón armado.

El diseño se ejecutará por estados límites, aplicando las normativas existentes y vigentes actualmente. Los cálculos a realizar para ello pueden resultar un poco engorrosos y tender a equivocarse, además de que deben quedar bien organizados en una memoria descriptiva, todos estos aspectos hacen necesario una buena organización en el trabajo de modo que el diseño y proyección se realicen apoyados en la tecnología y la computación logrando así que cada día más personas se apoyen en la herramienta por su facilidad y bondades.

Objeto de Investigación:

Dimensionamiento y Refuerzo de secciones de hormigón armado en elementos estructurales de Obras Hidráulicas.

Campo de Investigación:

Análisis y diseño de secciones de hormigón armado en obras de toma

Problema científico:

Es necesario disponer de una herramienta de cálculo automatizado para el diseño de secciones de hormigón armado para muros, galerías, y secciones monolíticas rectangulares que permita el empleo de especificaciones técnicas, recomendaciones de diseño y avances de investigaciones disponibles para obtener un dimensionamiento y refuerzo de acero de las secciones de hormigón armado más racional y seguro, que garantiza la calidad y organización en los cálculos utilizando la computación como avance tecnológico.

Hipótesis:

Al crear una herramienta de cálculo automatizada para el análisis y diseño de secciones de hormigón armado para muros, galerías, y secciones monolíticas rectangulares, se logra aplicar las normativas vigentes, acortar los tiempos de ejecución y una buena organización de los cálculos ingenieriles.

Objetivo general:

- Elaborar una herramienta de ayuda para automatizar los cálculos del diseño de hormigón armado en las estructuras hidráulicas empleadas en una obra de toma: muro en voladizo, sección monolítica rectangular y galería; utilizando hojas de cálculo en Excel.

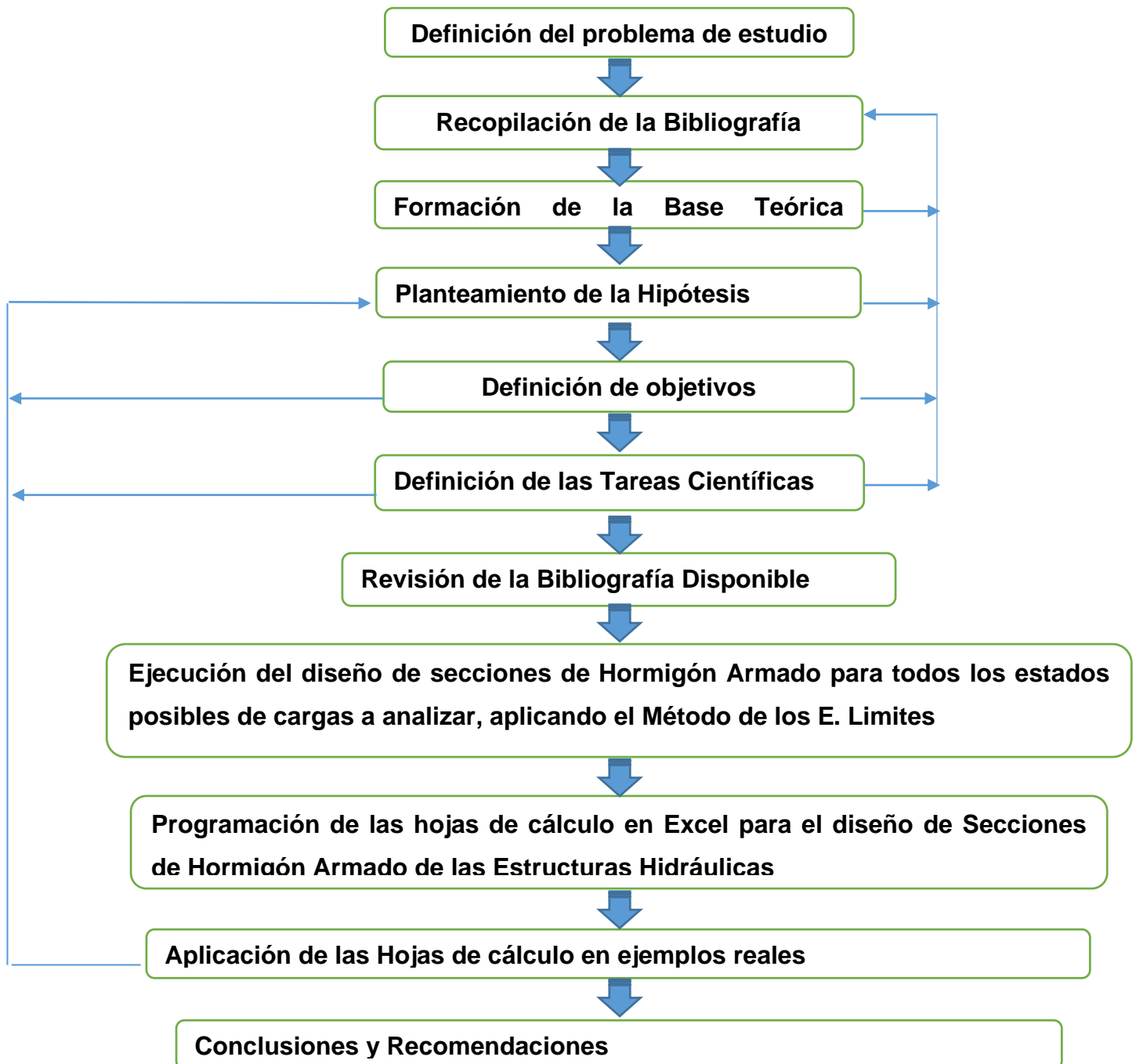
Objetivos Específicos:

- Realizar la revisión bibliográfica sobre el diseño de las estructuras hidráulicas de hormigón armado: muros, galerías, y secciones monolíticas rectangulares; para presas de tierra.
- Elaborar hojas de cálculos en Excel para el diseño de las estructuras hidráulicas de hormigón armado: muros, galerías, y secciones monolíticas rectangulares; para presas de tierra.
- Validar las hojas de cálculo para el diseño de las estructuras hidráulicas de hormigón armado: muros, galerías, y secciones monolíticas rectangulares; para presas de tierra.

Tarea científica:

- Estudio de las normativas vigentes de diseño de secciones de hormigón armado en estructuras hidráulicas.
- Elaboración de los casos y estados de cargas que se presenten en estructuras hidráulicas.
- Estudio de programas de computación, hojas de cálculo y otros, para su aplicación en el diseño de estructuras hidráulicas.
- Establecer las bases de diseño, procedimientos y metodologías a emplear en el análisis de muros, secciones monolíticas rectangulares y galerías.
- Diseño de las hojas de cálculo en Excel.
- Elaboración de ejemplo resuelto empleando las normativas vigentes, software profesional y la hoja de cálculo propuesta.

Metodología de investigación:



Novedad científica:

En esta investigación se proponen ayudas para el diseño de secciones de hormigón armado, utilizando la computación como avance tecnológico y aplicando los criterios de la normativa vigente más avanzada en el estudio del comportamiento y diseño de secciones de hormigón armado para estructuras hidráulicas presentes en obras de toma según el método de los estados límites.

Importancia práctica:

Este trabajo posibilita la implementación y utilización de los avances de la tecnología teniendo en cuenta los criterios de diseño más actuales de secciones de hormigón armado para estructuras hidráulicas en obras de toma por estados límites, lo que permite agilizar el trabajo y reducir el tiempo de ejecución siempre garantizando la confiabilidad de los resultados.

Con la aplicación de las técnicas planteadas en este trabajo se podría lograr de una forma más compacta y precisa de cómo abordar el tema del análisis y diseño de estructuras hidráulicas, aplicando el Método de los estados límites y la automatización de los cálculos como principio fundamental. Esto representaría un avance considerable en cuanto a habilidades de cálculo en el análisis de estructuras hidráulicas por Empresas de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos del país y centros de enseñanza, a partir de poder obtener resultados rápidamente y con la mejor organización.



Capítulo 1

Capítulo 1: Revisión bibliográfica sobre el diseño de estructuras hidráulicas de hormigón armado que están presente en una obra de toma para presas de tierra.

1.1 Generalidades del diseño de estructuras de Hormigón Armado en Obras de Toma.

Las obras de toma dentro de la construcción de una presa de tierra juegan un papel fundamental, ya que en un inicio se utilizan para la desviación del río, dando paso a la construcción del embalse y luego en la fase de explotación son útiles para extraer el agua embalsada. Estas obras están constituidas por estructuras de hormigón armado como elemento esencial por lo que deben ser diseñadas correctamente para su funcionamiento óptimo, cumpliendo con los parámetros de explotación necesarios. Para lograr alcanzar este objetivo se debe realizar un análisis de los aspectos generales de las estructuras que componen el conjunto hidráulico obra de toma:

- Muros en voladizo
- Sección Monolítica Rectangular (SMR)
- Galería

Muros en voladizo

Este tipo de muro resiste la presión de la tierra por medio de la acción en voladizo de un muro vertical y una base horizontal. El muro se proyecta para resistir los momentos de flexión y el esfuerzo cortante debido al empuje de tierras. Después se selecciona el tamaño de la losa de base para satisfacer los requisitos de resistencia al vuelco y deslizamiento y para mantener la presión contra el suelo dentro de lo permisible, si el fondo plano no provee suficiente fricción, puede agregarse un dentellón en la parte inferior para este fin. A continuación se muestra un ejemplo de muro en voladizo con dentellón en la figura 1.

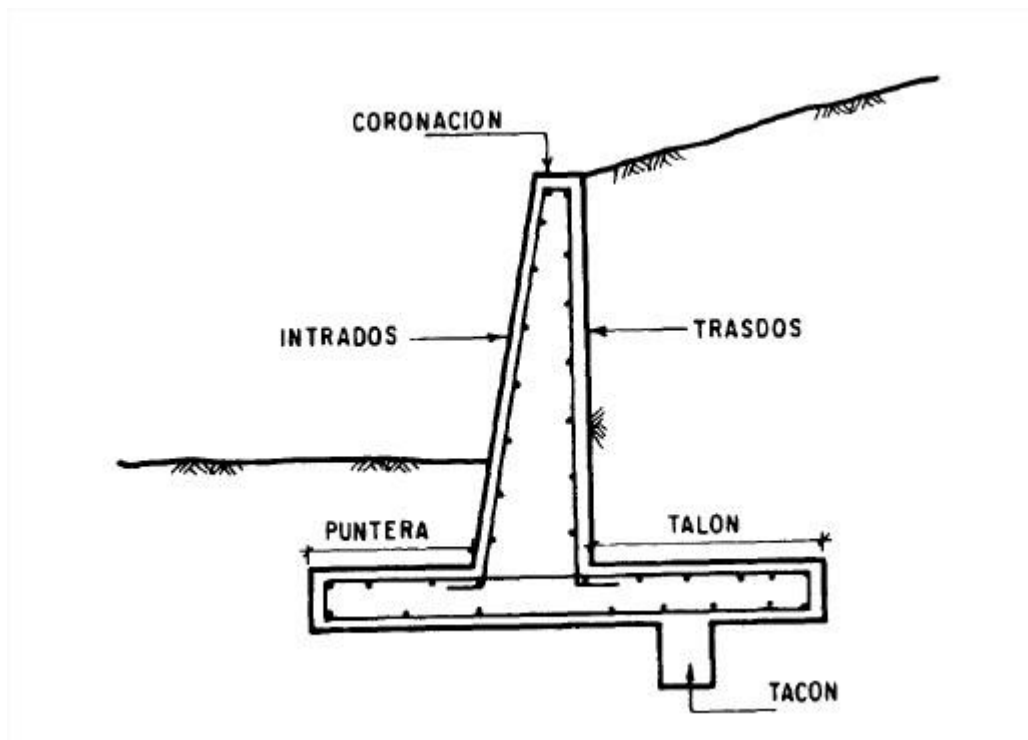


Figura 1: Muro en voladizo

Los muros en un canal se encargan de contener al agua en condiciones de trabajo y contener el empuje de tierra exterior. Para su diseño se estudian distintos estados de cargas, teniendo en cuenta que dicho canal no siempre transporta agua por lo que se hace evidente que la estructura está sometida por más tiempo a los empujes laterales y la subpresión.

Para momentos de estabilidad, la suma de los momentos estabilizantes en torno a la punta deben ser por lo menos 2 veces la suma de los momentos de volcamiento. El refuerzo vertical se coloca en planos verticales paralelo a la cara en pendiente. (Ocanto, 1989)

Además del acero principal, se coloca acero vertical en la cara delantera del muro y acero horizontal en ambas caras para resistir los esfuerzos por construcción. (Ocanto, 1989)

Sección Monolítica Rectangular (SMR)

La sección rectangular monolítica puede ser usada en canales de entrada y salida dentro de la obra de toma. Su principal ventaja radica en los ahorros de volúmenes de hormigón y de excavación, que cobran importancia mientras mayor sea la longitud del canal necesario. En la figura 2 se muestra el corte transversal de una (SMR)



Figura 2: Sección monolítica Rectangular

La sección del canal rectangular puede ser monolítica o no monolítica, la principal diferencia entre ambas secciones radica en la forma de trabajo de sus elementos. En la sección no monolítica se construye la losa de fondo independiente de los muros, ambos elementos se dimensionan de manera separada y la losa se calcula para que sea estable a la flotación y a las fuerzas dinámicas que pudieran provocar el arrastre de la misma. Un tipo de sección de este tipo se construye cuando el ancho del canal en cuestión es grande y por tanto es conveniente dividirla por tramos. En el caso del canal de entrada y salida se utiliza la sección monolítica pues el ancho del canal no es considerablemente grande y esta sección es más económica. (Espinosa, 2015)

Galería

La galería se emplea con más frecuencia en obras de toma primeramente para desviar el río cuando el cauce de este es ancho y bajo. Su construcción se realiza a cielo abierto, construyendo conductos por debajo del terraplén con secciones generalmente monolíticas, que pueden estar en algunas partes sometidas a presión debido a la carga de agua existente en el embalse. El diseño se realiza para flujo a presión o a superficie libre, en este último caso no deben trabajar a más del 70% de ahogamiento con el gasto de diseño, o a un 80% si el gasto máximo tiene poca duración. (Corrales, 1997)

La galería a tratar acá siempre será de sección transversal rectangular. Las primeras dimensiones son obtenidas en el diseño hidráulico, el cual aporta un criterio que podemos considerar el mínimo para garantizar las condiciones de trabajo necesarias en el conducto. Las dimensiones definitivas se obtienen con el diseño estructural el cual incorpora criterios que permitan la colocación de la malla de acero, juntas constructivas, espacio mínimo para colocación y operación del personal y recursos etc. (Corrales, 1997)

El estudio y análisis de esta estructura debe de ser detallado y profundo pues en nuestro país es la variante más utilizada en obras de toma de presas de tierra. En las figuras 3 y 4 se ilustra la galería ubicada dentro de la obra de toma y un corte transversal de la misma.

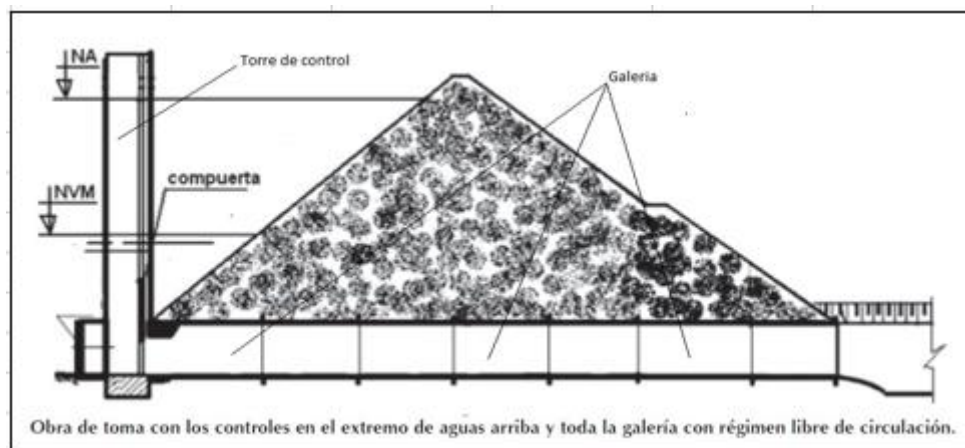


Figura 3: Obra De toma tipo: Torre de control con galería. (Corte lateral)

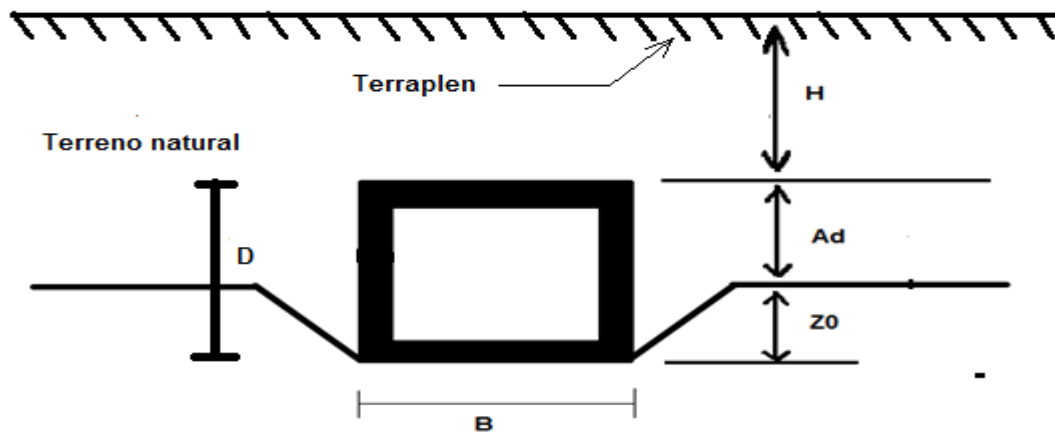


Figura 4: Corte transversal de la galería

1.2 Cargas, esquemas de cálculo en estructuras hidráulicas: Muros, SMR y Galería.

La primera consideración en el diseño de cualquier estructura es la determinación de la naturaleza de las fuerzas que actúan sobre dicha estructura. Estas fuerzas son numerosas y variadas, precisándose el cálculo y el análisis de sus combinaciones posibles, a la hora de proceder al diseño de la estructura que se trate.

Desafortunadamente, la naturaleza de muchas de estas fuerzas es tal, que no se puede hallar una determinación exacta; sus magnitudes, direcciones y localizaciones deberían adoptarse por el proyectista basándose en su experiencia y en la de otros diseños o bien ajustándose a normas establecidas, no sin antes haber estudiado todos los factores que intervienen en el caso. (Castillo, 2007)

1.2.1 Clasificación de las Cargas

Sobre las obras hidráulicas pueden estar actuando variadas fuerzas que de forma particular se logran definir atendiendo a criterios que las diferencian. Algunos de estos criterios y tipos de cargas se pueden apreciar en la tabla 1, esta información se encuentra más detallada en el anexo 1 del presente capítulo.

Tabla 1. Clasificación de las cargas en estructuras hidráulicas.

Cargas en Estructuras Hidráulicas		
Por su origen	Por carácter de acción	Por continuidad y frecuencia
<ul style="list-style-type: none">• Peso propio de la obra o equipos.• Debidas a la presión del agua.• Debidas al peso empuje o reacción del terreno.• Presión de viento.	<ul style="list-style-type: none">• Estáticas.• Dinámicas.	<ul style="list-style-type: none">• Principales y de acción permanente.• Adicionales o accidentales.

Estados de Cargas

En el caso específico de las estructuras hidráulicas pertenecientes a la Obra de Toma, pueden estar sometidas a cargas las cuales se calculan según el estado de carga en que se encuentre el embalse, estos estados son:

- Final de construcción
- Explotación
- Desembalse rápido

1.2.2 Esquemas de cálculo.

1. Muros en voladizo.

Las fuerzas que actúan sobre un muro de contención en voladizo son variables y en cada proyecto deben analizarse cuidadosamente las cargas que pueden actuar sobre el mismo, tanto en periodo de construcción como de explotación. La naturaleza de estas fuerzas, así como las combinaciones de carga que pueden presentar. En muros donde la sección transversal se mantiene constante, los cálculos se realizan por metro lineal de muro.(Castillo, 2007)

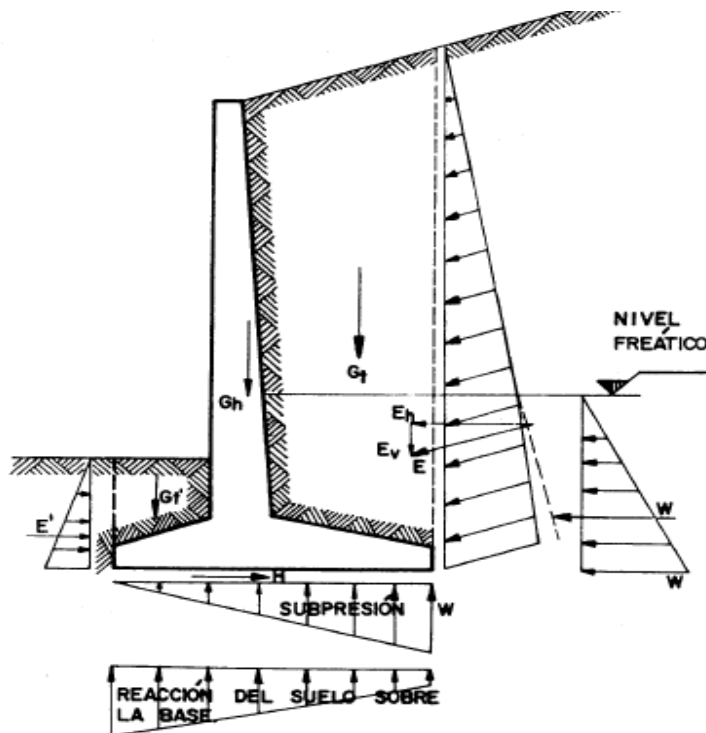
De forma general las cargas más importantes que actúan sobre el muro de contención en voladizo son:

- a) Peso propio del muro.
- b) Empujes de tierra.
- c) Peso de relleno sobre la base.
- d) Presión hidrostática.
- e) Subpresión.
- f) Reacción del suelo sobre la base.

Además de las fuerzas mencionadas hay otras que suelen actuar sobre los muros y que muchas veces son las que determinan las variantes a escoger, como son:

- Sobrecarga de vehículos y equipos.
- Fuerzas sísmicas.
- Vibraciones.
- Acción del hielo y heladas.

Muchas de estas fuerzas se pueden ver representadas en la figura 5 donde:



Leyenda:

W: Empuje de agua.

E: Empuje de suelo activo.

E': Empuje de suelo pasivo.

Gt: Peso de suelo en la zona activa.

Gh: Peso del muro

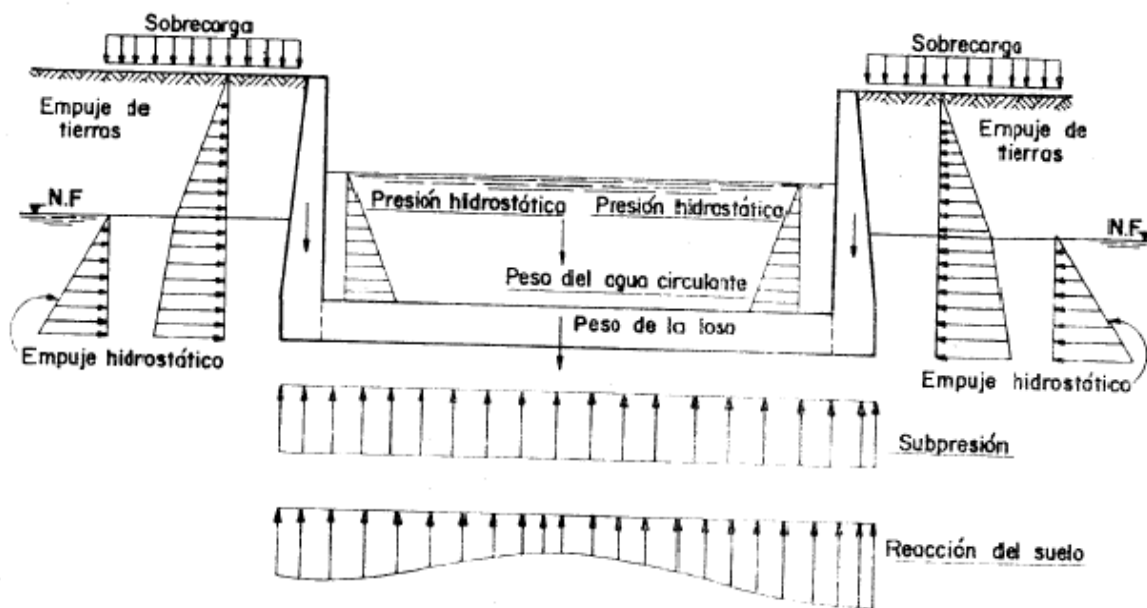
Gt: Peso de suelo en la zona pasiva

Figura 5: Diagrama de fuerzas que actúan sobre el muro.

