



CALCULO ESTRUCTURAL AUTOMATICO DE DEPOSITOS DE AGUA PARALELEPIPEDOS DE HORMIGON ARMADO

Gemma Rodríguez - Haroutun Chamliam
Departamento de Estabilidad - Instituto de la Construcción de Edificios
Directora del ICE: Arq. Felicia Gilboa
Facultad de Arquitectura
Bulevar Artigas 1031 - Montevideo - Uruguay

RESUMEN

El presente trabajo presenta un programa computacional que efectúa el cálculo estructural completo de depósitos de agua de hormigón armado, de uno y dos compartimentos, correspondientes a diseños corrientes en edificios de nuestro medio, su fundamentación teórica y aplicación.

ABSTRACT

The present work presents a computational program for the complete structural design of concrete water reservoirs, one and two compartments, corresponding to common projects of building in our environment, his theoretical basis and application.

INTRODUCCION

Es conocido que el estudio estructural responde bien para los casos de losas aisladas, con sus líneas de apoyo bien definidas (correspondientes a casos teóricos): empotrados, articulados, libres. Para el caso de depósitos de un compartimento, donde se vinculan seis losas aisladas entre sí, no tiene respuesta de la misma índole, salvo en algunos casos particulares. El análisis para la situación real es sumamente