2. Sección monolítica Rectangular.

En una Sección Monolítica Rectangular se consideran las siguientes fuerzas actuantes:

- a) Peso propio de la estructura.
- b) Empuje de tierras sobre los muros.
- c) Empuje hidrostático sobre los muros.
- d) Sobrecarga en el terraplén de relleno.
- e) Peso del agua que circula por la sección.
- f) Subpresión.
- g) Reacción del suelo de la cimentación.



Todas estas cargas son mostradas en la figura 6.

Figura 6: Diagrama de fuerzas que actúan sobre la Sección Monolítica Rectangular.

3. Galería.

El estudio de las galerías debe comenzar con el análisis de las cargas que actúan sobre la estructura, pues estas desempeñan un papel fundamental en el comportamiento de aquella.

De forma general, las cargas actuantes sobre una galería que se deben tener en cuenta se mostraran a continuación en la figura 7 y de manera más detallada en el anexo 2 del presente capítulo:

- a) Presiones de tierra vertical y lateral.
- b) Presión hidrostática interna.
- c) Presión hidrostática externa.
- d) Reacción del terreno de cimentación.

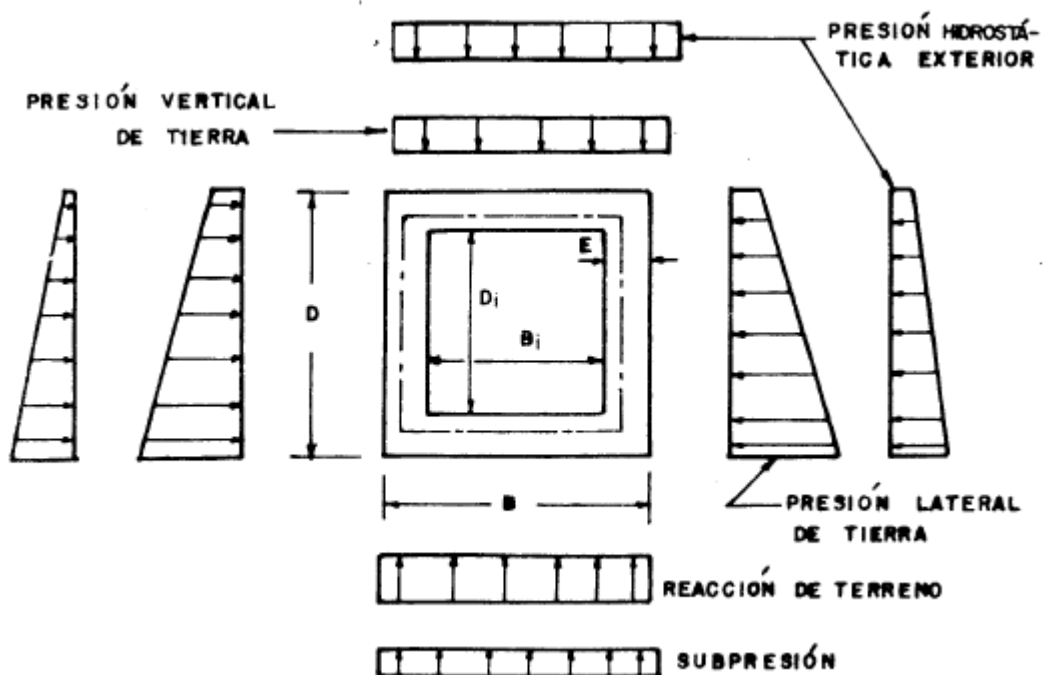


Figura 7: Diagrama de fuerzas que actúan sobre la galería.

1.3 Bases de diseño y especificaciones para secciones de hormigón armado en estructuras hidráulicas.

El presente epígrafe tiene como objetivo fundamental crear un resumen de la bibliografía existente referida al diseño de secciones de hormigón armado en estructuras hidráulicas, principalmente se incluyen las normas de la ACI (American Concrete Institute) y otras organizaciones que también publican contenido científico-técnico de esta materia. El estudio estará centrado en el diseño de secciones de hormigón armado sometidas a esfuerzos de flexión y cortante. Se exponen criterios constructivos y especificaciones para estructuras con la presencia de los dos esfuerzos antes mencionados.

1.3.1 Especificaciones para el refuerzo.

En la continuación del epígrafe se tratarán las especificaciones y recomendaciones relacionadas al refuerzo de acero para estructuras. La información presentada adopta los criterios que manejan el comité 318 y 350 de la American Concrete Institute (ACI) y del United States Army Corp of Engineers (USACE).

Espaciamiento de Barras.

Distancia mínima:

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser el diámetro de la barra pero no menor de 25 mm.

Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm tal y como se muestra en la figura 8.

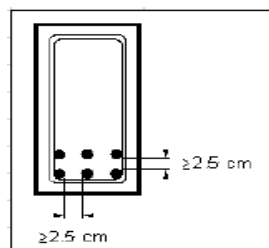


Figura 8: Ejemplo de espaciado mínimo entre barras dispuestas horizontalmente y de las camadas (sentido vertical).

La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslapo y los empalmes o barras adyacentes. En construcciones de estructuras masivas reforzadas las barras en una (cara/capa) deben espaciarse 12 pulgadas (30,48cm) de centro a centro para facilitar su construcción.

Protección del concreto para el refuerzo.

En la siguiente tabla se ilustran las distancias que deberán ser tomadas como protección del concreto al refuerzo según los criterios del (USACE) (Engineers, 1992).

Es importante asumir que se trata de secciones masivas no obstante para secciones menores de (12 pulgadas = 30.48 cm) como recomienda el ultimo enunciado de la tabla 2 se deben seguir las especificaciones del ACI en lo pertinente al recubrimiento del refuerzo, ver anexo 3.

Tabla 2: Valores de recubrimiento para distintas secciones según el USACE.

Sección estructural	recubrimiento cm
Superficies rugosas en contacto con la cimentacion	10,16
Superficies alisadas o trabajadas sujetas a cavitación, abrasión o erosión, tales como bloques de contención y losas de recubrimiento de aliviaderos.	15,24
Superficies alisadas o trabajadas tales como muros de aliviaderos, losas para trampolín de aliviaderos y losas para enlace de canales:	
igual o mayor que 24 pulgadas en espesor	10,16
mayor de 12 pulgadas pero menor de 24 pulgadas en espesor	7,62
Igual o menor a 12 pulgadas en espesor el recubrimiento sera de acuerdo a los criterios del ACI 318	

Nota1- En ningún caso el recubrimiento debe ser menor de 1,5 veces el tamaño máximo nominal del agregado, o 2,5 veces el diámetro máximo del refuerzo.

Nota2- El valor de recubrimiento mostrado está en cm no obstante el documento original ofrece estos valores en pulgadas, los cuales resultan más aptos desde el punto de vista constructivo.

Refuerzo por Temperatura y por Retracción.

En losas estructurales donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura, ver la tabla 3.

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

Tabla 3: Valores para la cuantía mínima a tener en cuenta para la determinación de las armaduras a temperatura y retracción (ACI 318).

En losas donde se empleen barras corrugadas grado 300 o 350	0,002
En losas donde se empleen barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre grado 420	0,0018
En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 Mpa, medida a una deformación unitaria de 0,35%	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$

En ningún caso debe colocarse el refuerzo de retracción y temperatura con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

Colocación del Refuerzo.

A continuación, se especifica una tolerancia para la altura **d**, un aspecto fundamental de la resistencia del elemento. Debido a que el acero del refuerzo se coloca con respecto a los bordes de los elementos y de las superficies de las curvaturas, la altura **d** no siempre es convenientemente medida en el campo. Los ingenieros y/o encargados de la ejecución deben especificar tolerancias para la colocación de las barras, el recubrimiento y el tamaño del elemento. (ACI318S-08, 2008) .

La tolerancia para **d** y para el recubrimiento mínimo de concreto en elementos sometidos a flexión, muros y elementos sometidos a compresión debe ser la siguiente:

Tabla 4: Valores de la tolerancia (d) ACI 318.

	Tolerancia en d	Tolerancia en el recubrimiento mínimo de concreto
d ≤ 200 mm	± 10 mm	-10 mm
d > 200 mm	± 12 mm	-12 mm

Excepto que la tolerancia para la distancia libre al fondo de las curvaturas debe ser menos 6 mm, y la tolerancia para el recubrimiento no debe exceder menos 1/3 del recubrimiento mínimo de concreto requerido en los planos de diseño y especificaciones.

Nota: respecto a la colocación del refuerzo ver los comentarios del ACI y demás detalles que explica el reglamento.

Diámetros de doblado para el refuerzo.

Las siguientes especificaciones son tomadas del (R-033 Reglamento para Diseño y construcción de estructuras en hormigón armado del 2012 en Estados Unidos), en relación a los diámetros de doblado del refuerzo.

- Todos los dobleces y ganchos se deben hacer en frío.
- El diámetro interior para el doblado de las barras del refuerzo principal, no debe ser menor de $(6d_b)$.

Las siguientes recomendaciones son tomadas del (ACI318S-08, 2008)

El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros No. 10 a No. 16, no debe ser menor que los valores mostrados en la tabla 5.

Tabla 5: Diámetros mínimos de doblado

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
No. 10 a No. 25	$6d_b$
No. 29, No. 32 y No. 36	$8d_b$
No. 43 y No. 57	$10d_b$

El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que $4d_b$ para barras No. 16 y menores. Para barras mayores que No. 16, el diámetro de doblado debe cumplir con los valores estipulados en la tabla 5. Los diámetros No 43 y No 57 figuran en las recomendaciones extraídas del manual del ACI, sin embargo dichos diámetros son considerables y no han sido muy frecuente su uso en nuestro país.

Armadura necesaria debido a fisuración.

Se ha decidido incluir las siguientes recomendaciones basados en que la fisuración constituye el principal problema de las paredes de depósitos. Actualmente se emplea el método del estado límite de abertura de fisuras.

En la Tabla 6 se brinda una relación para determinar una fisura admisible (w) en milímetros y en base a esto calcular el diámetro de las varillas a utilizar, dispuestas verticalmente por metro de pared.

Tabla 6: Ancho límite de fisura que provoca estanqueidad al agua

ANCHO LÍMITE DE FISURA QUE PROPORCIONA ESTANQUIDAD AL AGUA	
Relación altura de agua / espesor de pared	Anchura límite en mm
2,50	0,20
5,00	0,15
10,00	0,10
20,00	0,05

Con objeto de evitar una fisuración incompatible con el servicio o la durabilidad del depósito, las armaduras deben elegirse y disponerse de modo que, bajo la acción de los momentos flectores, la anchura máxima de las fisuras no sobrepase el valor límite admitido en cada caso. (Zamora, 2011)

Para la determinación de la armadura de flexión necesaria por condiciones de fisuración se empieza por determinar el módulo de fisuración (k) mediante la expresión:

$$k = \frac{0.75 * m}{(1.39 - e) * e^2 * 10^4} \quad (3)$$

Donde:

- -m - momento de servicio [kN*m/m].
- -e - espesor de la pared.

Con este valor de k y con el diámetro de varilla elegida, se entra en el gráfico a continuación, correspondiente al ancho de fisura admitido, se encuentra la separación s de las barras.

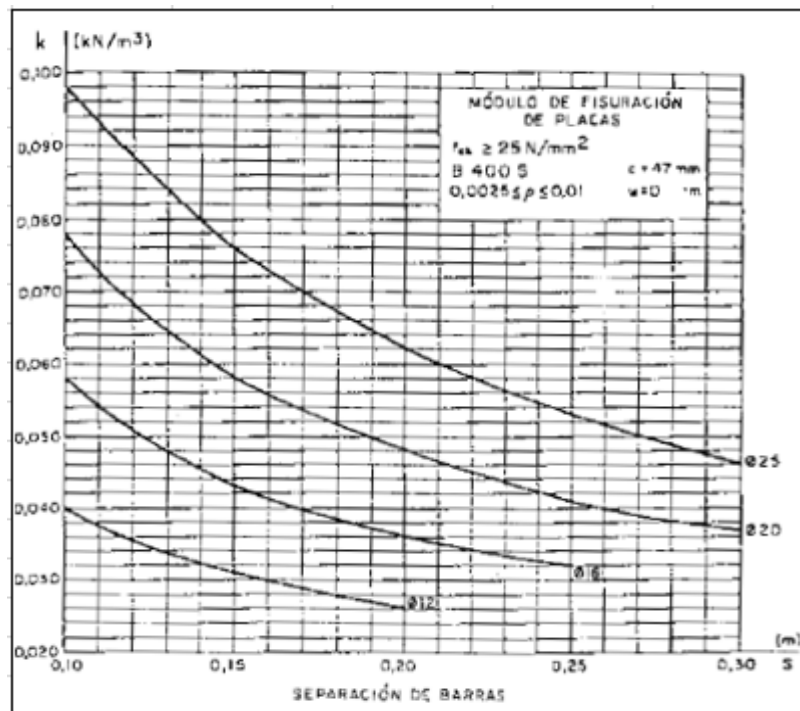


Figura 9: Grafico de (k) vs (s)

Todas las recomendaciones mostradas fueron extraídas directamente de los manuales previamente citados. El tema del refuerzo es de extrema importancia para el diseño de cualquier estructura de hormigón armado, por eso se recomienda extender cualquier criterio expuesto consultando dichos textos, y teniéndose en cuenta en el diseño otras especificaciones que son necesarias.

1.3.2 Requerimientos de resistencia y utilización.

Resistencia requerida.

Las estructuras hidráulicas y miembros estructurales deben diseñarse para tener una resistencia requerida (U_h) para resistir las cargas vivas y muertas. El factor hidráulico se debe aplicar para determinar el valor de la resistencia nominal para todas las combinaciones de carga axial, momento y cortante. (Engineers, 1992)

El método del factor de carga único, The Single Load Factor Method debe usarse cuando las cargas de la estructura en cuestión incluyen reacciones debido a la interacción suelo estructura analizada, como la losa para los muros. Por simplicidad u facilidad de aplicación este método debe utilizarse para todos los elementos de dichas estructuras. (Engineers, 1992)

1- Método del Factor de Carga Único

En el método del factor de carga único las cargas muertas y vivas son multiplicadas por el mismo factor de carga.

$$U = 1.7 * (D + L)$$

donde:

D: fuerzas internas y momentos de cargas muertas de los distintos miembros del concreto.

L: fuerzas internas y momentos de cargas vivas. (Cualquier otra carga que no sean las relacionadas debido al peso del concreto).

Para estructuras hidráulicas el factor de carga es luego multiplicado por un factor hidráulico (H_f)

$$U_h = H_f * U$$

$H_f = 1.3$ (para estructuras hidráulicas). Excepto para miembros en tensión directa ($H_f = 1.65$)

Por tanto, la resistencia requerida U_h para resistir las cargas vivas y muertas debe al menos ser igual a:

$$U_h = 1.7 * H_f (D + L)$$

Como excepción a lo anterior podemos mencionar cuando la resistencia, a efectos de viento y otras cargas que constituyen cargas de corta duración con poca probabilidad de ocurrencia están concebidas en el diseño.

$$U_h = 0.75 (1.7 * H_f (D + L))$$

Los factores de carga descritos en el ACI 318 pueden ser aplicados directamente a estructuras hidráulicas con 2 modificaciones. (Engineers, 1992)

- El factor de carga para presión lateral de flujo (F) debe ser tomado como 1.7
- La resistencia requerida (U) descrita en el ACI así como en la presente investigación debe ser incrementada por el factor hidráulico (H_f).

$$U_h = 1.3 * U$$

Para miembros en tensión directa:

$$U_h = 1.65 * U$$

La resistencia requerida **U** debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las siguientes ecuaciones (1) a (7). Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

1. $U = 1.4 (D+F)$
2. $U = 1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.87W)$
4. $U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
5. $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$
6. $U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$
7. $U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$

Se permite reducir a 0.5 el factor de carga viva (L) en las ecuaciones (3) y (5) excepto para estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de reunión pública y en todas las áreas donde **L** sea superior a 4.8 kN/m².

Se permite usar **1.3W** en lugar de **1.6W** en las ecuaciones (4) y (6) cuando la carga por viento **W** no haya sido reducida por un factor de direccionalidad.

El factor de carga para **H** , cargas debidas al peso y presión del suelo, agua en el suelo, u otros materiales, debe fijarse igual a cero en las ecuaciones (6) y (7) si la acción estructural debida a **H** neutraliza las causadas por **W** ó **E** . Cuando las presiones laterales ejercidas por el empuje del suelo proporcionan resistencia a las acciones estructurales provenientes de otras fuerzas, no deben incluirse en **H**, sino deben incluirse en la resistencia de diseño.(ACI318S-08, 2008)

Resistencia de Diseño.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia dados en la tabla 7.

Tabla 7: Valores del factor de reducción de la resistencia.

Tabla del Factor de reducción de Resistencia	
	ϕ
Secciones controladas por tracción	0,9
Secciones controladas por compresion	
a) elementos con refuerzo en espiral	0,7
b) Otros elementos reforzados	0,65
Cortante y torsión	0,75
Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de postensado y modelos puntal-tensor)	0,65
Zonas de anclaje de postensado	0,85

Máxima tensión del refuerzo.

Las siguientes especificaciones con respecto al coeficiente de tensión del refuerzo pertenecen al método que adopta el Manual del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos conocido por sus siglas por (USACE) respecto al diseño de estructuras hidráulicas y no hidráulicas.

Para miembros con refuerzo simple a flexión, y para miembros sujetos a flexión combinada y a compresión debido a cargas axiales. Cuando la fuerza de la carga axial aplicada (ϕP_n) es menor que:

$$0.10 f'_c A_g \phi P_b$$

El coeficiente de tensión del refuerzo (ρ) previsto se deberá aplicar de la siguiente manera.

-límite recomendado = $0.25 \rho_b$

-Máximo límite permitido el cual no necesita de especial estudio o investigación ($0.375 \rho_b$). Valores por encima de este deberán cumplir los requisitos de utilización, constructibilidad, así como de economía.

-El límite máximo superior permitido cuando deflexiones excesivas no están predichas al usar el método especificado en ACI 318 u otros métodos que predigan deformaciones en consenso con la aplicación de pruebas exhaustivas = $0.50 \rho_b$.

-Radios de refuerzo con valores mayores a ($0.5 \rho_b$) solo se aceptan en caso de realizarse una detallada investigación sobre los requerimientos de utilización. No obstante, ningún radio puede exceder el valor de ($0.75 \rho_b$).

El coeficiente de tensión del refuerzo ρ encuentra su homólogo en otras bibliografías como la cuantía geométrica de la sección la cual es la relación entre el área de acero y el área de hormigón de la sección analizada.

Consideraciones estructurales.

Con el objetivo de lograr estructuras de concreto con un grado razonable de impermeabilidad y para garantizar que el acero de refuerzo no tenga recubrimientos pequeños, es necesario tener presente las siguientes dimensiones mínimas en los elementos de concreto mostradas en la tabla 8.

Tabla 8: Consideraciones para dimensionamiento de muros.

Consideraciones Estructurales	
Espesores mínimos de muros	
Con h mayor de 3m o mas	30 cm
Con h menor de 3m	15cm
Con recubrimiento de 5cm o mas	20cm
Espaciamiento maximo del refuerzo	30cm

1.3.3 Definición de las metodologías de diseño a flexión propuestas en el Método del USACE y el Método del ACI.

Metodología paso a paso propuesta por el USACE.

Diseño:

1- Se determina la resistencia nominal requerida.

$$M_n = M_u / \phi$$

$$P_n = P_u / \phi$$

2- Como paso número dos se propone una forma de chequear si los tamaños de los miembros analizados se encuentran dimensionados adecuadamente para cumplir los límites del coeficiente de acero. Las expresiones empleadas en el apartado (2^a) se deben emplear en el caso de miembros sometidos a flexión y a pequeñas cargas axiales. En caso de estar en presencia de cargas axiales significativas se deben utilizar los pasos del apartado (2^b).

2^a- Calcular (d_d) de la tabla 9. El termino (d_d) es la distancia mínima efectiva que la sección debe tener para cumplir los límites establecidos del coeficiente de acero. Si $d > d_d$ el miembro tiene el tamaño necesario para conocer los requerimientos establecidos y el área de acero (A_s) se determina por el paso 3.

Tabla 9: Cálculo del coeficiente d_d

f'_c (psi)	f_y (ksi)	$\frac{\rho^*}{\rho_b}$	Kd	d_d (pulgadas)
3000	60	0,25	0,125765	$\sqrt{\frac{3.3274M_n^*}{b}}$
4000	60	0,25	0,125765	$\sqrt{\frac{2.4956M_n^*}{b}}$
5000	60	0,25	0,118367	$\sqrt{\frac{2.1129M_n^*}{b}}$

2^b- Cuando cargas axiales significativas están presentes, la expresión para d_d necesaria para la comprobación no es satisfactoria, en cambio se puede realizar el mismo cálculo determinando el máximo momento flectante que un miembro puede soportar y mantener a la vez los límites especificados del radio de acero (M_{ds}).

$$M_{ds} = 0.85f'_c a_d b (d - a_d/2) - (d - h/2) P_n$$

donde:

$$a_d = K_d d$$

-K_d se determina de la tabla anterior.

3- En casos de simple refuerzo donde $d > d_d$ o ($M_n < M_{ds}$) las siguientes ecuaciones se utilizan para determinar el área de acero.

$$K_u = 1 - \sqrt{1 - \frac{M_n + P_n(d - h/2)}{0.425f'_c b d^2}}$$

$$A_s = \frac{0.85f'_c K_u b d - P_n}{f_y}$$

-Metodología general propuesta por el ACI.

Diseño:

1- Se determina el M_u actuante (Factorizado)

2- Se calcula el Momento específico de la sección (μ) mediante la expresión:

$$\mu = \frac{M_u}{\phi \cdot 0.59 \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c}$$

3- Se calcula la cuantía mecánica de la sección (w)

$$w = 0.8474 - \sqrt{0.7181 - \mu}$$

4- Se calcula el área de acero.

$$A_s = \frac{w \cdot b \cdot d \cdot f'_c}{f_y}$$

5- Calcular la cuantía real de la sección.

$$\rho_{real} = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

6- Comprobar que la cuantía real sea menor que la cuantía máxima, en caso contrario es necesario cambiar las dimensiones de la sección. (o colocar hacer a compresión). En el reglamento del ACI 318-05 se considera la cuantía máxima para una deformación del acero a tracción de 0.004.

7- Comprobar que la cuantía real sea mayor que la mínima en caso contrario aumentar el área de acero.

En los pasos se asume que el factor de reducción de la resistencia ϕ es igual a 0.9 según lo que plantea el documento del ACI 318-02. Sin embargo en el reglamento del 05 se hace necesario calcular el valor real de la deformación del acero a tensión, para determinar el verdadero valor de ϕ .

Para ello se propone determinar la deformación del acero a tensión.

$$\varepsilon_t = \left[\frac{\varepsilon_c \cdot d}{c} \right] - \varepsilon_c$$

Tomando $\xi_c=0.003$

donde:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Luego.

Si ε_t es mayor o igual que 0.005 se toma $\Phi=0.9$, predominio de la tensión

Si ε_t es menor o igual que 0.002 se toma $\Phi=0.65$, predominio de la compresión

Para valores intermedios utilizar la siguiente expresión:

$$\phi = 0.65 + (\varepsilon_t - 0.002 \cdot \left[\frac{250}{3} \right])$$

Realizar nuevamente todos los cálculos aumentando el área de acero.

Revisión:

La revisión se realiza conocidas las dimensiones del elemento, los materiales, A_s . Se determinan el M_n y el M_u .

1- Determinar el valor de a

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

2- Asumiendo que el factor ϕ es igual a 0.9. se determina el M_u

$$M_u = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

3- Comprobar las cuantías máximas y mínimas.

Como se expresó anteriormente se hace necesario conocer el verdadero valor de ϕ mediante la comprobación expuesta en el proceso de diseño.

En caso de obtenerse un nuevo valor de ϕ se recalcula el M_u , como:

$$M_u = \phi \cdot M_n$$

1.4 Empleo del programa Excel para confección de hojas de cálculo.

En la actualidad la aplicación de los programas de cómputo es de uso cotidiano en cualquier área de trabajo ya sea de tipo administrativo, en la medicina, en el arte, en las matemáticas, etc. El Ingeniero Hidráulico no queda exento de lo anterior, por tal motivo se han desarrollado diversos software para facilitar su trabajo como puede ser diseño de canales, aliviaderos, piscinas entre otro conjunto de estructuras. Cada programa ha sido elaborado para hacer el trabajo en el menor tiempo posible en donde los resultados ofrecidos dependerán en gran medida de la capacidad de la persona que los manipule.

Programar, en relación a la utilización de hojas de cálculo, es esencialmente el proceso de construir aplicaciones que utilizan hojas de cálculo en lugar del lenguaje tradicional como C, Pascal o Basic. En ambos casos, sin embargo, estas aplicaciones serán utilizadas por otros usuarios y no por el programador de la aplicación. Por lo anterior, el objetivo de una aplicación de hoja de cálculo es un archivo (o grupo de archivos relacionados) que está diseñado para que otro que no sea el programador pueda realizar el trabajo sin una experiencia excesiva. (Aviles, 2006)

Bajo estas consideraciones es posible crear aplicaciones de hojas de cálculo para muchos niveles de uso diferentes, desde plantillas simples en blanco hasta aplicaciones muy complicadas que utilizan menús y cuadros de diálogo que ni siquiera parecen hojas de cálculo.(Aviles, 2006)

Se empleará el programa Excel®, ya que, es un producto altamente programable, es por mucho la mejor opción para desarrollar aplicaciones basadas en hojas de cálculo porque mantiene el lenguaje VBA (Visual Basic para Aplicaciones), que es muy fácil de trabajar.

Para los programadores las características clave de Excel® contienen lo siguiente:

- Estructura de Archivo: la orientación de la multihoja hace fácil organizar los elementos de una aplicación y guardarlos después en un único archivo. Por ejemplo, un solo archivo de un libro de trabajo puede contener cualquier número de hojas de trabajo y gráficas. Los módulos de UserForms (ventanas, listas despegables, etc.) se guardan en un libro, sin embargo, son invisibles para el usuario final.
- Visual Basic for Applications: este lenguaje de macro le permite crear programas estructurados directamente en Excel®.
- Fácil acceso a los controles: en Excel® es muy fácil añadir controles tales como botones, listas desplegables y botones opcionales a una hoja de trabajo. Mejorar estos controles suele requerir una pequeña o ninguna programación de macro.
- Cuadros de dialogo: puede crear fácilmente cuadros de dialogo con aspecto profesional, mediante el uso del objeto UserForm.
- Funciones de la hoja de trabajo: usando VBA, puede crear funciones para la hoja de trabajo y así simplificar fórmulas y cálculos.

- Menús versátiles: puede cambiar los elementos del menú, añadir elementos al menú existente o bien crear menús totalmente nuevos. Otros productos son capaces de realizar esto también, pero en Excel® es extremadamente fácil.
- Shortcut menús adaptables: Excel® es la única hoja de cálculo que permite la adaptación de “shortcut menús”.
- Potentes opciones de análisis de datos: la figura del eje de tabla hace muy fácil la tarea de resumir grandes cantidades de datos con muy poco esfuerzo.
- Data Access Objects (DAO) y ActiveX Data Objects (DAO): estas figuras hacen que resulte fácil trabajar con bases de datos externas utilizando VBA.
- Opciones de protección externas: sus aplicaciones pueden mantener confidencialidad y protegerse de cambios.
- Soporte de automatización: utilizando VBA, puede controlar otras aplicaciones que llevan automatización.

La ventaja más importante del programa Excel®, es que todos los productos de Microsoft Office® tiene interfaces de usuario extremadamente similares, y todos contemplan VBA. Por lo tanto, al usar diestramente VBA en Excel® se es capaz de utilizarlo bien en otras aplicaciones.(Aviles, 2006)

1.5 Ejemplos de aplicación de hojas de cálculo en Excel como ayudas de diseño.

El desarrollo de hojas de cálculo Excel han facilitado el trabajo en la rama de la ingeniería así como en otras ramas, siendo de gran utilidad debido a la flexibilidad y simple manejo que esta herramienta ofrece. En la Ingeniería Civil e Hidráulica se encuentran numerosas ayudas de cálculo y diseño aplicadas a diversos escenarios.

Ejemplos de ellas son:

“WATER TANK DESIGN” es una aplicación basada en los criterios del comité (ACI 318-05 & 350-01) .Con el objetivo de determinar las cargas que pueden estar actuando en un Tanque de agua tanto vacío como lleno y diseñar el refuerzo de acero a utilizar en este. (Ganaam, 2011)

“DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA BOCATOMA”. En este trabajo se realiza el diseño hidráulico de todas las estructuras que conforman la Bocatoma como son los muros de contención, sección vertedora, canal de salida etc. y su correspondiente análisis estructural .(Ramos, 1999)

“EXCEL PARA MOVIMIENTO DE TIERRAS Y DIAGRAMA DE MASA”. Esta hoja de cálculo permite calcular el volumen de corte y relleno en la construcción de una vía y dependiendo del material del terreno variara el factor de esponja miento, también calcula el diagrama de masas. Para utilizar esta plantilla debe tener como dato el área de la sección transversal por cada abscisa y a que distancia se encuentra cada uno de ellas, es decir solo puede llenar la parte en blanco, aunque me falta acabar de que por norma de cada 120 m el volumen de corte para rellenar está libre de pago y que este valor compense a cada parte para rellenar y el cálculo de la cantidad de material de préstamo material de préstamo, pero aún se puede utilizarse para otro fin.(Blogspot, 2016)

“EXCEL PARA CÁLCULOS EN TUBERÍAS EN SERIE”. La hoja de cálculo (T.S. (v1.0.0)) sirve para los cálculos hidráulicos de tuberías en serie comunes tales como: Clase 1: cálculo de la potencia de la bomba incluyendo perdidas. Clase 2: cálculo del caudal considerando las pérdidas. Clase 3: cálculo del diámetro de la bomba considerando la pérdida por fricción. Solo para unidades del sistema internacional (N, m, s, etc).(Blogspot, 2016)

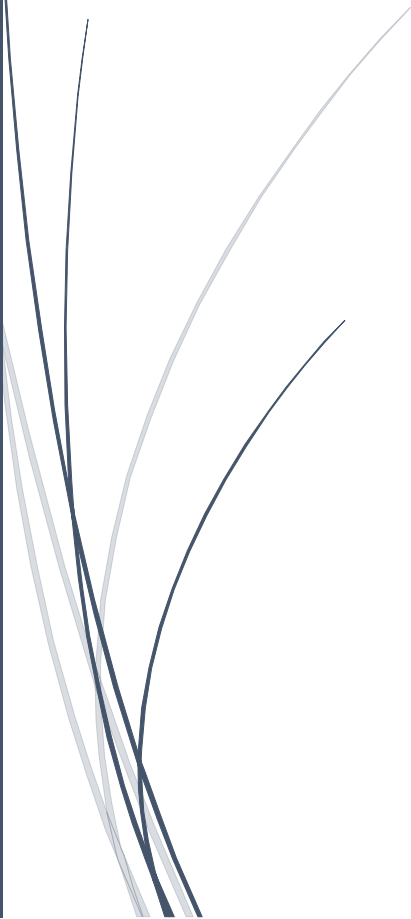
“DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO EN EXCEL (DOSIFICACIÓN DE CONCRETO)”. La hoja de cálculo (DM-20 v2.0.0) sirve para el diseño de mezclas de concreto por método del módulo de fineza, está diseñada para incorporar cliente, laboratorio, fecha y ubicación de una manera simple. (Blogspot, 2016)

“DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTO FLECTOR EN EXCEL”. Esta hoja de cálculo solo determina el diagrama de momento flector y fuerzas cortantes de una única viga. Es muy sencillo ya que solo se puede variar los valores de las distancias, cargas y las fuerzas. (Blogspot, 2016)

“HOJA DE CALCULO EXCEL PARA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DEL SUELO PARA ZAPATAS (CAPACIDAD PORTANTE Y DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS)”. Esta hoja de cálculo permite determinar la capacidad admisible de carga del suelo o capacidad portante y dimensionamiento de zapatas según Terzaghi.(Blogspot, 2016)

donde:

- El ángulo de fricción interna y la cohesión se determinada mediante ensayos de laboratorio como la prueba de corte directo, prueba Triaxial de corte, Prueba de cortante con veleta, compresión simple, entre otros métodos de ensayos. También se puede usar tablas que dependen de la clasificación del suelo teniendo en cuenta que el resultado es referencia.
- Para determinar la carga por metrado se realizara por áreas tributarias en caso que se trate de una edificación, de esta forma determinaremos la carga admisible que se calculara de una manera exacta, sin tantear una carga admisible para $B=1$ metro que es un cálculo aproximado.
- Solo se permite insertar hasta tres estratos, con sus pesos específico y altura de cada estrato. Una vez que inserto estos valores, ya tienes los resultados donde la memoria de cálculo se puede exportar a pdf.



Capitulo2

Capítulo 2: Elaboración de hojas de cálculos en Excel para el diseño de estructuras hidráulicas de hormigón armado empleadas en una obra de toma.

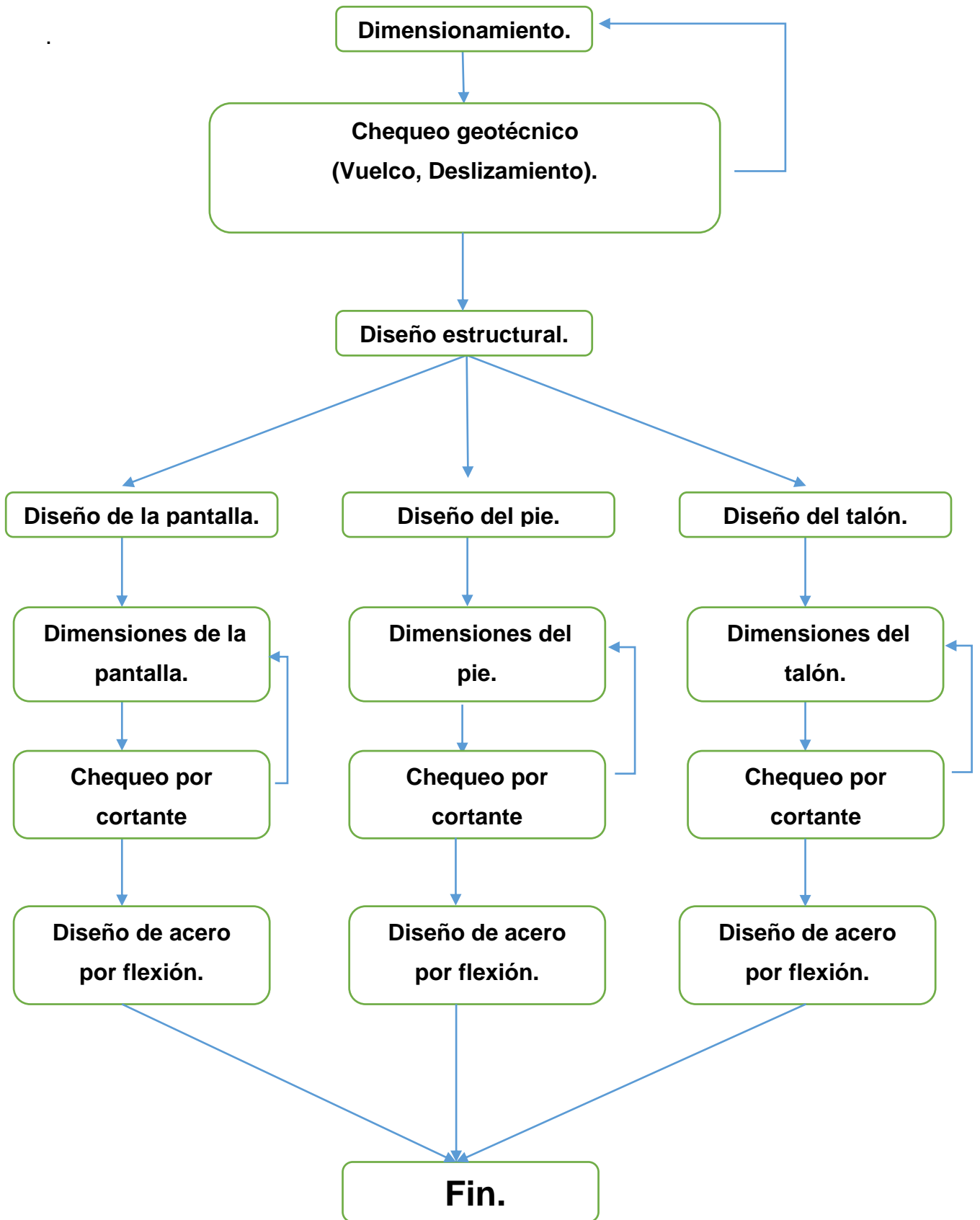
En el presente capítulo se exponen los métodos a utilizar en la confección de las hojas de cálculo Excel, para llevar a vías de hecho la elaboración de las mismas. Para el diseño de las distintas estructuras definidas en este trabajo, se han considerado las fórmulas, métodos y normas que rigen los procedimientos de cálculo que se implementan en esta herramienta de ayuda para el diseño. Se incluye la estrategia empleada para la confección de las hojas de cálculo y su programación.

2.1 Diseño de muro de contención en voladizo.

Un muro de contención es un elemento de soporte de una masa de suelo, y depende para su estabilidad principalmente de su propio peso, como es el caso de los muros de gravedad, o puede además contribuir el peso del relleno por encima de su base, como es el caso de los muros de contención de contrafuerte o voladizo, siendo este último el objetivo de análisis del presente trabajo. Sus partes fundamentales son el pie, el talón y la pantalla.

A continuación se mostrara un diagrama que describe el proceso secuencial para el diseño general del muro en voladizo:

Diseño de muro en voladizo.



2.1.1 Chequeo geotécnico

Para los cálculos de empujes de tierra se empleará el método de Rankine. Se chequeará la estabilidad al deslizamiento, al vuelco y se realizará el diseño estructural por estados límites como se muestra en el libro mecánica de suelos de Juárez Badillo, tomo 2 .(Badillo, 1970)

- 1- **Modelo de la geometría:** Dimensionamiento de la sección transversal del muro siguiendo criterios de pre dimensionamiento para este tipo de estructura.(Castillo, 2007)
- 2- Selección de los datos de los suelos presentes en la sección transversal del muro.
- 3- **Modelo de las cargas:** Determinación de las cargas que actúan y las combinaciones correspondientes al caso de cálculo según normas vigentes y especificaciones de diseño.(ACI318S-08, 2008).
- 4- Calculo de momentos estabilizantes y desestabilizantes, basándose el cálculo en la división de las áreas que interactúan como fuerzas en el muro en figuras conocidas como las mostradas en la figura 10 y multiplicándolas por su brazo correspondiente.

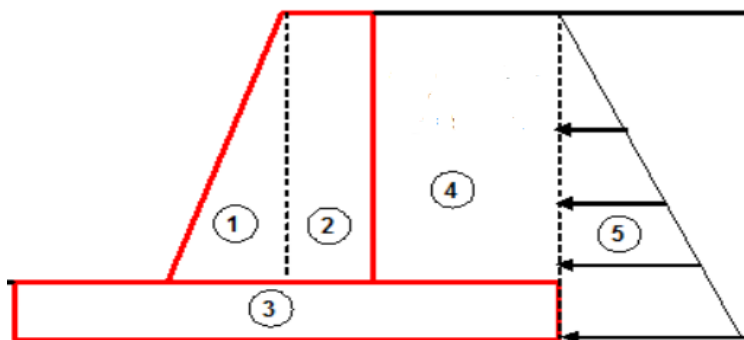


Figura 10: División de las cargas sobre el muro en figuras conocidas.

- 5- Chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento por el método de los estados límites utilizando las formulas:

Vuelco:

$$\sum M_{F.DESEST.}^* \leq \frac{\sum M_{F.EST.}^*}{\gamma_s}$$

Deslizamiento:

$$\sum F_{H.ACTUANTES}^* \leq \frac{\sum F_{H.RESIST.}^*}{\gamma_s}$$

$$\sum F_{H.RESIST.}^* = \sum F_v^* \times \tan \varphi^* + 0,75c^* \times b$$

Donde:

γ_s = Se determina según las condiciones de trabajo

- 6- Cálculo de las tensiones en la base del muro y comprobación de la capacidad de carga de la base por las formulas:

$$\sigma_{\max} = \frac{F_v}{b} * \left(1 + 6 * \frac{Exc}{b} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{F_v}{b} * \left(1 - 6 * \frac{Exc}{b} \right)$$

$$Exc = \frac{b}{2} - \left(M_{est} - \frac{M_{des}}{F_v} \right)$$

$Exc < \frac{b}{6}$: Compresión en toda la base

$Exc > \frac{b}{6}$: Repartición de esfuerzos

donde:

Exc: Excentricidad

Fv: Fuerzas verticales

Mest: Momentos estabilizantes

Mdes: Momentos desestabilizantes

2.1.2 Diseño de la Pantalla

- 1- Planteamiento de los valores de las dimensiones de esta parte del muro y las cargas actuantes como se muestra en la figura 11, con sus coeficientes de mayoración y minoración.

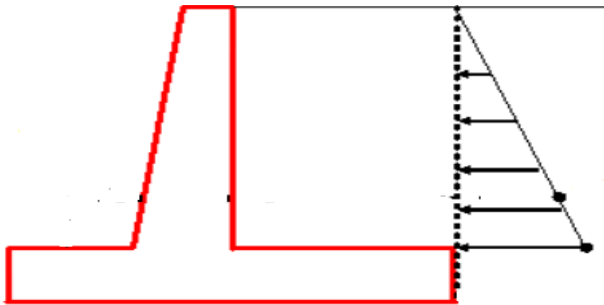


Figura 11: Cargas actuantes sobre la pantalla del muro.

- 2- Chequeo de la sección por cortante último en la altura crítica.

$$V_u < \Phi V_c \text{ (Resiste al cortante)}$$

$$V_u = \Phi C_d + \Phi C_l$$

$$V_c = 5.3 * \sqrt{f_c} * d * b$$

*(En caso de no cumplirse la condición volver a iterar con otras dimensiones)

- 3- Diseño por Flexión.

- Se debe determinar la cantidad de cortes a realizar según la altura de la pantalla atendiendo a criterios en el vertido del hormigón y desde el punto de vista económico.

$H < 2,5\text{m}$: 1Corte

$2,5\text{m} < H < 5\text{m}$: 2Cortes

$5\text{m} < H < 7,5\text{m}$: 3Cortes

$7,5\text{m} < H < 10\text{m}$: 4Cortes

donde:

H: Altura de la pantalla en metros

- Cálculo del momento último actuante (M_u) y peralte efectivo a flexión (d) en cada corte

$$M_u = \sum(F * B)$$

$$d = h_{sc} - rec - \frac{\Phi_{barra}}{2}$$

donde:

h_{sc} : Ancho de la sección

rec : Recubrimiento

Φ_{barra} : Diámetro de la barra

- Cálculo de A_s mínima real siguiendo los criterios que plantea el documento del ACI 318-02, número de barras y espaciamiento

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f_c * b}$$

donde:

$\Phi = 0,9$

- Luego con este resultado se realiza un proceso iterativo hasta lograr definir el (A_s real) de cálculo en cada corte como se muestra de ejemplo en la tabla 10. Para determinar el área de acero real que se colocará se deberá comparar la alcanzada por este proceso iterativo con la calculada a partir de la cuantía mínima y escoger la mayor.

Tabla 10: Ejemplo de cálculo del área de acero en un corte.

Corte 1							
$A_s =$	4,082						
Mediante un proceso iterativo se halla el verdadero valor de a , y con esto el área final de acero:							
a	0,0115	0,0105	0,0105	0,0105	0,0105	0,0105	0,0105
$d-a/2$	0,3363	0,3368	0,3368	0,3368	0,3368	0,3368	0,3368
A_s	3,7363	3,7309	3,7308	3,7308	3,7308	3,7308	3,7308

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

Por ultimo ya definida al área de acero mínima a utilizar se definen la cantidad de barras, su espaciamiento y se representa en un croquis.

$$\#barras = \frac{A_s}{A(1barra)}$$

$$@ = \frac{1m}{\#barras}$$

donde:

#barras: Numero de barras (Se aproxima siempre por exceso el resultado)

@ : Espaciamiento entre barras (Se aproxima siempre por exceso el resultado)

ρ_{min} : Cuantía mínima

2.1.3 Diseño del Pie

1- Planteamiento de los valores de las dimensiones del pie y las cargas que solo actúan en él como muestra la figura 12, con sus coeficientes de mayoración y minoración.

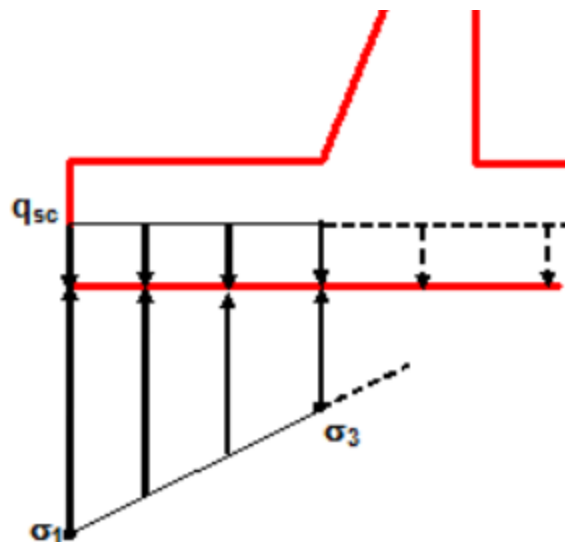


Figura 12: Cargas actuantes sobre el pie del muro

2-Calculo de tenciones en la base

$$\sigma_1 = \frac{F_v}{b} * (1 + 6 * \frac{Exc}{b})$$

σ_3 =Por relaciones de triángulos teniendo que:

$$Exc < b/6: \quad \sigma_3 = \frac{b}{(\sigma_1 - \sigma_2) * (ht + b/2) + \sigma_2}$$

$$Exc > b/6: \quad \sigma_3 = \frac{Y}{\sigma_1 * (Y - b/2)}$$

$$Y = 1.5 * b - 3 * Exc$$

3-Chequeo de la sección por cortante último:

$$V_u < \frac{2}{3} \Phi V_c : (Resiste al cortante)$$

$$V_c = 5.3 * \sqrt{f_c} * d * b$$

*(En caso de no cumplirse la condición volver a iterar con otras dimensiones)

4- Diseño por flexión

➤ Cálculo del momento último

$$M_u = ((F_v +) * B) - ((F_v -) * B)$$

donde:

Fv+: Fuerzas verticales hacia abajo

Fv-: Fuerzas verticales hacia arriba

B : Brazo correspondiente a la fuerza.

➤ Cálculo de As min real, siguiendo las normas del ACI 318-02 :

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f_c * b}$$

- Luego con este resultado se realiza un proceso iterativo hasta lograr definir el área de acero (real) de cálculo. Para determinar el área de acero real que se colocara se deberá comparar la obtenida por este proceso iterativo con la calculada a partir de la cuantía mínima y escoger la mayor.

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

- Por ultimo ya definida al área de acero mínima a utilizar se definen la cantidad de barras, su espaciamiento y se representa en un croquis.

$$\#barras = \frac{A_s}{A(1barra)}$$

$$@ = \frac{1m}{\#barras}$$

donde:

#barras: Numero de barras (Se aproxima siempre por exceso el resultado)

@ : Espaciamiento entre barras (Se aproxima siempre por exceso el resultado)

ρ_{min} : Cuantía mínima.

2.1.4 Diseño del Talón.

1- Planteamiento de los datos sobre dimensiones del talón y las cargas que solo actúan en el como se aprecia en la figura 13 ,con sus coeficientes de mayoración y minoración.

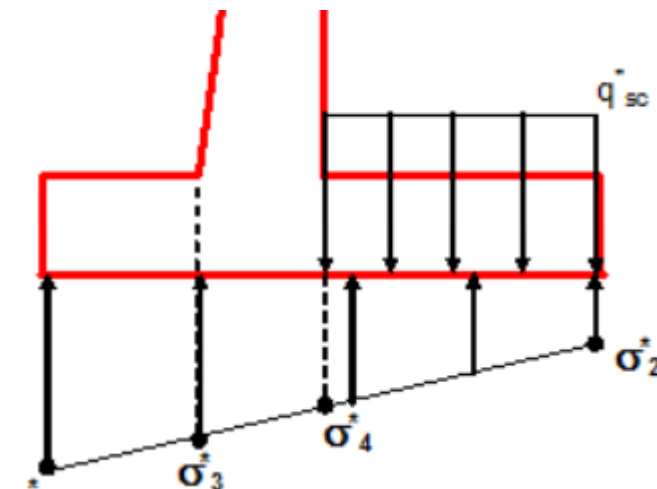


Figura 13: Cargas que actúan sobre el talón del muro.

2- Cálculo de tensiones en la base.

$$\sigma_2 = \frac{F_v}{b} * (1 - 6 * \frac{Exc}{b})$$

σ_4 =Por relaciones de triángulos teniendo que:

$$Exc < b/6: \quad \sigma_4 = \frac{b}{(\sigma_1 - \sigma_2) * b^2 + \sigma_2}$$

$$Exc > b/6: \quad \sigma_4 = \frac{Y}{\sigma_1 * (Y - b/6 + ht)}$$

$$Y = 1,5 * b - 3Exc$$

3- Chequeo de la sección por cortante último:

$$v_u < \frac{2}{3} \Phi V_c : (Resiste al cortante)$$

*(En caso de no cumplirse la condición volver a iterar con otras dimensiones)

4- Diseño por flexión.

➤ Cálculo del momento último.

$$M_u = ((F_v +) * B) - ((F_v -) * B)$$

Donde:

F_v+ : Fuerzas verticales hacia abajo.

F_v- : Fuerzas verticales hacia arriba.

B : Brazo correspondiente a la fuerza.

➤ Cálculo de A_s min real, siguiendo las normas del ACI 318-02.

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f_c * b}$$

- Luego con este resultado se realiza un proceso iterativo hasta lograr definir el área de acero (real) de cálculo y compararla con la mínima. Para el diseño se selecciona la mayor de estas dos áreas de acero.

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

- Por ultimo ya definida al área de acero mínima a utilizar se definen la cantidad de barras, su espaciamiento y se representan en un croquis.

$$\#barras = \frac{A_s}{A(1barra)}$$

$$@ = \frac{1m}{\#barras}$$

donde:

#barras: Numero de barras. (Se aproxima siempre por exceso el resultado)

@ : Espaciamiento entre barras. (Se aproxima siempre por exceso el resultado)

ρ_{min} : Cuantía mínima.

2.1.5 Confección de las hojas de cálculo en Excel para el diseño de muros.

Las hojas programadas en Excel para dar solución al problema en cuestión de este epígrafe estarán dirigidas a solucionar distintos casos de cálculo en dependencia de las condiciones geológicas (tipo de suelo y existencia de nivel freático). Estas hojas solo se implementan para diseño de muros que contengan un suelo homogéneo en la zona de empujes activos, ya sea Friccional, Cohesivo Friccional o Cohesivo. Se elaboran dos casos de cálculo para cada suelo, uno cuando existe nivel freático y otro para cuando no existe nivel freático, quedando en total seis casos de cálculos independientes con una estructura de hojas similar.

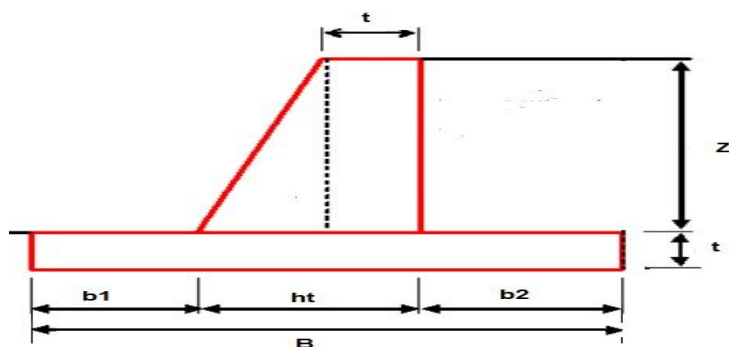
Para el diseño del Software se emplean los métodos y formulas expuestas anteriormente en este epígrafe y se procede para la elaboración del mismo siguiendo los pasos:

- 1- Se comienza por crear una hoja de entrada de datos como se muestra en la figura 15, se agrupan las celdas donde se introducirán los datos en tablas donde se le agregan notas con sugerencias para las dimensiones, coeficientes etc., todo esto con el objetivo de orientar al usuario.
- 2- Se crea una hoja para el chequeo de estabilidad por estados limites como se puede observar en la figura 16, donde se ubica una tabla que contendrá los valores de las fuerzas actuantes y sus brazos a partir de los datos introducidos en la hoja de datos. Se utilizan las funciones (Suma) para sumar valores en cada columna y la función (Si) siendo esta fundamental para enunciar si cumple la estructura por estabilidad al vuelco, al deslizamiento y la posición de la resultante en la base, ya que dicha función se programa siguiendo una prueba lógica para comparar resultados y emitir una respuesta literal o bien mostrar valores.
- 3- Se crea una hoja para el diseño de la pantalla utilizando la función (Si) para determinar si cumple la sección por cortante último y para determinar qué área de acero tomar para el diseño entre la calculada a partir de la cuantía mínima y la calculada por solicitaciones. Para el cálculo de acero por flexión en cada corte se crearon varios bloques de cálculo para utilizar en dependencia de cuantos cortes se deban hacer en la pantalla y finalmente se muestran los resultados en tablas al final de cada bloque. La estructura de esta hoja se puede apreciar en la figura 17.
- 4- Se crea una hoja para diseñar el pie y otra para diseñar el talón como se observan en las figuras 18 y 19. Los pasos de cálculos son casi los mismos en las 2 hojas, solo que cambian las solicitaciones. En las dos se comienza por el chequeo de resistencia por cortante ultimo haciendo uso para esto de la función (Si), se calcula el acero por flexión de la misma forma que en la pantalla y se exponen los resultados en tablas al final de la hoja.

Todas estas hojas quedan organizadas dentro de cada documento de la siguiente manera mostrada en la figura 14:

Datos	Estados limites	Diseño de la pantalla	Diseño del Pie	Diseño del talon
--------------	-----------------	-----------------------	----------------	------------------

Figura 14: Orden de las hojas de cálculos en cada documento.



***Solo introducir datos en las casillas sombreadas**

Predimensionamiento)	
Desnivel a salvar (H) en metros	4,00
Ancho de corona(t) en metros	0,15
Ancho de la base (B) en metros	2,80
Ancho del pie (b1) en metros	0,70
Ancho del talón (b2) en metros	1,70
Arranque (ht) en metros	0,40

Ka =	0,39
Ps =	1,56

Datos mayorados del relleno	
Φ^* =	23,91
γ^* =	17,85
Ka^* =	0,42

Resultados minorados del relleno	
γ^* =	16,19

Calculo de empujes de tierra			
h1 =	0 m	Pa1	0 kn/m
h2 =	4 m	Pa2	30,21 kn/m

Empujes por sobrecarga	
q =	5,6
Ps =	2,37

Datos Geologicos			
Suelo de Relleno	Φ =	26	
	γ =	17	
Suelo de la base	Φ =	24	
	c =	20	
Sobrecarga en Kn/r	q =	4	

Coeficientes de mayoracion	
γ_{gy} =	1,05
$\gamma_{gtan\phi}$ =	1,1
γ_f =	1,4
γ_{gc} =	1

Datos de la Base minorados	
Φ^* =	22,03581

Figura 15: Hoja "Datos".

METODO DE LOS ESTADOS LIMITES					
Factor reductor de cargas		$\gamma_c =$ 24 kN/m³			
Peso Propio = 0,9					
N°	F. Vertical	F. Horizontal	Brazo	Mto. Estab	Mto. Desest
1	9,072		1,4	12,7008	
2	12,474		0,075	0,93555	
3	10,395		0,933333333	9,702	
4	4,59		1,666666667	7,65	
5	1,89		0,466666667	0,882	
6	6,557142857		1,016666667	6,6642857	
7	97,74514286		1,95	190,603029	
8	3,096428571		2,233333333	6,91535714	
9		60,42544093	1,333333333		80,56725458
10		9,478500539	2		18,95700108
11	4,857142857		1,95		
Autosuma	145,8197143	69,90394147		236,055164	99,52425566
Chequeo de vuelco:			$\gamma_s =$ 1,05		
F.S.vuelco =					
99,524	<	224,814	cumple		
Chequeo del deslizamiento:					
Suelo de la base:		$\Phi^* =$	22,0358058		
ΣF_h resistentes :					
Muro-suelo		96,21049323			
Suelo-suelo		96,21049323	Considerando concreto rugoso		
		44,58156062	Considerando concreto liso		
		F.S.desl =			
		69,904	<	91,629	cumple
Posición de la resultante					
eo =	0,936	b/6 =	0,466666667		
ec =	0,464				
Hay compresion en toda la base					

Figura 16: Hoja “Estados Limites”.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA

CHEQUEO DEL ESPESOR DE LA PANTALLA POR CORTANTE

Datos:

H =	3,6 m	Φ (Diam.) =	5/8	pulg
t =	0,15 m	r =	0,05	m
ht =	0,4 m	f'c =	17500	kPa
		ht =	0,4	m
		Zona critica =	0,342	m
		Espesor =	0,376	m
		d =	0,318	m
		b =	1	m
		Φ =	0,85	
Se tienen las siguientes cargas:		Coeficientes de mayoración		
Carga viva =	5,09 kN		1,8	
Carga empuje =	35,23 kN		1,8	

Se tienen los siguientes cortantes:

Vu =	72,569 kN	
Vc =	223,17 kN	como Vu < FVc ,cumple, resiste al cortante
ΦVc =	189,70 kN	

DISEÑO POR FLEXION

Datos

γ_{hum} =	17 kN/m ³	Φ =	0,9
Ka =	0,390	f'c =	17500 kPa
z =	3,6 m	b =	1 m
Coeficiente(Cd) =	1,8	fy =	420000 kPa
Coeficiente(CI) =	1,8		
Carga Viva =	1,562 kN/m		

Nota:

Para 1 corte

Mu (1) =	111,126 Kn x m	3,6
d(1) =	0,342 m	

Se calcula un área original con la suposición de que a=0.9d:

As =	9,549
------	-------

Mediante un proceso iterativo se halla el verdadero valor de a, y con esto el area final de acero:

a	0,0270	0,0253	0,0252	0,0252	0,0252	0,0252	0,0252
d-a/2	0,3286	0,3294	0,3295	0,3295	0,3295	0,3295	0,3295
As	8,9471	8,9240	8,9231	8,9231	8,9231	8,9231	8,9231

As min= 6,16 cm²

Resultados

As =	8,9231	cm ²	barras =	4,51
Φ (Diam.) =	5/8	pulg	N° barras =	5
Area de Φ =	1,98	cm ²	Espasiamient	0,20
			As real=	9,90

Figura 17: Hoja "Diseño de la pantalla".

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PIE

REVISIÓN POR CORTANTE

Datos

$\Sigma F_v =$	145,82	kN	$b =$	2,8	m	$b_1 =$	0,7	m
$e_o =$	0,936	m	$b/6 =$	0,46666667	m			
$e_c =$	0,464	m	$y =$ no se necesita este dato, sólo en caso de que $e_c > b/6$					
Como $e_c < b/6$, Hay compresion en toda la base								

Determinación de las solicitaciones de cálculo

$\sigma_{max} =$	103,83	kPa	coef. de mayoración =	1,7	
$\sigma_{min} =$	0,33	kPa	coef. de disminución =	0,9	
$\sigma_3 =$	0,38781588	kPa	Φ (Diam.) =	5/8	pulg
			$r =$	0,07	m
$\sigma_{max}^* =$	176,50	kPa	$f'_c =$	17500	kN/m ²
$\sigma_3^* =$	0,66	kPa	$h_t =$	0,4	m
$CE =$	0	kN/m	Zona critica =	0,322	m
$CM =$	8,64	kN/m	$\Phi =$	0,85	
$\sigma^* =$	81,5635984				
$V_u =$	10,457834	kN	Como $V_c < 2/3 \Phi V$		
$V_c =$	158,064046	kN	cumple, resiste al cortante		
$\Phi V_c =$	89,5696259	kN			

DISEÑO POR FLEXION

Datos

$\gamma =$	17	kN/m ³	$\Phi =$	0,9	
$z =$	0,000	m	$f'_c =$	17500	kN/m ²
$CE =$	0,000	Kn/m	$d =$	0,322	m
$CM =$	9,600	kN/m	$b =$	1	m
coeficiente =	1,7		$f_y =$	420000	kN/m ²
			$L =$	0,7	m
Se tiene el siguiente momento actuante:					
$M_u =$	55,487	kN x m			

Se calcula un área original de con la suposición de que $a=0.9d$:

$$A_s = 5,0643 \text{ cm}^2$$

Mediante un proceso iterativo se halla el verdadero valor de a , y con esto el area final de acero:

a	0,0143	0,0132	0,0131	0,0131	0,0131	0,0131	0,0131
$d-a/2$	0,3149	0,3155	0,3155	0,3155	0,3155	0,3155	0,3155
A_s	4,6614	4,6529	4,6528	4,6528	4,6528	4,6528	4,6528

Se compara que el area no sea menor que el área mínima, si así fuese se toma esta.

Resultados:

$A_{smin} =$	4,0580	cm ²
A_s calculo	4,6528	cm ²
Φ (Diam.) =	5/8	pulg
Area de $\Phi =$	1,98	cm ²
barras =	2,35	
Nº barras =	3	
El espaciamiento de estas barras será :		
	0,18	m
	0,25	m

Figura 18: Hoja "Diseño del pie".

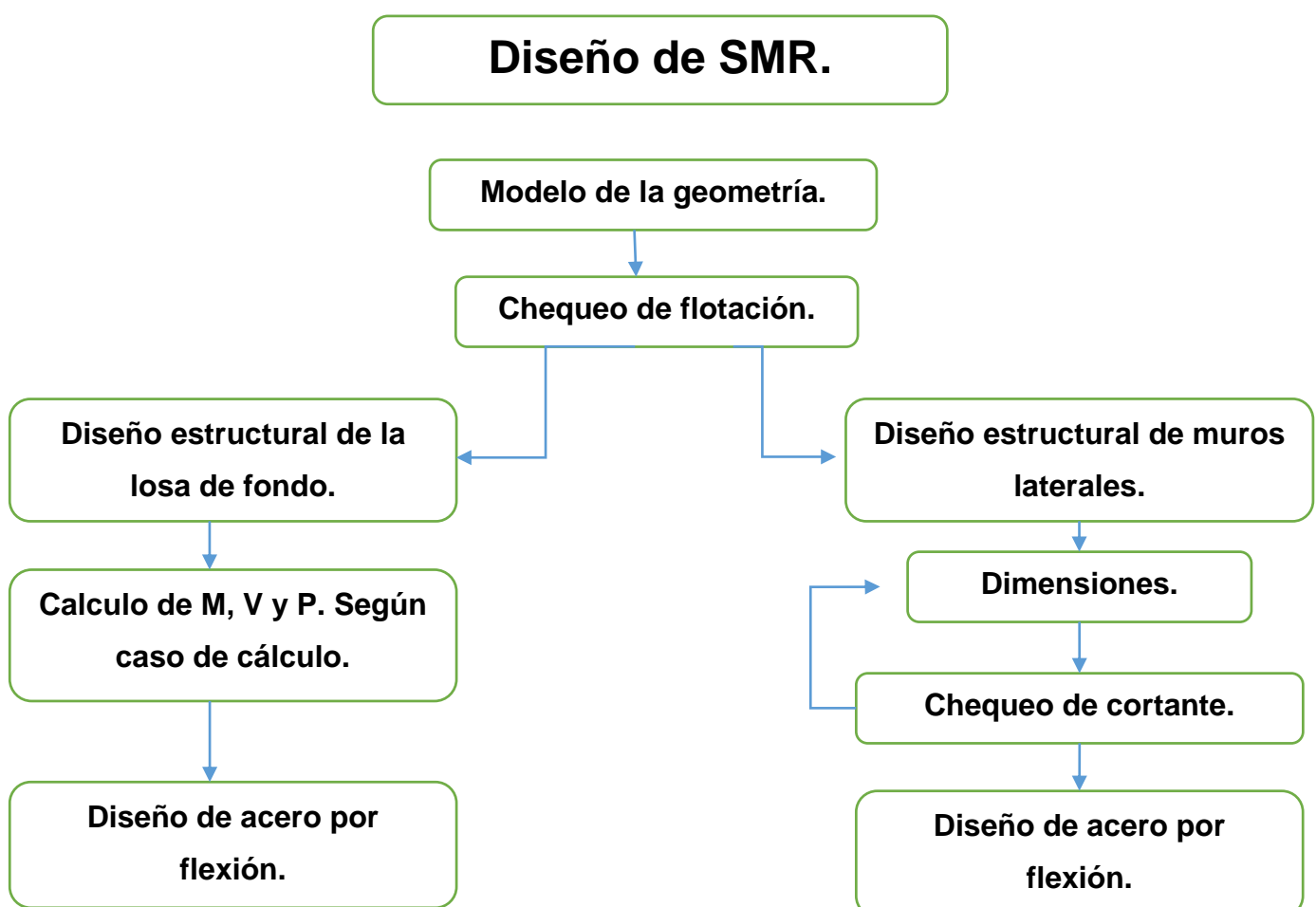
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TALON							
REVISIÓN POR CORTANTE							
Datos							
$\Sigma F_v =$	145,82	kN	$b =$	2,8	m	$b_1 =$	0,7 m
$e_o =$	0,936	m	$b/6 =$	0,46666667	m	$h_t =$	0,4
$e_c =$	0,464	m	$b_2 =$	1,7	m		
$y =$ no se necesita este dato, sólo en caso de que $e_c > b/6$							
Como $e_c < b/6$. Hay compresion en toda la base							
Determinación de las solicitaciones de cálculo							
$\sigma_{max} =$	103,83	kPa	coef. de disminución =	1,5			
$\sigma_{min} =$	0,33	kPa	coef. de mayoración =	1,8			
$\sigma_4 =$	0,38	kPa	Φ (Diam.) =	5/8	pulg		
			$r =$	0,07	m		
$\sigma_{min}^* =$	0,50	kPa	$f'_c =$	17500	kN/m ²		
$\sigma_4^* =$	0,57	kPa	$h_t =$	0,4	m		
$S_c =$	7,200	KN/m	$d =$	0,322	m		
$CM =$	14,400	KN/m	$\Phi =$	0,85			
$CE =$	102	KN/m					
$\sigma^* =$	0,50957209						
$V_u =$	169,619921	kN	Como $V_c < 2/3 \Phi V$				
$V_c =$	383,869825	kN	cumple, resiste al cortante				
$\Phi V_c =$	217,526234	kN					
DISEÑO POR FLEXION							
Datos:							
$\gamma =$	17	kN/m ³	$\Phi =$	0,9			
$z =$	4,000	m	$f'_c =$	17500	kN/m ²		
$CE =$	122,400	Kn/m	$d =$	0,322	m		
$CM =$	24,480	kN/m	$b =$	1	m		
$S_c =$	12,240	Kn/m	$f_y =$	420000	kN/m ²		
coeficiente =	1,5		$L =$	1,7	m		
Se tiene el siguiente momento actuante:							
$M_u =$	196,925	kN x m					
Se calcula un área original de con la suposición de que $a = 0.9d$:							
$A_s =$	17,9733	cm ²					
Mediante un proceso iterativo se halla el verdadero valor de a, y con esto el area final de acero:							
a	0,0507	0,0496	0,0495	0,0495	0,0495	0,0495	0,0495
$d - a/2$	0,2967	0,2973	0,2973	0,2973	0,2973	0,2973	0,2973
A_s	17,5594	17,5249	17,5220	17,5218	17,5217	17,5217	17,5217
Se compara que el area no sea menor que el área mínima, si asi fuese se toma esta.							
Resultados:							
$A_{smin} =$	9,8551	cm ²					
A_s (final) =	17,5217	cm ²					
Φ (Diam.) =	5/8	pulg					
Area de $\Phi =$	1,98	cm ²					
barras =	8,85						
N° barras =	9,00						
El espaciamiento de estas barras será :			0,17 m				
			0,10 m				

Figura 19: Hoja “Diseño del talon”.

2.2 Diseño de Sección Monolítica Rectangular.

La S. M. R. es una estructura ampliamente empleada en diversas obras hidráulicas como aliviaderos, en la sección de la rápida, tomas de agua en cisternas, etc. Este elemento, desde el punto estructural y económico, representa una gran ventaja para los proyectistas, puesto que su diseño se basa en el análisis de la combinación de las losas de fondo y los muros, en un solo elemento, implicando de esta forma, menos hormigón, menos excavación y enormes facilidades constructivas, de esto se deviene, que resulta más económica su obtención. Además, se considera que sobre la losa estarán actuando cargas verticales y momentos generados por el empotramiento de los muros, lográndose con la aplicación de este criterio, una mejor distribución de los esfuerzos del hormigón. (Govin, 2010)

A continuación se mostrara un diagrama que describe el proceso secuencial para el diseño general de la Sección Monolítica Rectangular:



2.2.1 Modelo de la geometría y cálculo de cargas actuantes.

- 1- Pre dimensionamiento de toda la estructura como se muestra en la figura 20 y comprobar que cumpla con el factor de seguridad a flotación en caso de existir nivel freático en la zona de construcción:

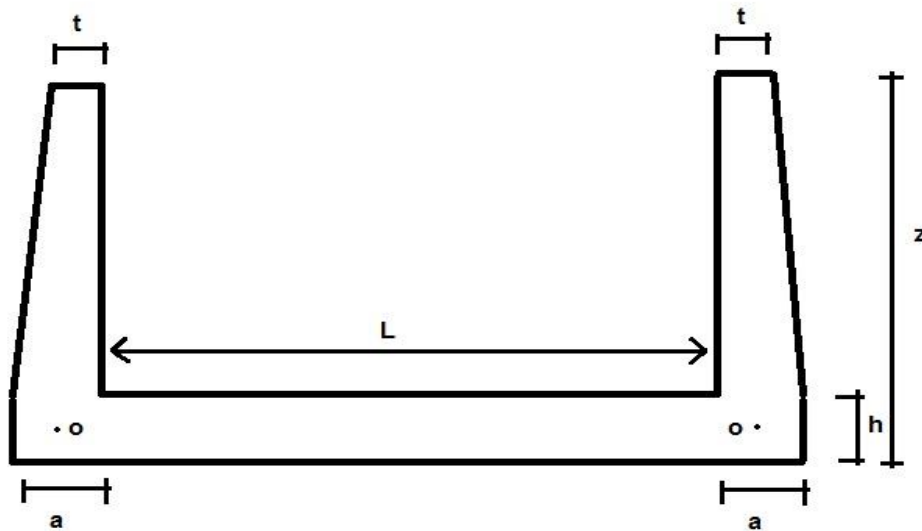


Figura 20: Dimensiones de la SMR.

$$F_s = \frac{F_{v+}}{F_{v-}} \geq 1,5 : \text{Factor de flotación}$$

Donde:

F_{v+} : Fuerzas verticales hacia abajo

F_{v-} : Fuerzas verticales hacia arriba

- 2- Cálculo de presiones de tierra para posteriormente determinar el momento flector (M_o) en el punto o mostrado en la figura anterior el cual se sitúa en el eje de la losa de fondo y en el centro de gravedad de los muros laterales.

- 3- Cálculo de presión media en el punto antes mencionado y debajo de la losa de fondo por las formulas mostradas a continuación respectivamente :

$$P_o = \frac{V}{a} : \text{Presión media en el punto o}$$

$$P_2 = \frac{W}{L} : \text{Presión media bajo la losa de fondo}$$

donde:

$$V = W_m + W_t$$

V: Suma de las fuerzas verticales hasta la base del muro.

W_m : Peso del muro.

W_t : Peso de la cuña de tierra encima del muro.

a: Base del muro.

W: Peso de la losa más peso del agua circulante en el caso de existir.

L: Ancho de la losa de fondo.

- 4- Cálculo de (P) presión media entre el muro y la losa.

$$P = (P_o - P_2) * a$$

- 5- A partir de conocer los valores de (M_o) y (P_o) se calculan los momentos y cortantes en los extremos de la losa de fondo (G_o ; Q_o) o sea en la sección que se llamara (m-m) utilizando las ecuaciones que se muestran a continuación y aprovechando los servicios del programa Excel para programar se despeja una variable en la primera ecuación y se introduce en la segunda ecuación en función de la otra variable.

$$2 * (3K^3 + \beta_1) * G_o + (3k^2 - \beta_2) * S_k * Q_o - 6K^3 * M_o = 0$$

$$(3k^2 - \beta_2) * S_k * G_o + (2K + \beta_3) * S_k^2 * Q_o - 3K^2 * S_k * M_o - K * S_k^2 * \frac{P}{2} = 0$$

donde:

$Sk = \sqrt[4]{(4 * E * \frac{L}{b} * Ks)}$: Longitud característica, en metros.

E: Modulo de elasticidad del Hormigón, en t/m².

$I = \frac{1}{12} * b * h^3$: Momento de inercia de la sección transversal de la losa de fondo, en m⁴.

B: Ancho de cálculo de la sección transversal de la losa, se tomará 1m.

h: Peralto de la losa.

Ks: Modulo de reacción del suelo, en t/m³.

$K = \frac{Sk}{a}$: Coeficiente adimensional.

$\lambda = \frac{\frac{L}{2}}{Sk}$: Coeficiente de rigidez relativa.

$\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$: Valores que se obtienen basados en las tablas que se encuentran en el libro “Estructuras Hidráulicas”, páginas 177 a la 179; β en función de λ .

Mo y P: Valores de momento y fuerza concentrada en el punto (o) calculados ya con anterioridad.

Go y Qo: Valores de momento y cortante en los extremos de la losa, sección (m-m).

- 6- Una vez obtenidos los valores de G0 y Qo se calculan los valores de momento (M), cortante (V) y presión de contacto (Ps) en la losa de fondo.

*Con el valor de λ se determina el caso de cálculo, habiendo 3 casos:

2.2.2 Casos de cálculos en la losa de fondo.

➤ **Caso1:** $\frac{\pi}{4} < \lambda < \pi$

- a) Calculo de los valores de C1 y C2 determinando los valores de ($\beta_4, \beta_5, \beta_6, \beta_7$) por las mismas tablas utilizadas para encontrar los valores de ($\beta_1, \beta_2, \beta_3$ y β_4) anteriormente, dependiendo del valor de λ .

$$C1 = 2 * \beta_4 * M - 2 * \beta_5 * P * Sk$$

$$C2 = 2 * \beta_6 * M + 2 * \beta_7 * P * Sk$$

donde:

(M y P): Valores de G0 y Q0 respectivamente. Si la losa tuviera un espesor normal de entre (0,4-0,7m) lo que comúnmente se hace es igualar los valores de M0 y P0 con los de G0 y P0 respectivamente, eliminando el cálculo de estos últimos, lo cual no introduce grandes errores y está del lado de la seguridad (Castillo, 2007).

*Es importante destacar que ya que todos estos cálculos se realizan en la herramienta computacional Excel, se aprovecha la capacidad de este para graficar resultados y se traza una curva con los valores de la serie de datos λ contra cada una de las series de datos β , se ajusta una curva polinómica de orden 6 dando una regresión de más de 0,999 en todos los casos siendo bueno el ajuste, por lo que para el cálculo desde β_1 hasta β_7 se calculara automáticamente por el programa utilizando las formulas correspondientes mostradas a la hora del ajuste.

b) Determinar los valores de Momento, Cortante y Presión de contacto (G, Q y Ps) para distintos puntos de la losa como se muestra en la figura 21, estando el eje de coordenadas situado en el punto medio de la losa. Evaluando $\varphi=x/Sk$ para distintos puntos de la distancia x, se hallan los valores de Y1, Y2, Y3 y Y4, En este caso los gráficos son simétricos por lo que solo se calcula desde (x=0) hasta (x= L/2).

$$G = C1 * Y4 + C2 * Y1$$

$$Q = \frac{-C1 * Y2 + C2 * Y3}{Sk}$$

$$Ps = \frac{-C1 * Y1 + C2 * Y4}{0.5 * Sk^2}$$

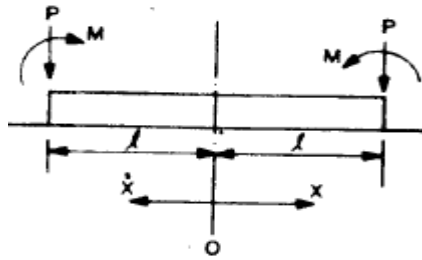


Figura 21: Sentido de coordenadas para el cálculo de (G, Q y Ps).

*Los valores de Y1, Y2, Y3, y Y4 se determinan basados en la tabla 2,3 del libro “Estructuras Hidráulicas” y con la utilización del programa Excel, se traza una curva con los valores de la serie de datos ϕ contra cada una de las series de datos Y, se ajusta una curva polinómica de orden 6 dando una regresión de 1 en todos los casos siendo perfecto el ajuste, por lo que para el cálculo desde Y1 hasta Y7 se calculara automáticamente por el programa utilizando las fórmulas correspondientes mostradas en el ajuste.

➤ **Caso2:** $\pi < \lambda$

- a) Se calculan los valores de $(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4)$, evaluando $\phi = x/Sk$ para distintos puntos de la distancia x, estando el eje de coordenadas en el borde de la losa como se puede apreciar en la figura 22.

*Los valores de $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$, y α_4 se determinan basados en la tabla 2,4 del libro “Estructuras Hidráulicas” y con la utilización del programa Excel, se traza una curva con los valores de la serie de datos ϕ contra cada una de las series de datos α , se ajusta una curva polinómica de orden 6 dando una regresión superior a 0,999 en todos los casos siendo bueno el ajuste, por lo que para el cálculo desde α_1 hasta α_4 se calculara automáticamente por el programa utilizando las fórmulas correspondientes mostradas en el ajuste.

- b) Calculo de Momento, Cortante y Presión de contacto (G, Q y Ps) para distintos puntos de la losa como se muestra en la tabla 11.

$$G = M * \alpha_1 + (M - P * Sk) * \alpha_2$$

$$Q = \frac{-M * \alpha^3 + (M + P * Sk) * \alpha^4}{Sk}$$

$$Ps = \frac{M * \alpha^2 - (M - Ps) * \alpha^1}{\frac{Sk^2}{2}}$$

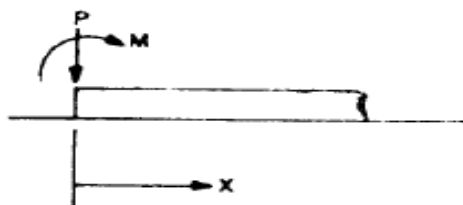


Figura 22: Sentido de coordenadas para el cálculo de (G, Q y Ps).

Tabla 11: Ejemplo de cálculo de Momento Cortante y Presión de contacto en la losa de fondo.

x	ϕ	α_1	α_2	α_3	α_4	Mto	V	Ps
0	0	1,0	0,0	1,0	1,0	15,9848654	-11,2500862	11,477641
2,5	1,02379532	0,19126498	0,30703603	0,49842485	-0,11534411	-0,4404569	-2,68851036	6,99875249
5	2,04759065	-0,06403133	0,1166494	0,05260503	-0,17352802	-2,32416324	0,46050423	1,11930253

➤ **Caso3:** $\lambda < \pi/4$

En este caso la losa se comporta como una viga perfectamente rígida. En todos los casos los esfuerzos externos P y M son por unidad de ancho por lo que los esfuerzos internos Q y G resultaran también por unidad de ancho.(Castillo, 2007)

$$P = \frac{P}{b}$$

$$M = \frac{M}{b}$$

2.2.3 Diseño por flexión:

- **Diseño por flexión de la losa de fondo:**

Con los valores de momento en cada punto de la losa se procede al diseño por flexión de la misma siguiendo la siguiente metodología:

- a) Cálculo de A_s min real, siguiendo las normas del ACI 318-02.

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f_c * b}$$

Luego con este resultado se realiza un proceso iterativo hasta lograr definir el A_s (real) de cálculo. Para determinar el área de acero real que se colocará se deberá comparar la obtenida por este proceso iterativo con la calculada a partir de la cuantía mínima y escoger la mayor.

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

- b) Por ultimo ya definida al área de acero mínima a utilizar se definen la cantidad de barras, su espaciamiento y se representan en un croquis.

$$\#barras = \frac{A_s}{A(1barra)}$$

$$@ = \frac{1m}{\#barras}$$

donde:

#barras: Numero de barras (Se aproxima siempre por exceso el resultado)

@ : Espaciamiento entre barras (Se aproxima siempre por exceso el resultado)

ρ_{min} : Cuantía mínima

- **Diseño por flexión de los muros laterales**

- a) Comprobar que cumpla la sección por cortante último en la altura critica.

$$V_u < \Phi V_c \text{ (Resiste al cortante)}$$

$$V_u = \Phi C_d + \Phi C_l$$

$$V_c = 5.3 * \sqrt{f_c} * d * b$$

- b) Determinar la cantidad de cortes a realizar según la altura de los muros laterales, siguiendo criterios de vertido de hormigón y de economicidad. A continuación se muestra una guía para la determinación de la cantidad de cortes en dependencia de la altura del muro.

$H < 2,5m$: 1Corte
 $2,5m < H < 5m$: 2Cortes
 $5m < H < 7,5m$: 3Cortes
 $7,5m < H < 10m$: 4Cortes

donde:

H: Altura de los muros.

- c) Calcular el momento ultimo actuante (M_u) y peralte efectivo a flexión (d) en cada corte.

$$M_u = \sum (F * B)$$

$$d = h_{sc} - rec - \frac{\Phi_{barra}}{2}$$

donde:

h_{sc} : Ancho de la sección.

rec: Recubrimiento.

Φ_{barra} : Diámetro de la barra.

- d) Calculo de A_s mínima real siguiendo los criterios que plantea el documento del ACI 318-02, número de barras y espaciamiento.

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f_c * b}$$

donde:

$\Phi = 0,9$

*Luego con este resultado se realiza un proceso iterativo hasta lograr definir el $A_s(\text{real})$ de cálculo. Para determinar el área de acero real que se colocara se deberá comparar la obtenida por este proceso iterativo con la calculada a partir de la cuantía mínima y escoger la mayor.

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

- e) Por ultimo ya definida al área de acero mínima a utilizar se definen la cantidad de barras, su espaciamiento y se representa en un croquis.

$$\#barras = \frac{A_s}{A(1barra)}$$

$$@ = \frac{1m}{\#barras}$$

donde:

#barras: Numero de barras. (Se aproxima siempre por exceso el resultado)

@: Espaciamiento entre barras. (Se aproxima siempre por exceso el resultado)

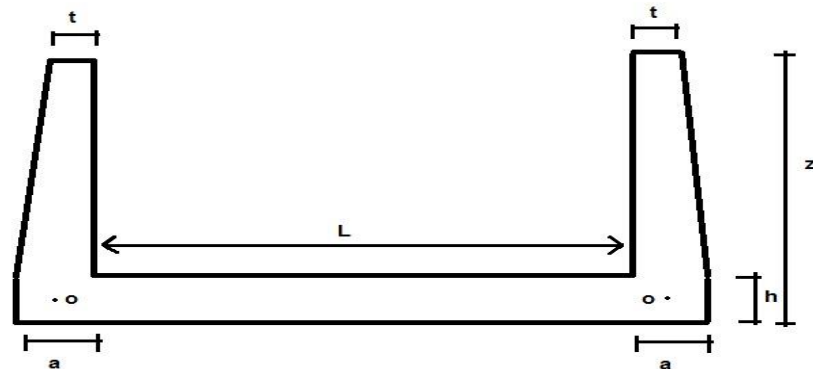
ρ_{min} : Cuantía mínima.

2.2.4 Confección de las hojas de cálculo en Excel para el diseño de la Sección Monolítica Rectangular.

Las hojas programadas en Excel para dar solución al problema en cuestión de este epígrafe estarán dirigidas a solucionar distintos casos de cálculo en dependencia de las condiciones geológicas (tipo de suelo). Estas hojas solo serán útiles para diseñar S.M.R. que contengan un suelo homogéneo en la zona exterior, ya sea Friccional, Cohesivo Friccional o Cohesivo. Para el cálculo y diseño de esta estructura se elaboraron 3 casos de cálculo, uno por cada tipo de suelo.

Para el diseño de las hojas de cálculos se emplean los métodos y formulas expuestas anteriormente en este epígrafe y se procede para la elaboración del mismo siguiendo los pasos:

- 1- Elaboración de una hoja para introducir los datos .En esta hoja agrupan los datos en tablas según su carácter y se somborean las casillas donde deben ser introducidos estos como se muestra en la figura 23.



***Solo introducir datos en las casillas sombreadas**

Dimensiones		Datos del suelo		Ks=	1200 t/m³
Ancho de corona del muro (t)	0,3	$\phi =$	34	E=	2000000 t/m
Ancho de la losa de fondo (L)	10	c=	0		
Peralto de la losa de fondo (h)	0,4	$\gamma =$	20 kn/m³		
Ancho de la base del muro (a)	1	$\gamma_{sum} =$	20 kn/m³		
Altura del muro (Z)	5,3	q=	2 kn/m		
Peso del hormigon (kn/m³)	24				

Empujes activos respecto al punto critico (o)		Coeficientes de mayoracion	
Ka=	0,28271492	$\gamma_{gy} =$	1,05
Pa=	33,56752821	$\gamma_{gtan\phi} =$	1,1
		$\gamma_f =$	1,4
		$\gamma_{gc} =$	1

Momento en el punto (o)		Resultados mayorados del relleno	
M(o)	157,7815277 kn*m	$\Phi^* =$	31,516191
		$\gamma^* =$	21
		Ka* =	0,3134223
		$\gamma_{sum}^* =$	21
		q* =	2,8
		C* =	0

Peso del muro, la losa y la cuña de suelo.		Presiones medias del muro y la losa	
P(m)=	86,04 kn	P(0)=	120,34 kn/m
P(L)	96 kn	P(2)=	9,6 kn/m
P(s)	34,3 kn	Presion(P)=	110,74 kn/m

Factor de flotacion		Datos para el calculo de Momento y cortante en la seccion mm	
Znf=	1 m	I=	0,005333333
Subpresion	10 Kn/m	Sk=	2,441894334
		K=	2,441894334
ff=	1,802833333 Cumple por flotacion	$\lambda =$	2,047590647

Figura 23: Hoja “Datos”

- 2- Confección de las hojas para cada uno de los casos de cálculo, para determinar momento, cortante y presión de contacto en la loza de fondo como muestran las figuras 24, 25 y 26 .En este paso se utiliza la función de graficar del Excel para automatizar el antiguo método de interpolar valores en tablas de datos, ajustando una curva al resultado de graficar dos series de datos se obtiene una ecuación que será la empleada para sustituir la interpolación de resultados.

Caso 1 : $\pi/4 < \lambda < \pi$								
Datos								
$\lambda=$	2,04759065		Momento	G0=	16,1100887	Ton*m		
$\beta_1=$	1,047		Cortante(v)	Q0=	-1,52594062	Ton		
$\beta_2=$	1,055							
$\beta_3=$	1,010		c1=	-4,23366852				
$\beta_4=$	0,056		c2=	2,11732431				
$\beta_5=$	0,11095769							
$\beta_6=$	0,176							
$\beta_7=$	-0,06347704							
						Resultados:		
x	φ	y1	y2	y3	y4	Mto(Ton*m)	Crte(Ton)	Ps(Ton)
0	0	0,00	0,00	0,00	1,00	-4,236419669	0,002081079	0,713296428
2,5	1,02379532	1,03489005	0,71175911	1,9717331	0,81656124	-1,265851779	2,943677975	2,049459066
5	2,04759065	3,38487319	5,24960207	1,74872387	-1,81046569	14,83178591	10,61785936	3,520830364

Figura 24: Hoja “Caso 1”

Caso 2 : $\pi < \lambda$							
						Resultados:	
φ	α_1	α_2	α_3	α_4	Mto(Ton*m)	V	Ps
0	1,0	0,0	1,0	1,0	15,9848654	-11,2500862	11,477641
1,02379532	0,19126498	0,30703603	0,49842485	-0,11534411	-0,440456895	-2,68851036	6,99875249
2,04759065	-0,06403133	0,1166494	0,05260503	-0,17352802	-2,324163236	0,46050423	1,11930253

Figura 25: Hoja “Caso 2”

Caso 3 : $\lambda < \pi/4$	
x	Mto(Ton*m)
Centro	16,56
Bordes	3,4

Figura 26: Hoja “Caso 3”

- 3- Crear una hoja para el diseño de los muros laterales como se muestra en la figura 27, se utiliza la función (Si) para indicar si cumple la sección por cortante último y para determinar qué área de acero tomar para el diseño entre la calculada a partir de la cuantía mínima y la calculada por solicitaciones. Para el cálculo de acero por flexión en cada corte se crearon varios bloques de cálculo para utilizar en dependencia de cuantos cortes de acero se deban hacer en el muro y finalmente se muestran los resultados en tablas al final de cada bloque.

Chequeo por cortante							
Datos							
Se tienen las siguientes cargas:				Coeficientes de mayoración			
Carga viva =	2,46 kN			1,8		$\Phi =$	0,85
Carga empuje =	53,69 kN			1,8			
Se tienen los siguientes cortantes:							
Vu =	101,081 kN						
Vc =	660,50 kN			como Vu < FVc ,cumple, resiste al cortante			
$\Phi Vc =$	561,43 kN						
Diseño del refuerzo por flexion							
Datos				Datos del suelo			
Altura del muro (Z)=	5,3			$\phi =$	34	Φ (Diam.) =	5/8 pulg
				c=	0	r=	0,05 m
				$\gamma =$	20 kn/m³	$\Phi =$	0,9
				Ka=	0,28271492	f'c =	17500 kPa
						b =	1 m
						fy =	420000 kPa
Nota:							
Para 1 corte							
Mu (1) =	268,500 Kn x m		5,3			MPw=	1,67
d(1) =	0,942 m						
Se calcula un área original con la suposición de que a=0.9d:							
As =	8,378						
Mediante un proceso iterativo se halla el verdadero valor de a, y con esto el area final de acero:							
a	0,0237	0,0216	0,0215	0,0215	0,0215	0,0215	0,0215
d-a/2	0,9302	0,9313	0,9313	0,9313	0,9313	0,9313	0,9313
As	7,6359	7,6273	7,6272	7,6272	7,6272	7,6272	7,6272
As min=	16,96	cm²					
Resultados:							
As =	16,9571	cm²	barras =	8,57			
Φ (Diam.) =	5/8	pulg	N° barras =	9			
Area de $\Phi =$	1,98	cm²	Espasiamien	0,11			
			As real=	17,81			

Figura 27: Hoja "Diseño del muro"

- 4- Crear una hoja para el diseño de la losa de fondo como se observa en la figura 28. Se deben realizar los cálculos en bloques separados para calcular el refuerzo en los bordes y en el centro de la losa, mostrando los resultados al final de cada bloque.

Diseño del refuerzo por metro de profundidad							
Refuerzo en los bordes							
Datos							
Peralto de la losa=	0,4 m			$\Phi =$	0,9		
Diametro de barra=	5/8 pulg			$f'c =$	17500 kN/m ²		
Mto(kn*m)=	124			$d =$	0,322 m		
				$b =$	1 m		
				$f_y =$	420000 kN/m ²		
				$r =$	0,07		
				$L =$	10		
Se calcula un área original de con la suposición de que $a=0.9d$:							
$A_s =$	11,3174 cm ²						
Mediante un proceso iterativo se halla el verdadero valor de a, y con esto el area final de acero:							
a	0,0320	0,0303	0,0302	0,0302	0,0302	0,0302	0,0302
d-a/2	0,3061	0,3069	0,3070	0,3070	0,3070	0,3070	0,3070
A_s	10,7174	10,6878	10,6863	10,6863	10,6863	10,6863	10,6863
Se compara que el area no sea menor que el área mínima, si asi fuese se toma esta.							
$A_{smin} =$	5,7971 cm ²						
Resultados:							
A_s (definitiva)	10,6863 cm ²						
Φ (Diam.) =	5/8 pulg						
Area de $\Phi =$	1,98 cm ²						
Con el diametro considerado se tiene la siguiente cantidad de barras de acero							
barras =	5,40						
N° barras =	6						
El espaciamiento de estas barras será :				0,17 m			
Refuerzo en el centro							
Datos							
Peralto de la losa=	0,4 m			$\Phi =$	0,9		
Diametro de barra=	5/8 pulg			$f'c =$	17500 kN/m ²		
Mto(kn*m)=	124			$d =$	0,322 m		
				$b =$	1 m		
				$f_y =$	420000 kN/m ²		
				$r =$	0,07		
				$L =$	10		
Se calcula un área original de con la suposición de que $a=0.9d$:							
$A_s =$	11,3174 cm ²						
Mediante un proceso iterativo se halla el verdadero valor de a, y con esto el area final de acero:							
a	0,0320	0,0303	0,0302	0,0302	0,0302	0,0302	0,0302
d-a/2	0,3061	0,3069	0,3070	0,3070	0,3070	0,3070	0,3070
A_s	10,7174	10,6878	10,6863	10,6863	10,6863	10,6863	10,6863
Se compara que el area no sea menor que el área mínima, si asi fuese se toma esta.							
$A_{smin} =$	5,7971 cm ²						
Resultados:							
A_s (Definitiva)	10,6863 cm ²						
Φ (Diam.) =	5/8 pulg						
Area de $\Phi =$	1,98 cm ²						
Con el diametro considerado se tiene la siguiente cantidad de barras de acero							
barras =	5,40						
N° barras =	6						
El espaciamiento de estas barras será :				0,17 m			

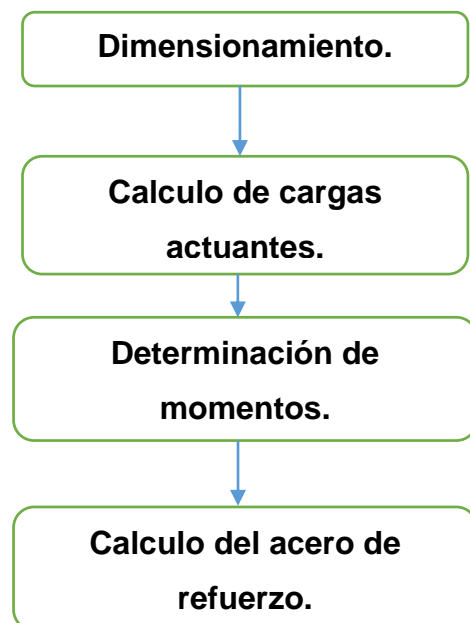
Figura 28: Hoja “Diseño de la losa de fondo”

2.3 Diseño de la galería.

La galería como estructura hidráulica constituye una obra de conducción cerrada y enterrada, que puede trabajar tanto bajo régimen forzado como libre, y cuyo objetivo es transportar el agua hasta el nivel aguas debajo de la obra de toma de una represa. Debido a las grandes profundidades que se encuentran las galerías, los cálculos referentes a su diseño, han de ser lo bastante conservadores y seguros, de forma tal que garanticen la resistencia de la obra a las altas presiones, sin riesgos de ocurrir fallos. En vista a esto, es menester lograr que las cargas estén uniformemente distribuidas a lo largo de la sección de la misma, y para ello, deben realizarse los cálculos, teniendo en cuenta que cada sección será tomada como una losa rígida.

A continuación se mostrara un diagrama que describe el proceso secuencial para el diseño general de la Galería:

Diseño de la galería.



2.3.1 Dimensionamiento de la estructura

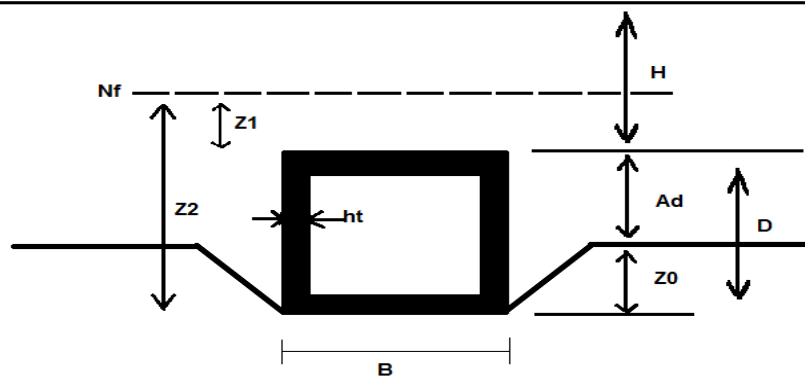


Figura 29: Dimensiones para el cálculo de la galería.

A la sección transversal se le deben asignar dimensiones de acuerdo al caudal que deberá circular en la fase de explotación, de acuerdo a las fuerzas externas que deberá resistir. Si no resiste la estructura con las dimensiones inicialmente asignadas para el cálculo se deberán variar hasta que cumpla con todas las solicitaciones para el diseño. Las dimensiones necesarias para el cálculo se muestran en la figura 29.

2.3.2 Cálculo de las cargas actuantes

1- Presión de tierra vertical.

a) Método de Yaroshenko:

-Determinar S según el tipo de suelo de la cimentación.

-Cálculo de: $Ka = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$

-Cálculo de: $\alpha = \frac{a_D}{D} \cdot S \cdot \frac{3 \cdot B \cdot D \cdot H}{k_a \cdot \tan \phi}$

-Cálculo de: $H_c = \left(1 - \frac{\alpha}{H^3}\right) \cdot H$

Hc=0: Caso 1

$$C_t = \frac{H}{B} \cdot \left[1 + \frac{H}{b} \cdot Ka \cdot \tan \Phi \cdot \right]$$

$$W_m = C_t \cdot \gamma_s \cdot B^2$$

$$p = \frac{W_m}{B}$$

Hc>0: Caso 2

$$C_t = \frac{H}{B} \cdot \left[1 + k_a \cdot \tan \phi \cdot \left(\frac{H}{B} - \frac{H_c^2}{B \cdot H} \right) \right]$$

$$W_m = C_t \cdot \gamma_{\text{suelo}} \cdot B^2$$

$$q = \frac{W_m}{B}$$

b) Método de Norma Soviética.

-Determinar S según el tipo de suelo de la cimentación.

-Comparar $\left(S * \frac{ad}{H} \right)$ con $\left(\frac{H}{B} \right)$

Caso 1

$$\left(S * \frac{ad}{H} \right) < \left(\frac{H}{B} \right).$$

$$A = S * \frac{ad}{H} * \left(2 - S * B * \frac{ad}{H^2} \right)$$

Caso 2

$$\left(S * \frac{ad}{H} \right) > \left(\frac{H}{B} \right)$$

$$A = \frac{H}{B}$$

$$W_m = \gamma_s * B * H * (1 + A * K_a * \tan \phi)$$

$$q = \frac{W_m}{B}$$

2- Presión de tierra lateral.

Se calcula en dependencia del tipo de suelo con las formulas correspondientes en los puntos eje de la losa de techo y la de fondo.

3- Presión de agua lateral.

Es el nivel de agua hasta los dos puntos extremos verticales de la pared (Eje del techo, eje del piso) respectivamente.

4- Presión de agua encima del techo.

Es el nivel de agua por encima del techo por su peso específico (10kn/m³.)

5- Reacción del terreno.

Es la suma del peso de la galería más el de tierra encima de ella distribuidos en el ancho B.

6- Subpresión

Es igual al empuje de agua lateral en el punto más bajo de la pared.

2.3.3 Determinación del diagrama de momento flector por el método de "Cross".

- 1- Enumerar los nodos como muestra la figura 30:

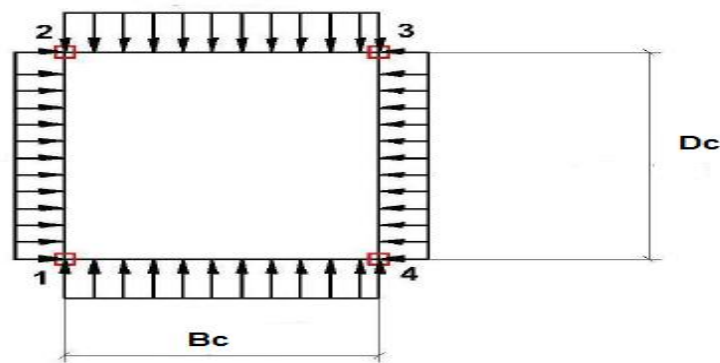


Figura 30: Esquema para el método de Cross.

- 2- Determinación de las luces de cálculo:

Para $\frac{e}{L} \geq 0,05$ se tiene que: $L_c = 1,05 \cdot L_i$

$$B_c = 1,05 \cdot B_i$$

$$D_c = 1,05 \cdot D_i$$

- 3- Cálculo de las inercias:

*Como los espesores de las 4 paredes son iguales, entonces:

$$I_{1-2} = I_{3-4} = I_{1-4} = I_{2-3} = \frac{1}{12} b \cdot e^3$$

- 4- Cálculo de la rigidez de las barras:

$$K_{1-2} = K_{3-4} = 4 \cdot E h \cdot \frac{I}{D_c}$$

$$K_{4-1} = K_{2-3} = 4 \cdot E h \cdot \frac{I}{B_c}$$

- 5- Cálculo de los coeficientes de distribución:

$$\alpha_{2-3} = \alpha_{4-1} = \frac{-K_{23}}{K_{23} + K_{21}}$$

$$\alpha_{1-2} = \alpha_{3-4} = \frac{-K_{12}}{K_{12} + K_{14}}$$

- 6- Determinación de los coeficientes de transmisión:

Para barras prismáticas doblemente empotradas $t = 1/2$ lo cual se cumple en cada sección.

7- Cálculo del momento en el empotramiento perfecto:

Se calculan los momentos generados en cada extremo debido a las cargas que actúan, empleando las formulas mostradas junto a las figuras 19 y 20 en caso de que sean cargas rectangulares, triangulares o la combinación de ambas uniformemente distribuidas respectivamente:

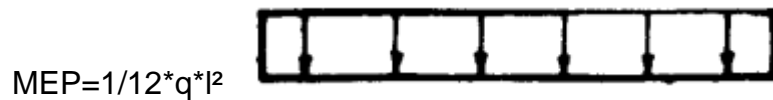


Figura 31: Carga rectangular uniformemente distribuida.

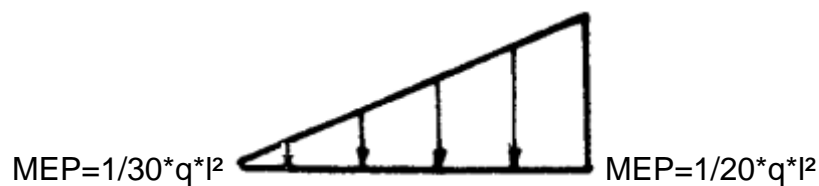


Figura 32: Carga triangular uniformemente distribuida.

- a) Desarrollo del método de Cross para balancear los momentos en los extremos:

*Se programa una tabla en el Excel utilizando los criterios del método ya mencionado para determinar los momentos balanceados en los nodos realizando un proceso iterativo hasta lograr el equilibrio, reduciendo el error a menos del 3%, como se muestra de ejemplo en la tabla 12.

Tabla 12: Ejemplo de iteración por el método de Cross.

Nodos	1		2		3		4		M1	M2	M3	M4
α	-0,5455	-0,4545	-0,4545	-0,5455	-0,5455	-0,4545	-0,4545	-0,5455				
Tramos	1-4	1-2	2-1	2-3	3-2	3-4	4-3	4-1				
Mom	-40,824	37,397	-37,397	38,955	-38,955	37,397	-37,397	40,824	-3,4270	1,5580	-1,5580	3,4270
Dist	1,869	1,558	-0,708	-0,850	0,850	0,708	-1,558	-1,869				
Transp	-0,935	-0,354	0,779	0,425	-0,425	-0,779	0,354	0,935				
Mom	-39,889	38,601	-37,326	38,530	-38,530	37,326	-38,601	39,889	-1,2888	1,2037	-1,2037	1,2888
Dist	0,703	0,586	-0,547	-0,657	0,657	0,547	-0,586	-0,703				
Dist	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000				
Transp	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000				
Momento	-39,197	39,197	-37,862	37,862	-37,862	37,862	-39,197	39,197	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

donde:

$$M1 = \Sigma Mom_{1-4}; Mom_{1-2}$$

$$Dist_{1-4} = M1 * \alpha$$

$$Transp_{1-4} = Dist_{4-1} * 1/2$$

$$Mom_{1-4}(2) = Mom_{1-4} + Dist_{1-4} + Trans_{1-4}$$

2.3.4 Cálculo del acero de refuerzo.

-Conociendo los valores de momento en cada punto de las losas laterales, de fondo y piso, se procede al diseño por flexión de las mismas, es importante destacar que en las losas laterales las solicitaciones serán iguales por lo que solo se calculará acero una vez.

- 1- Cálculo de A_s mínima real siguiendo los criterios que plantea el documento del ACI 318-02.

$$A_s = \frac{Mu}{\Phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b}$$

donde:

$$\Phi = 0,9$$

- 2- Luego con este resultado se realiza un proceso iterativo hasta lograr definir el A_s (real) de cálculo. Para determinar el área de acero real que se colocará se deberá comparar la alcanzada por este proceso iterativo con la calculada a partir de la cuantía mínima y escoger la mayor.

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

- 3- Por ultimo ya definida al área de acero mínima a utilizar se definen la cantidad de barras, su espaciamiento y se representan en un croquis.

$$\#barras = \frac{A_s}{A(1barra)}$$

$$@ = \frac{1m}{\#barras}$$

Donde:

#barras: Numero de barras. (Se aproxima siempre por exceso el resultado).

@: Espaciamiento entre barras. (Se aproxima siempre por exceso el resultado).

ρ_{min} : Cuantía mínima.

2.3.5 Confección de hojas de cálculo en Excel para el diseño de la Galería.

Las hojas programadas en Excel para diseñar galerías estarán dirigidas a solucionar distintos casos de cálculo en dependencia de las condiciones geológicas (tipo de suelo). Estas hojas solo serán útiles para diseñar galerías en lugares donde exista un suelo homogéneo, ya sea Friccional, Cohesivo Friccional o Cohesivo. Para el cálculo y diseño de esta estructura se elaboraron 3 casos de cálculo, uno por cada tipo de suelo.

Para el diseño de las hojas de cálculos se emplean los métodos y formulas expuestas anteriormente en este epígrafe y se procede para la elaboración del mismo siguiendo los pasos:

- 1- Se crea una hoja para la introducción de datos, donde se muestra una figura para representar la ubicación de las dimensiones requeridas para los cálculos, se agrupan los datos en tablas según su carácter y se somborean las casillas donde deben ser introducidos estos como se muestra en la figura 33.

***Solo introducir datos en las casillas sombreadas**

Dimensiones:		Datos de los Suelos			
B=	3,2	Suelo de relleno		Suelo de cimiento	
D=	3,7	γ_h =	19,5 kn/m³	γ_h =	kn/m³
ht=	0,6	γ_{sat} =	29,5 kn/m³	γ_{sat} =	kn/m³
Ad=	1	ϕ =	20	ϕ =	
Z0=	2,7	c=	0	c=	
Z1=	0,3	Coeficientes de mayoracion			
Z2=	4	γ_{gr} =	1,05	Resultados mayorados del relleno	
H=	10	$\gamma_{tan\phi}$ =	1,1	Φ^* =	18,30845
		γ^t =	1,4	γ^* =	20,475
		γ_{gc} =	1	Ka^* =	0,521917
				γ_{sum}^* =	20,475

Empujes de tierra laterales		Empujes de agua laterales	
Pa1=	106,8624 KN/m	Pw1=	3 KN/m
Pa2=	146,4015 KN/m	Pw2=	40 KN/m

Peso propio galería		Carga de agua encima de la galería	
Ppg=	51,3 KN/m	Pw3=	3 KN/m

Peso de tierra encima de la galería (qt)			
Método de Yaroshenko		Método de norma soviética	
s=	0,7	s=	10
α =	389,130277	A=	1,68
Hc=	6,10869723	q=	264,152872 KN/m²
Ct=	4,18213326		
Wm=	876,842787 KN/m		
q=	274,013371 KN/m²		
qt=		876,8428 KN/m	

Reaccion del suelo		Subpresión	
Q=	928,1428 KN/m	Pw4=	40 KN/m

Figura 33: Hoja “Datos”

- Se crea una hoja para determinar los momentos actuantes por el método de Cross como se muestra a continuación en la figura 34, mostrándose en ella figuras para orientar al usuario a entender mejor los resultados mostrados en las tablas.

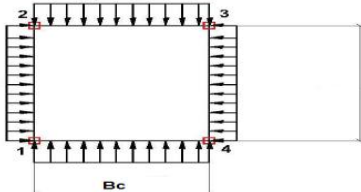

				Convenio de signos para los momentos								
												
Método de Cross												
Inercia			Rigidez		Luces de calculo		Factor de trasmisión					
I(1,2,3,4)=		0,018	m^4		K1-2=K3-4	54857,1429	Dc=	2,625	t=		- 1/2	
					K4-1=K2-3	68571,4286	Bc=	2,1				
Momentos en el empotramiento perfecto												
NODO	1 a 4	1 a 2	2 a 1	2 a 3	3 a 2	3 a 4	4 a 3	4 a 1				
M (Kn*m)	-355,792474	89,4551669	-80,6651304	323,342224	-323,342224	80,66513042	-89,4551669	355,792474				
Nodos	1	2	3	4	M1	M2	M3	M4				
α	-0,55555556	-0,44444444	-0,44444444	-0,55555556	-0,55555556	-0,44444444	-0,44444444	-0,55555556				
Tramos	1-4	1-2	2-1	2-3	3-2	3-4	4-3	4-1				
Mom	-355,792	89,455	-80,665	323,342	-323,342	80,665	-89,455	355,792	-266,337	242,677	-242,677	266,337
Dist	147,965	118,372	-107,856	-134,821	134,821	107,856	-118,372	-147,965				
Transp	-73,983	-53,928	59,186	67,410	-67,410	-59,186	53,928	73,983				
Mom	-281,810	153,899	-129,336	255,932	-255,932	129,336	-153,899	281,810	-127,911	126,596	-126,596	127,911
Dist	71,062	56,849	-56,265	-70,331	70,331	56,265	-56,849	-71,062				
Transp	-35,531	-28,133	28,425	35,166	-35,166	-28,425	28,133	35,531				
Mom	-246,279	182,616	-157,176	220,766	-220,766	157,176	-182,616	246,279	-63,663	63,590	-63,590	63,663
Dist	35,369	28,295	-28,262	-35,328	35,328	28,262	-28,295	-35,369				
Transp	-17,684	-14,131	14,147	17,664	-17,664	-14,147	14,131	17,684				
Mom	-228,595	196,779	-171,291	203,102	-203,102	171,291	-196,779	228,595	-31,815	31,811	-31,811	31,815
Dist	17,675	14,140	-14,138	-17,673	17,673	14,138	-14,140	-17,675				
Transp	-8,838	-7,069	7,070	8,836	-8,836	-7,070	7,069	8,838				
Mom	-219,757	203,850	-178,359	194,266	-194,266	178,359	-203,850	219,757	-15,907	15,907	-15,907	15,907
Dist	8,837	7,070	-7,070	-8,837	8,837	7,070	-7,070	-8,837				
Transp	-4,419	-3,535	3,535	4,418	-4,418	-3,535	3,535	4,419				
Mom	-215,339	207,385	-181,894	189,847	-189,847	181,894	-207,385	215,339	-7,953	7,953	-7,953	7,953
Dist	4,419	3,535	-3,535	-4,419	4,419	3,535	-3,535	-4,419				
Transp	-2,209	-1,767	1,767	2,209	-2,209	-1,767	1,767	2,209				
Mom	-213,129	209,153	-183,661	187,638	-187,638	183,661	-209,153	213,129	-3,977	3,977	-3,977	3,977
Dist	2,209	1,767	-1,767	-2,209	2,209	1,767	-1,767	-2,209				
Transp	-1,105	-0,884	0,884	1,105	-1,105	-0,884	0,884	1,105				
Mom	-212,025	210,036	-184,545	186,533	-186,533	184,545	-210,036	212,025	-1,988	1,988	-1,988	1,988
Dist	1,105	0,884	-0,884	-1,105	1,105	0,884	-0,884	-1,105				
Transp	-0,552	-0,442	0,442	0,552	-0,552	-0,442	0,442	0,552				
Mom	-211,472	210,478	-184,987	185,981	-185,981	184,987	-210,478	211,472	-0,994	0,994	-0,994	0,994
Dist	0,552	0,442	-0,442	-0,552	0,552	0,442	-0,442	-0,552				
Transp	-0,276	-0,221	0,221	0,276	-0,276	-0,221	0,221	0,276				
Mom	-211,196	210,699	-185,208	185,705	-185,705	185,208	-210,699	211,196	-0,497	0,497	-0,497	0,497
Dist	0,276	0,221	-0,221	-0,276	0,276	0,221	-0,221	-0,276				
Transp	-0,138	-0,110	0,110	0,138	-0,138	-0,110	0,110	0,138				
Mom	-211,058	210,810	-185,318	185,567	-185,567	185,318	-210,810	211,058	-0,249	0,249	-0,249	0,249
Dist	0,138	0,110	-0,110	-0,138	0,138	0,110	-0,110	-0,138				
Transp	-0,069	-0,055	0,055	0,069	-0,069	-0,055	0,055	0,069				
Mom	-210,989	210,865	-185,374	185,498	-185,498	185,374	-210,865	210,989	-0,124	0,124	-0,124	0,124
Dist	0,069	0,055	-0,055	-0,069	0,069	0,055	-0,055	-0,069				
Transp	-0,035	-0,028	0,028	0,035	-0,035	-0,028	0,028	0,035				
Mom	-210,955	210,893	-185,401	185,463	-185,463	185,401	-210,893	210,955	-0,062	0,062	-0,062	0,062
Dist	0,035	0,028	-0,028	-0,035	0,035	0,028	-0,028	-0,035				
Transp	-0,017	-0,014	0,014	0,017	-0,017	-0,014	0,014	0,017				
Mom	-210,937	210,906	-185,415	185,446	-185,446	185,415	-210,906	210,937	-0,031	0,031	-0,031	0,031
Dist	0,017	0,014	-0,014	-0,017	0,017	0,014	-0,014	-0,017				
Transp	-0,009	-0,007	0,007	0,009	-0,009	-0,007	0,007	0,009				
Mom	-210,929	210,913	-185,422	185,437	-185,437	185,422	-210,913	210,929	-0,016	0,016	-0,016	0,016

Figura 34: Hoja "Calculo de momentos

- 3- Confección de 3 hojas para el diseño del refuerzo por flexión (“Diseño de las losas laterales”, “Diseño del fondo” y “Diseño del Techo”). En todas estas hojas se diseña el acero en los bordes y en el centro de la losa separando los cálculos en bloques para una mejor presentación de los resultados. A continuación se mostrara una de estas hojas en la figura 35, ya que todas tienen un diseño similar solo cambian las fuerzas actuantes.

Diseño del refuerzo por metro de profundidad							
Bordes							
Datos							
Peralto de la losa=	0,6 m					$\Phi =$	0,9
Diametro de barra=	5/8 pulg					f'c =	17500 kN/m ²
Mto(kn*m)=	185,428782					d =	0,522 m
						b =	1 m
						f _y =	420000 kN/m ²
						r =	0,07
						L =	3,2
Se calcula un área original de con la suposición de que a=0.9d:							
As =	10,4405	cm ²					
Mediante un proceso iterativo se halla el verdadero valor de a, y con esto el area final de acero:							
a	0,0295	0,0273	0,0272	0,0272	0,0272	0,0272	0,0272
d-a/2	0,5073	0,5084	0,5084	0,5084	0,5084	0,5084	0,5084
As	9,6694	9,6487	9,6482	9,6482	9,6482	9,6482	9,6482
Se compara que el area no sea menor que el área mínima, si así fuese se toma esta.							
Asmin =	9,3971	cm ²					
Resultados:							
As(Definitiva)	9,6482	cm ²					
Φ (Diam.) =	5/8	pulg					
Area de Φ =	1,98	cm ²					
Con el diametro considerado se tiene la siguiente cantidad de barras de acero							
barras =	4,87						
N° barras =	5						
El espaciamiento de estas barras será :							
	0,20	m					
Centro							
Datos							
Peralto de la losa=	0,6 m					$\Phi =$	0,9
Diametro de barra=	5/8 pulg					f'c =	17500 kN/m ²
Mto(kn*m)=	299,584554					d =	0,522 m
						b =	1 m
						f _y =	420000 kN/m ²
						r =	0,07
						L =	3,2
Se calcula un área original de con la suposición de que a=0.9d:							
As =	16,8680	cm ²					
Mediante un proceso iterativo se halla el verdadero valor de a, y con esto el area final de acero:							
a	0,0476	0,0449	0,0448	0,0448	0,0448	0,0448	0,0448
d-a/2	0,4982	0,4996	0,4997	0,4997	0,4997	0,4997	0,4997
As	15,9067	15,8635	15,8616	15,8615	15,8615	15,8615	15,8615
Se compara que el area no sea menor que el área mínima, si así fuese se toma esta.							
Asmin =	9,3971	cm ²					
Resultados:							
As(Definitiva)	15,8615	cm ²					
Φ (Diam.) =	5/8	pulg					
Area de Φ =	1,98	cm ²					
Con el diametro considerado se tiene la siguiente cantidad de barras de acero							
barras =	8,01						
N° barras =	9						
El espaciamiento de estas barras será :							
	0,11	m					

Figura 35: Hoja “Diseño de la losa de techo”



Capítulo 3

Capítulo 3: Validación de las hojas de cálculo para el diseño de estructuras hidráulicas de hormigón armado empleadas en una obra de toma.

En este capítulo se incluye la resolución de ejemplos de cálculos correspondientes a las tres estructuras tratadas en el presente trabajo. Los cálculos están basados en las metodologías y normas descritas en el capítulo 2 e implementadas en las hojas programadas. Finalmente se realiza el análisis y comparación de los resultados obtenidos.

3.1 Ejemplo de cálculo de muro en voladizo.

En el ejemplo que se muestra a continuación se exponen los resultados obtenidos mediante las hojas de cálculos en Excel y los resultados de cálculos de un ejercicio previamente resuelto con la ayuda de una hoja programada en MathCad.

Ejemplo # 1.

Realice el diseño estructural del muro de contención en voladizo que se muestra a continuación. No considerar el posible aporte del empuje pasivo.

- a) Compruebe que cumple los requerimientos del diseño geotécnico por estados Límites.
- b) Realice su correspondiente diseño de acero.

Datos:

Desnivel a salvar: 4,5m

Suelo de relleno y cimentación:

Ángulo de fricción interna (Φ) = 30°

Peso específico (γ) = 19Kn/m³

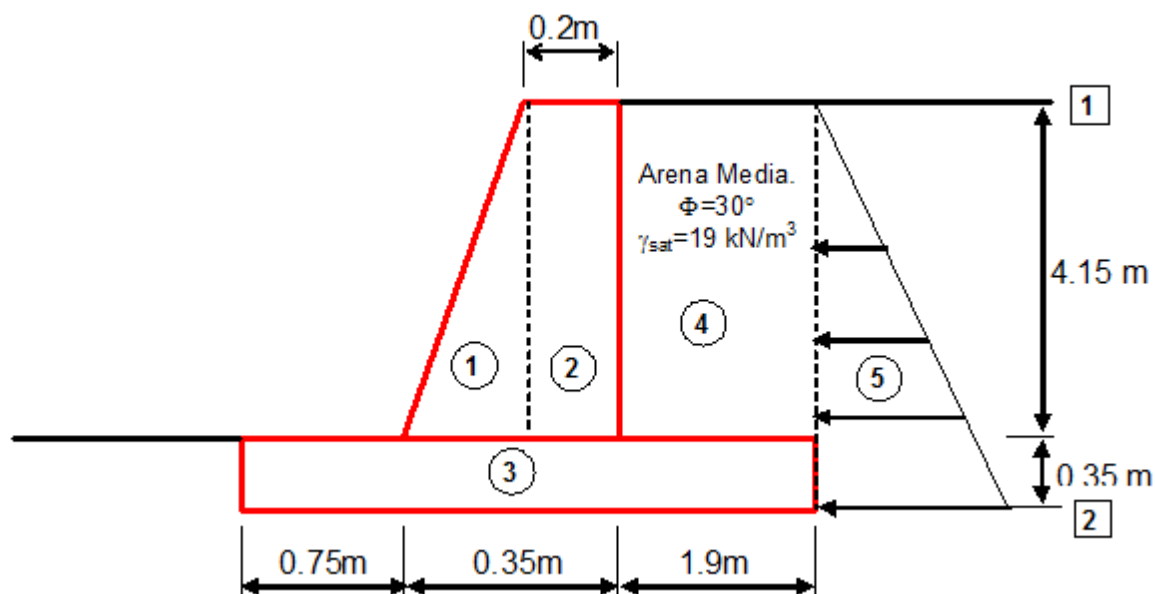


Figura 36: Dimensiones del muro de ejemplo.

Respuesta:

a) Chequeo de estabilidad por estados limites

A partir de determinar las solicitaciones actuantes se procede a dividir las fuerzas distribuidas en figuras conocidas para concentrarlas en un punto y determinar su brazo correspondiente para posteriormente calcular los momentos estabilizantes y desestabilizantes como se muestra en la tabla 13.

Tabla13: Estados limites

N°	F. Vertical	F. Horizontal	Brazo	Mto. Estab	Mto. Desest
1	14,4		1,5	21,6	
2	20,6		0,1	2,1	
3	7,7		1,0	7,7	
4	3,4		1,7	5,9	
5	1,4		0,5	0,7	
6	5,3		1,1	5,6	
7	134,8		2,1	276,4	
8	2,7		2,4	6,4	
9		64,1	1,5		96,2
10		0,0	2,3		0,0
11	0,0		2,1		
Autosuma	190,4	64,1		326,4	96,2

Chequeo del vuelco:

F.S.vuelco =	96,188 <	310,868 cumple
--------------	----------	-----------------------

Chequeo del deslizamiento

F.S.desl =	64,125 <	99,714 cumple
------------	----------	----------------------

b) Diseño de acero por flexión:

1- Diseño de la pantalla:

Se realizarán 4 cortes en la pantalla como se ilustra en la figura 37 y se comparan las áreas de acero calculadas con la ayuda de las hojas programadas en Excel con las que se obtienen en el ejercicio resuelto por las hojas en MathCad como se muestra en la tabla 14.

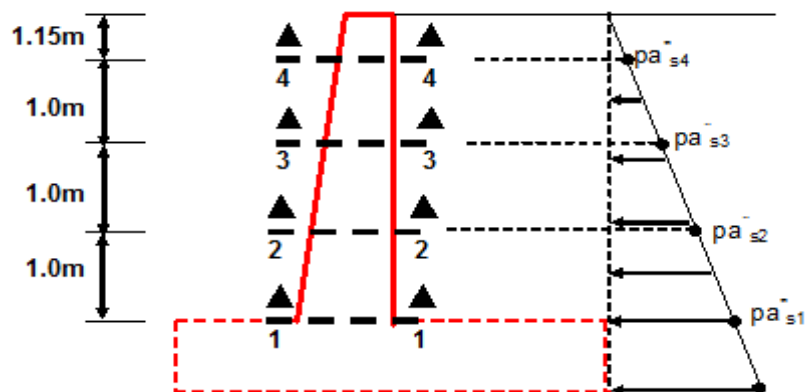


Figura 37: Cargas que actúan sobre la pantalla del muro.

Tabla 14: Áreas de acero por cálculo y por especificaciones en la pantalla.

Corte	Área de acero por especificaciones(cm²)			Área de acero de cálculo(cm²)		
	Excel	MathCad	% Diferencia	Excel	MathCad	% Diferencia
1	5,84	6,04	3,3	17,1	18,243	6,3
2	5,1	5,317	4,1	8,2	8,874	7,6
3	4,4	4,594	4,2	3,1	3,218	3,7
4	3,6	3,871	7,0	0,53	0,58	8,6

Empleando barras de 16mm de diámetro y atendiendo a las áreas de acero escogidas en cada caso se obtuvieron los siguientes espaciamientos entre barras de acero, donde se pueden apreciar los resultados a continuación.

Tabla 15: Espaciamientos entre barras en cada corte de la pantalla.

Espaciamento entre barras (m)			
Corte	Excel	MathCad	% Diferencia
1	0,11	0,11	0,0
2	0,25	0,23	8,0
3	0,42	0,43	2,3
4	0,48	0,45	6,2

1- Diseño del Pie:

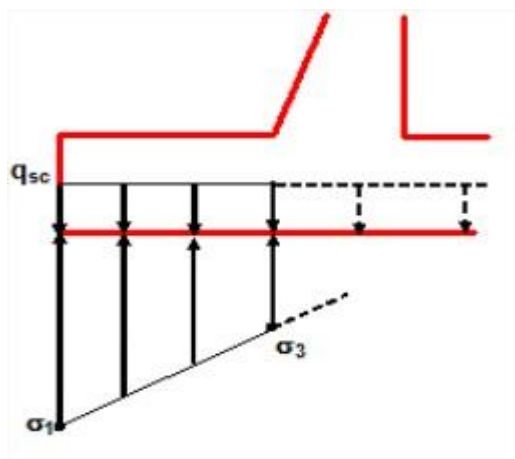


Figura 38: Cargas que actúan en el pie del muro.

Tabla 16: Áreas de acero por especificaciones y por cálculo en el pie.

Área de acero por especificaciones(cm^2)			Área de acero de cálculo(cm^2)		
Excel	MathCad	% Diferencia	Excel	MathCad	% Diferencia
5,47	6	8,8	7,6	7,2	5,3

Utilizando barras de 16mm de diámetro y en cada caso dividiendo el área de una barra entre el área de acero real de cálculo se puede determinar el espaciamiento entre estas barras.

Tabla 17: Espaciamientos entre barras en el pie.

Espaciamiento entre barras (m)		
Excel	MathCad	% Diferencia
0.28	0.28	0

2- Diseño del talón:

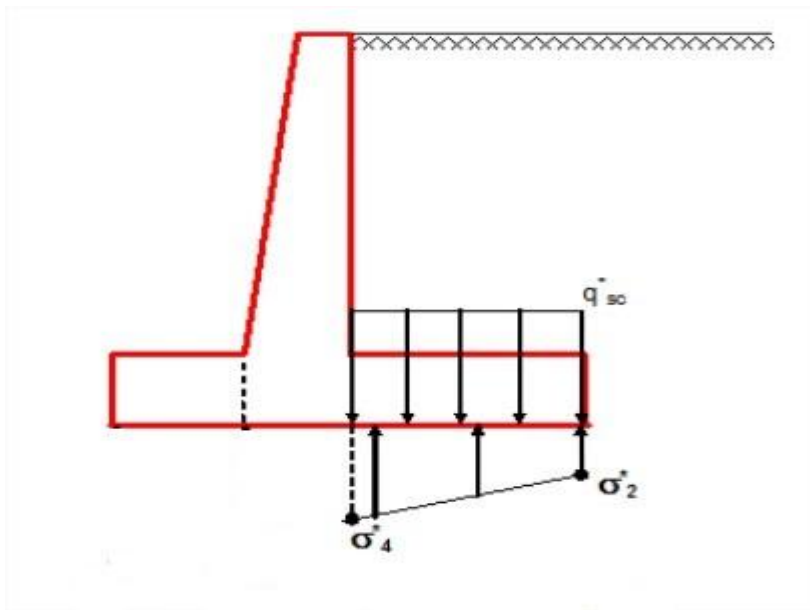


Figura 39: Cargas que actúan en el talón del muro.

Tabla 18: Áreas de acero por cálculo y por especificaciones en el talón.

Área de acero por especificaciones(cm ²)			Área de acero de cálculo(cm ²)		
Excel	MathCad	% Diferencia	Excel	MathCad	% Diferencia
5,47	6	8,8	15,5	14,1	9,0

-Se utilizarán barras de 16mm de diámetro en cada caso, resultando los espaciamientos entre barras como se muestran en la tabla 19:

Tabla 19: Espaciamientos entre barras en el talón

Espaciamiento entre barras (m)		
Excel	MathCad	% Diferencia
0.28	0.28	0

*Como se puede apreciar en todos los casos de comparación, son arrojados resultados similares, nunca excediendo el 10% de diferencia lo cual desde el punto de vista ingenieril es un porcentaje de diferencia aceptable.

3.2 Ejemplo de cálculo de Sección Monolítica Rectangular.

En el ejemplo número 2 se le dará solución a un ejercicio resuelto con anterioridad de forma manual, esta vez se realizará con la utilización de las hojas de cálculos programadas con la ayuda del Excel y comparando los resultados con los expuestos en dicho ejercicio.

Ejemplo # 2.

A partir de la sección indicada se requiere realizar el análisis y diseño estructural de dicha estructura.

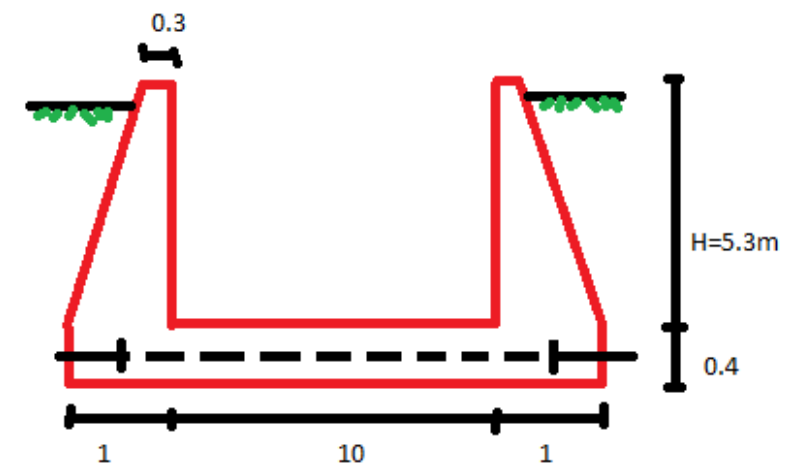


Figura 40: Dimensiones de la SMR.

Datos:

Suelo ϕ $\phi=34^{\circ}$ $\gamma=2\text{t/m}^3$ $\gamma_{ha}=2.4\text{t/m}^3$ $E=2\cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ $K_s=1200\text{t/m}^3$

Respuesta:

- Cálculo de P y M: valores de momento y fuerza concentrada actuante en el punto 0 (eje muro/eje losa) como se muestra en la tabla 20.

Tabla 20: Momento y fuerza concentrada en el punto o.

Hojas Excel			Cálculos Manuales			% Diferencia
Presión(P)=	110,74	kn/m	Presión(P)=	115.26	kn/m	4.3
Momento(M)	145,806915	kn*m	Momento(M)	140.3	kn*m	3.4

b) Cálculo de los valores de Mto y cortante en la sección m-m. (losa-muro-cara)

El momento (Go) y cortante (Qo) en la sección m-m se calculan siguiendo las expresiones siguientes realizándose un sistema de dos con dos:

$$2 * (3K^3 + \beta_1) * Go + (3k^2 - \beta_2) * Sk * Qo - 6K^3 * Mo = 0$$

$$(3k^2 - \beta_2) * Sk * Go + (2K + \beta_3) * Sk^2 * Qo - 3K^2 * Sk * Mo - K * Sk^2 * \frac{P}{2} = 0$$

Resultados:

Tabla 21: Momento y cortante en la sección (m-m).

Hojas Excel				Cálculos Manuales				% Diferencia
Momento	G0=	11,2	Ton*m	Momento	G0=	11,157	Ton*m	0,383928571
Cortante(v)	Q0=	-1,5	Ton	Cortante(v)	Q0=	-1,497	Ton	0,2
c1=	-4,71			c1=	-4,815			2,180685358
c2=	1,54			c2=	1,533			0,454545455

c) Calculo de momentos, cortante y presión de contacto en la losa de fondo.

Caso 1 : $\pi/4 < \lambda < \pi$

-A continuación en la tabla 22 se muestran los valores de $\beta(1-7)$ obtenidos por los cálculos manuales en el ejercicio desarrollado y los obtenidos por el Excel respectivamente. En ambos casos los resultados se basan en la tabla 2.1 del libro “Estructuras Hidráulicas” partiendo de ya haber calculado y conocer el valor de λ , pero en el caso de las hojas de cálculo digitales estos valores se calculan automáticamente pues ya han sido programados con ecuaciones obtenidas de una curva de ajuste con la ayuda del programa Excel y basándose en la tabla 2.1 del libro antes mencionado.

Tabla 22: Valores de β determinados de forma manual y automática respectivamente

Cálculos manuales		Hojas Excel		% Diferencia
$\lambda =$	2,05	$\lambda =$	2,048	0,09
$\beta_1 =$	1,048	$\beta_1 =$	1,047	0,09
$\beta_2 =$	1,055	$\beta_2 =$	1,055	0
$\beta_3 =$	1,008	$\beta_3 =$	1,01	0,19
$\beta_4 =$	0,059	$\beta_4 =$	0,056	5,08
$\beta_5 =$	0,115	$\beta_5 =$	0,111	3,47
$\beta_6 =$	0,179	$\beta_6 =$	0,176	1,67
$\beta_7 =$	-0,062	$\beta_7 =$	-0,063	1,58

-En el caso de los Y (1-4) se procede de igual forma que con los valores de β pero esta vez basándose para ello en la tabla 2.3 de la misma bibliografía.

Tabla 23: Resultados obtenidos en la Hojas de cálculo en Excel

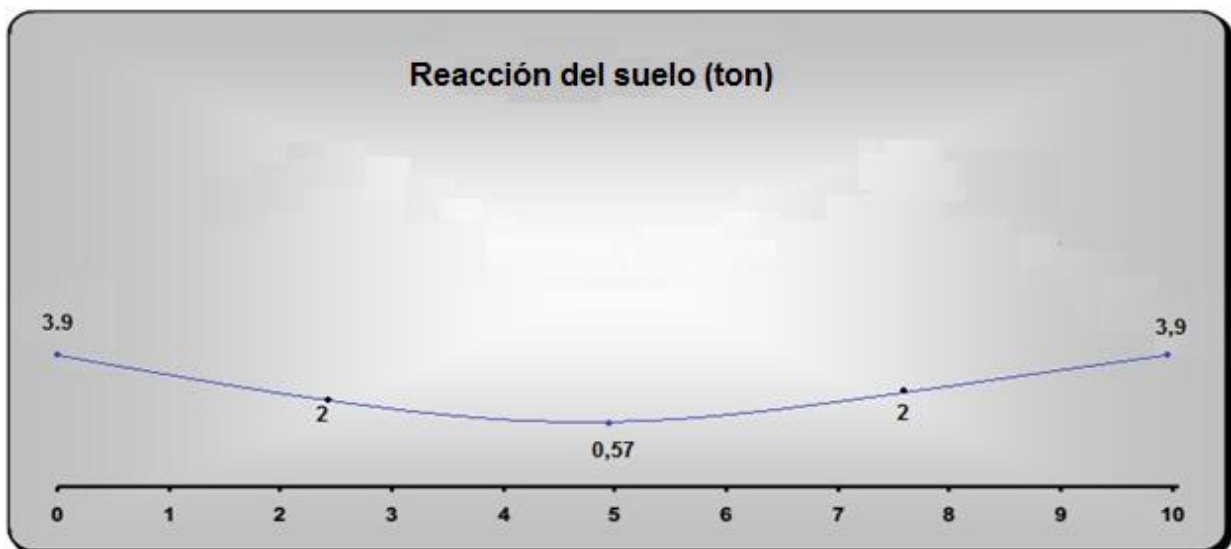
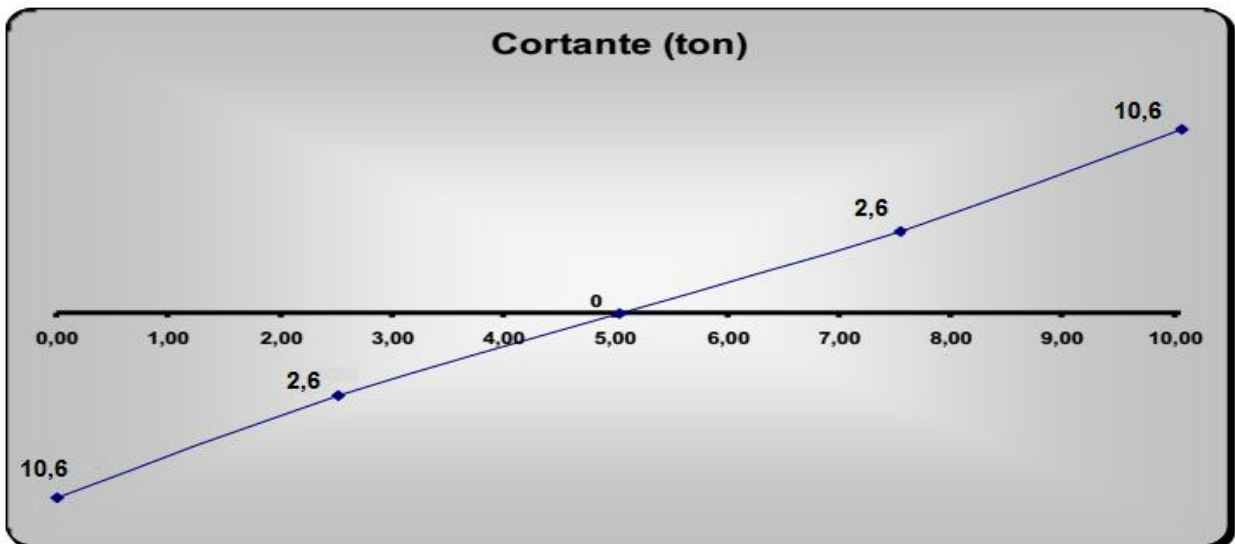
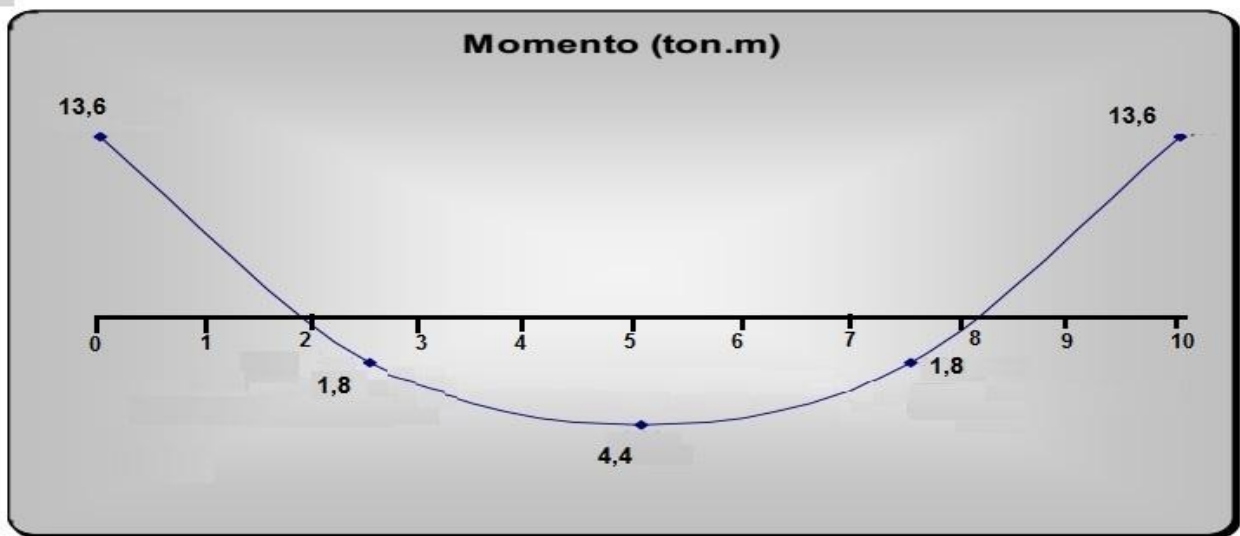
						Resultados:		
x	ϕ	y1	y2	y3	y4	Mto(Ton*m)	Crte(Ton)	Ps(Ton)
0,000	0,000	0,00	0,000	0,00	1,00	-4,371	0,00	0,572
2,500	1,024	1,035	0,712	1,972	0,817	-1,811	2,643	1,981
5,000	2,048	3,385	5,250	1,749	-1,810	13,649	10,605	3,929

Tabla 24: Resultados Obtenidos por cálculos manuales.

						Resultados:		
x	ϕ	y1	y2	y3	y4	Mto(Ton*m)	Crte(Ton)	Ps(Ton)
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000	-4,815	0,000	0,514
2,500	1,024	1,088	0,767	2,015	0,798	-2,175	2,770	2,168
5,000	2,048	3,389	5,264	1,742	-1,820	13,950	11,470	4,540

*Como se puede apreciar en todos los casos de comparación, son arrojados resultados similares, nunca excediendo el 6% de diferencia lo cual desde el punto de vista ingenieril es un porcentaje de diferencia aceptable.

Gráficos de solicitaciones calculadas.



3.3 Ejemplo de cálculo de Galería.

En este último ejemplo se le dará solución a un ejercicio de dos maneras: resuelto manualmente, y utilizando las hojas en Excel previamente programadas, siendo comparados los resultados obtenidos por este último con los expuestos por cálculos manuales. Además, se continuará el ejercicio hasta definir las áreas de acero en cada sección de las losas y se compararan los resultados de los momentos utilizando el programa STAAD, Pro 2006.

Ejemplo # 3.

Determinar la carga muerta actuante sobre un plano horizontal tangente al conducto rígido ubicado en el techo.

Datos:

Características del terraplén:

$$\gamma_f = 19,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}; \phi = 20^\circ;$$

Terreno natural de cimentación: Suelo denso, común $S=0$,

Espesor de las losas: 0.5m

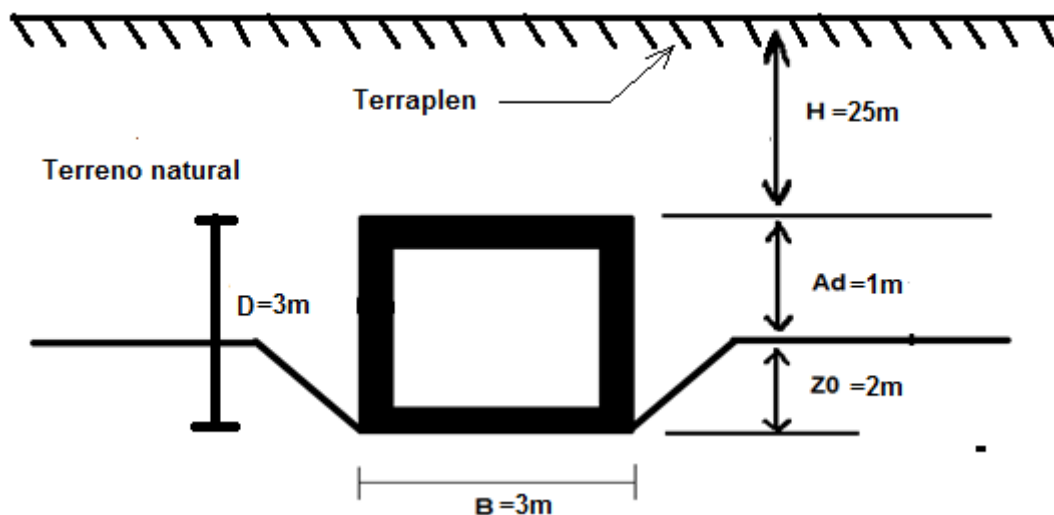


Figura 41: Dimensiones de la galería.

Solución:

- 1- Calculo de empujes laterales de tierra:

Tabla 25: Empujes de tierra laterales

Empujes de tierra laterales		
Pa1=	239,0167	KN/m
Pa2=	267,6987	KN/m

- 2- Calculo de empujes de agua provocados por la presencia de nivel freático.

Tabla 26: Cargas debido a la presencia de nf.

Empujes de agua laterales		
Pw1=	0	KN/m
Pw2=	0	KN/m

Carga de agua encima de la galería		
Pw3=	0	KN/m

Subpresión		
Pw4=	0	KN/m

Como se puede apreciar al no existir nivel freático en este caso, todos los efectos de empuje de agua son nulos.

- 3- Calculo del peso propio de la galería.

Tabla 27: Carga por peso propio de la galería.

Peso propio galería		
Ppg=	138	KN/m

4- Carga de tierra encima del techo:

- Método de Yaroshenko.

Tabla 28: Cargas encima del techo de la galería por el método de Yaroshenko.

Carga encima del techo q (kn/m ²)		
Excel	Manual	% Diferencia
567	564	0,529100529

- Método de las normas soviéticas.

Tabla 29: Cargas encima del techo de la galería por el método de las normas soviéticas.

Carga encima del techo q (kn/m ²)		
Excel	Manual	% Diferencia
555	545	1,80

5- Reacción del suelo.

Tabla 30: Reacción del terreno de la cimentación.

Reacción del suelo		
Q=	705,3269	(kn/m ²)

6- Representación de las cargas actuantes.

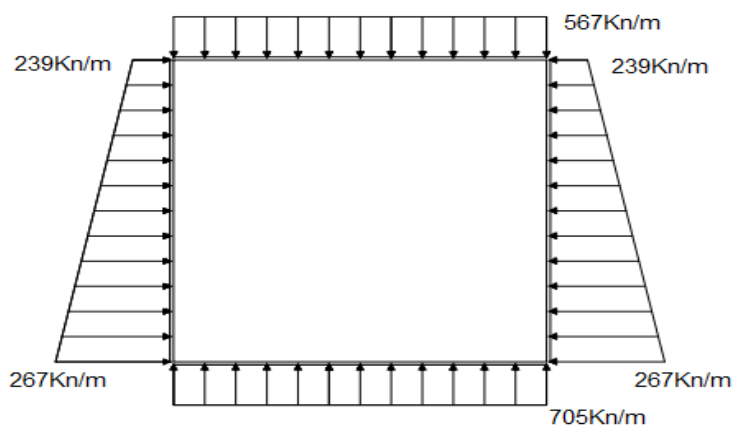


Figura 42: Cargas actuantes en la galería del ejemplo 3.

- 7- Cálculo de momentos en los bordes y en el centro de las losas que conforman la estructura.

En este caso se determinarán los momentos utilizando las hojas programadas en Excel basándose para esto en el método de Cross, se comparan estos resultados con el Programa STAAD, Pro 2006 y finalmente se determina el área de acero en cada sección.

Tabla 31: Momentos en las losas laterales de la galería.

Momentos en losas laterales(Kn*m)				Área de acero(cm ²)
Punto	Excel	STAAD	% Diferencia	
Borde superior	116	117	0.8	9.39
Centro	153	155	1.3	9.39
Borde inferior	148	147	0.6	9.39

Tabla 32: Momentos en la losa de fondo de la galería.

Momentos en losa fondo(Kn*m)				Área de acero(cm ²)
Punto	Excel	STAAD	% Diferencia	
Bordes	148	147	0.6	9.39
Centro	166	168	1.2	9.39

Tabla 33: Momentos en la losa del techo de la galería.

Momentos en losa techo(Kn*m)				Área de acero(cm ²)
Punto	Excel	STAAD	% Diferencia	
Bordes	116	117	0.6	9.39
Centro	136	137	0.7	9.39

*Como se puede apreciar en todos los casos de comparación, son arrojados resultados similares, nunca excediendo el 2% de diferencia lo cual desde el punto de vista ingenieril es un porcentaje de diferencia aceptable. Las áreas de acero son constantes porque la sección es la misma en todas las losas y el área de acero de cálculo no supera a la obtenida por especificaciones por lo que el área que se muestra es por especificaciones.

8- Diagrama de momentos en la galería con la ayuda del Excel.

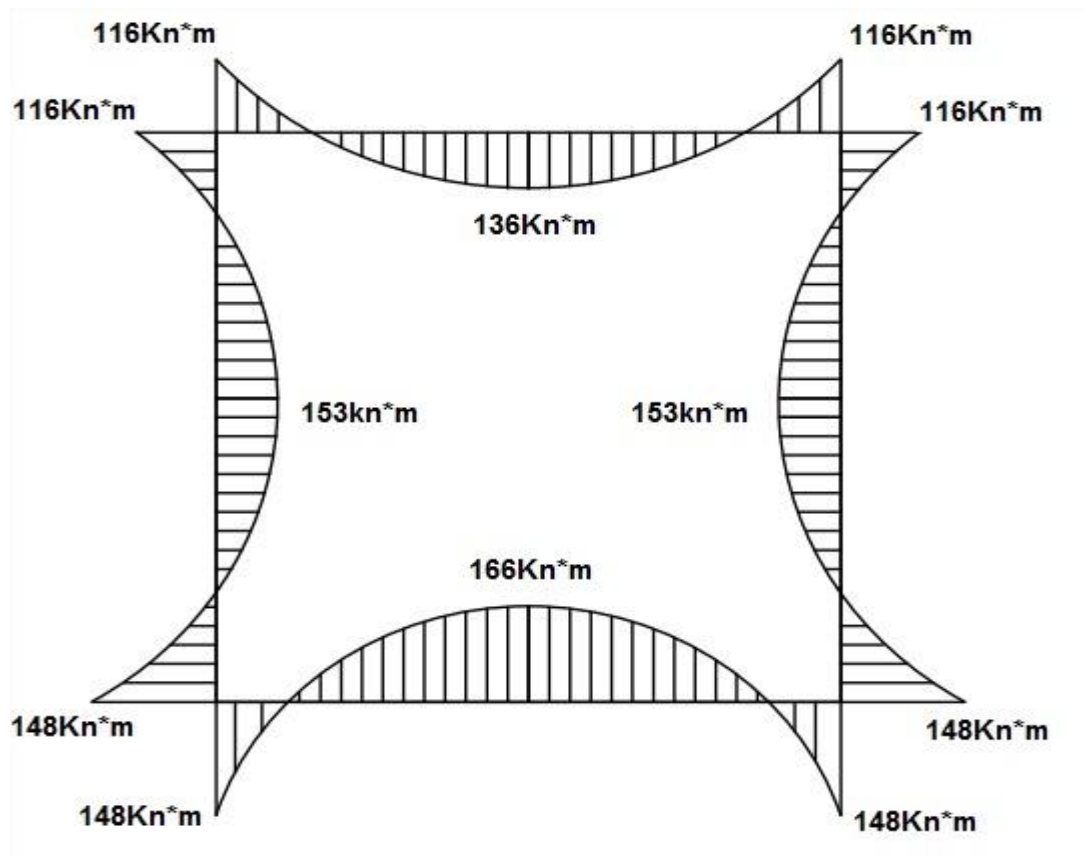


Figura 43: Momentos flectores en la galería del ejemplo 3



Conclusiones y Recomendaciones.

Conclusiones.

1. El análisis de bibliografías existentes permitió conformar un criterio para caracterizar y describir a las estructuras hidráulicas (Muro en voladizo, Sección Monolítica Rectangular y Galería), así como definir aspectos del diseño que involucran a las cargas actuantes, las combinaciones, estados de carga y los esfuerzos que caracterizan a las secciones de hormigón armado.
2. Las metodologías propuestas para el diseño y revisión de secciones de hormigón armado en estructuras hidráulicas constituyen una pauta acerca de la correcta implementación de los criterios y recomendaciones actuales.
3. El estudio de ejemplos de hojas de cálculos en Excel como ayudas de diseño aporta instrucciones en cuanto a estrategias a utilizar en este software para la conformación de la aplicación que se desarrollara en el segundo capítulo.
4. Se crearon las hojas de cálculo para cada una de las estructuras hidráulicas incluidas en este trabajo: Muros en voladizo, SMR y Galería, aplicando los ventajas del uso del Microsoft Excel®, las metodologías para el diseño geotécnico y estructural, así como las especificaciones de diseño y normativas vigentes.
5. Se realizaron varios ejercicios utilizando las hojas de cálculo programadas en Excel para darles respuesta, se comprobaron los resultados con ejercicios resueltos de manera manual y con la ayuda de otros programas de cómputo; y en todos los casos la diferencia entre resultados es aceptable desde el punto de vista ingenieril pues nunca se supera el 10% de esta.

Recomendaciones:

- Se debe dar continuidad a este trabajo con la creación de nuevas hojas de cálculo que incluyan nuevos casos de análisis a partir de considerar condiciones geotécnicas como el suelo estratificado para el cálculo de las solicitaciones actuantes.
- Se propone aplicar las ayudas de diseño en la docencia y la práctica ingenieril como una vía de automatización de los cálculos ingenieriles.
- A partir de la experiencia en la creación de ayudas de diseño para estructuras hidráulicas, se propone realizar trabajos similares para otro tipo de estructuras, con la posibilidad de incluir los cálculos hidráulicos y estructurales.

A thick dark blue vertical bar is positioned on the left side of the page. To its right, several thin, curved lines in shades of blue and grey sweep upwards and outwards, creating an abstract, organic shape.

Bibliografía.

Referencias Bibliográficas:

- ACI318S-08, A. C. I. 2008. Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08).
- AVILES, S. O. 2006. Aplicación del programa Excel en la elaboración de un proyecto de alcantarillado sanitario. Instituto Politecnico Nacional, Mexico d.f.
- BADILLO, J. 1970. Mecanica de Fluidos
- BLOGSPOT. 2016. Hojas de calculo en Excel para ingenieros civiles. [Online]. Available: <http://excel-ingenieria-civil.blogspot.com/>.
- CASTILLO, F. D. S. J. C. 2007. Estructuras Hidráulicas.
- CORRALES, J. L. 1997. Cierre de cauces y obras de desvío, Capitulo 16 del Manual de Ingenieria de Ríos.
- ENGINEERS, U. S. A. C. O. 1992. Strenght Design for Reinforced Concrete Hydraulic Structures.
- ESPINOSA, A. M. R. 2015. Especificaciones de diseño para secciones de hormigón armado en estructuras hidráulicas., Universidad Central Marta Abreu de Las Villas , Cuba.
- GANAAAM, A. 2011. Water Tank Design. Empresa de Consultas Ingenieriles Dar Al Riyadh: Arabia Saudita.
- GOVIN, I. J. A. 2010. Proyecto Integrador. CUJAE.
- OCANTO, N. J. V. 1989. Diseño hidráulico-estructural de obras hidráulicas viales menores y su sistematización mediante varios programas de computación y su aplicación. . Universidad de los andes Mérida- Venezuela
- RAMOS, J. A. 1999. Diseño hidráulico de una bocatoma.
- ZAMORA, L. E. Q. F. G. 2011. Diseño de un tanque séptico para brindar servicio a 5 familias con la utilización de dos alternativas para su construcción a) Ferrocemento y b) Hormigón Armado.

Bibliografías:

- AVILES, S. O. 2006. *Aplicación del programa Excel en la elaboración de un proyecto de alcantarillado sanitario*. Instituto Politécnico Nacional, México d.f.
- CASTILLO, F. D. S. J. C. 2007. *Estructuras Hidráulicas*.
- CORRALES, J. L. 1997. *Cierre de cauces y obras de desvío*, Capítulo 16 del Manual de Ingeniería de Ríos.
- DARÍO NICOLÁS CALDERÓN VÁZQUEZ, D. F. E. P. 2011. *Diseño y optimización de una hoja de cálculo para el dimensionamiento de chimeneas de equilibrio*. . Escuela Politécnica Nacional, Ecuador.
- ENGINEERS, U. S. A. C. O. 1992. *Strenght Design for Reincorced Concrete Hydraulic Structures*.
- ESPINOSA, A. M. R. 2015. *Especificaciones de diseño para secciones de hormigón armado en estructuras hidráulicas.*, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Cuba.
- FCO. DE BORJA BARONA MOYA, J. A. L. J., LUIS BAÑÓN BLÁZQUEZ 2012. *Apuntes de Hormigón Armado*.
- INSTITUTE, A. C. 2008. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08)*.
- MARTÍNEZ, S. I. M. 2014. *Uso de Excel en el desarrollo de software para delinear Cuencas hidrológicas a partir de MDE.*, Universidad Autónoma de Aguascalientes, México.
- NAVA, J. G. M. 2008. *Diseño hidráulico óptimo y diseño estructural de obras de toma con galería y circulación forzada*.
- OCANTO, N. J. V. 1989. *Diseño hidráulico-estructural de obras hidráulicas viales menores y su sistematización mediante varios programas de computación y su aplicación*. . Universidad de los andes Mérida· Venezuela
- USINIA, E. E. M. 2014. *Programa en Visual Basic para el cálculo y diseño de muros de contención y estribos.*, Universidad Central del Ecuador.
- ZAMORA, L. E. Q. F. G. 2011. *Diseño de un tanque séptico para brindar servicio a 5 familias con la utilización de dos alternativas para su construcción a) Ferrocemento y b) Hormigón Armado*.
- BADILLO, J. 1970. *Mecanica de Fluidos*
- BLOGSPOT. 2016. *Hojas de calculo en Excel para ingenieros civiles*. [Online]. Available: <http://excel-ingenieria-civil.blogspot.com/>.

A thick, dark blue vertical bar is positioned on the left side of the page. To its right, several thin, curved lines in shades of blue and grey sweep upwards and outwards, creating a sense of movement and depth.

Anexos.

Anexos:

Capítulo 1:

Anexo1: Cargas en Estructuras Hidráulicas

Cargas en Estructuras Hidráulicas		
Por su origen	Por carácter de acción	Por continuidad y frecuencia
<ul style="list-style-type: none">• Peso propio de la obra o equipos• Debidas a la presión del agua. (Estática, dinámica, oleaje, filtración, supresión)• Debidas al peso empuje o reacción del terreno (Presiones debidas al peso de macizos de tierra, azolves y empujes de tierra, reacción del cimientto)• Presión de viento	<ul style="list-style-type: none">• Estáticas (La magnitud y punto de aplicación de la fuerza se mantiene constante en cada parte de la obra bajo consideración.)• Dinámicas (La magnitud y el punto de aplicación de la fuerza dependen de la velocidad de movimiento del agua, de las condiciones del movimiento alrededor del cuerpo u obra en consideración, entre otras cosas).	<ul style="list-style-type: none">• Principales y de acción permanente. (Son las que actúan con mayor regularidad y frecuencia, ejemplo: peso propio, presión estática del agua, presión de azolves y reacciones de apoyos, etc.).• Adicionales o accidentales. (Actúan eventualmente o con un carácter provisional. Fuerzas sísmicas, oleaje, presión del viento etc.)

Anexo 2: Tipos de cargas en Estructuras Hidráulicas.

Estructura	Tipos de cargas según estructuras	Descripción
Muro en voladizo	Peso propio del muro	Esta fuerza actúa sobre el centro de gravedad de la sección. Se debe dividir la sección transversal en triángulos y rectángulos, donde se puedan determinar más fácilmente las áreas y centroides, y sus correspondientes fuerzas separadamente para luego combinarlas en una sola fuerza.
	Empujes de tierra	Es la fuerza más importante que actúa sobre el muro, se debe analizar en cada caso la hipótesis de cálculo a emplear. En los últimos años se han recopilado bastas experiencias sobre el cálculo de empujes de tierra a partir de la teoría desarrollada por La Mecánica de Suelo esto se puede apreciar mejor en el capítulo 4 del libro de Juárez Badillo
	Peso de relleno sobre la base	El peso del relleno tras el muro ayuda a la estabilidad del muro, siendo parte fundamental en la estabilidad, cuando se acumula agua tras el muro el peso del relleno por debajo del nivel freático se calcula utilizando el peso específico saturado.
	Presión hidrostática	Siempre que sea posible, esta fuerza debe de evitarse en los muros por medio de drenajes. Cuando no es posible su reducción total los muros deben proyectarse para que resistan su acción. Debe observarse que por debajo del nivel freático se modifica la variación del empuje de tierra, pues es función del peso específico sumergido del relleno
	Subpresión	Cuando se acumula agua tras el muro, esta tiende a filtrarse por debajo del terreno de cimentación, dando lugar a la aparición de la subpresión. El cálculo de esta fuerza no es fácil, pero en la práctica se acostumbra a tomar los valores de la presión hidrostática en los extremos de la base y unirlos con una línea recta, obteniéndose así una distribución trapecial o triangular de la subpresión.

Anexo 2 (Continuación): Tipos de cargas en Estructuras Hidráulicas.

Estructura	Tipos de cargas según estructuras	Descripción
Muro en voladizo	Reacción del suelo sobre la base	La distribución de las presiones en el terreno de cimentación varía linealmente, dando lugar a un diagrama trapecial, no es frecuente u diseño con diagrama triangular de presiones.
Sección Monolítica Rectangular	Peso propio de la estructura	Para realizar el cálculo estructural se ha de realizar un dimensionamiento previo de la sección, determinándose los espesores que filtraran el peso de la sección.
	Empuje de tierras sobre los muros	El empuje que resulta de la presión activa del material de relleno produce esfuerzos de flexión en los muros, que son transmitidos a los extremos de la losa de fondo.
	Empuje hidrostático sobre los muros	En el cálculo se debe de tener en cuenta el nivel del agua en la parte posterior del muro, producto de la presencia del nivel freático o del flujo de filtración en la obra .Este empuje es posible reducirlo con el empleo de lloraderos.
	Sobrecarga en el terraplén de relleno	En muchos casos se ha de tener en cuenta el efecto de la sobrecarga debido al estacionamiento de equipos pesados al borde de los muros, lo cual a los efectos del cálculo se traduce en una altura equivalente del terraplén de relleno.
	Peso del agua que circula por la sección	Producto del análisis hidráulico de la sección se ha de conocer el tirante de circulación del agua, a los efectos de hacer intervenir el peso del agua circulante en alguna de las variantes de cálculo considerada.
	Subpresión	Debido al nivel del manto freático o por efecto de la filtración de la obra, aparece la fuerza de subpresión, esta origina presiones verticales dirigidas de abajo hacia arriba que se deberán tener en cuenta en el análisis de flotación .Esta fuerza puede ser disminuida con el uso de lloraderos en la losa de fondo.
Galería	Reacción del suelo de la cimentación	En el caso de esta estructura, la distribución de presiones en el suelo no se admite que sea uniformemente distribuida, a menos que la losa, analizada como viga apoyada elásticamente se comporte como rígida. Al igual que el cálculo de muros, la presión de contacto máxima que se produce no debe exceder a la presión admisible del terreno.
	Presiones de tierra vertical y lateral	Un asentamiento del terraplén contiguo mayor que el terraplén que está directamente encima del techo de la galería , induce fuerzas de rozamiento que actúan hacia abajo que aumenta la carga resultante sobre la galería .Por otra parte un asentamiento del material que queda directamente encima de la galería produce un efecto de arco que reduce la carga sobre la galería .Por lo tanto la presión vertical que actúa sobre la galería puede ser, en algunos casos , hasta 50% mayor que el peso del terraplén que queda directamente encima , y en otros será menor que el peso del terraplén debido al efecto de arco . Las presiones de tierra para cada tramo de galería dependerán de la altura del terraplén que exista en cada caso. Otro tanto sucederá a las presiones laterales de tierra que actúan sobre las paredes de la galería.

Anexo 2 (Continuación): Tipos de cargas Según Estructura

Estructura	Tipos de cargas según estructuras	Descripción
Galería	Presión hidrostática interna	Cuando la torre de compuerta se encuentra situada en algún punto intermedio de la galería, gran parte de la misma se encontrara sometida a la presión hidrostática interior, dependiendo esta del nivel de agua del embalse.
	Presión hidrostática externa	La carga sobre un tramo de galería situado debajo de la parte de aguas arriba de la presa, incluye tanto el peso del terraplén saturado, como el peso de agua del vaso arriba del terraplén. El nivel de saturación del terraplén dependerá de la `posición de la curva de filtración atreves del cuerpo de la presa.
	Reacción del terreno de cimentación	La reacción vertical de la base de la galería se toma igual a la carga vertical más el peso de la estructura. En las cimentaciones de tierra es costumbre suponer que la reacción de la base esta uniformemente distribuida por toda la anchura del conducto

Anexo 3: Valores de recubrimiento para distintas secciones según el ACI 318

Concreto construido en sitio (no preesforzado) ACI 318-05	
	Recubrimiento minimo (cm)
Concreto colocado contra el suelo expuesto permanentemente a el	7,5
Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:	
barras No 19 - No 57	5
barras No 16, alambre MW200 o MD200 (16 mm de diametro) y menores	4
Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	
<i>Losas, Muros, Viguetas</i>	
barras No 43 y No 57	4
barras No 36 y menores	2
<i>Vigas, Columnas</i>	
armadura principal, esrtribos y espirales	4
<i>Cáscaras y placas plegadas</i>	
barra No 19 y mayores	2
barras No 16, alambres MW200 o MD200 (16mm de diámetro) y menores	1,5
Concreto construido en sitio (preesforzado)	
	Recubrimiento minimo (cm)
Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanetemente a el	7,5
Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:	
Paneles de muros, losas, viguetas	2,5
otros elementos	4
Concreto no expuesto a la intemperie	2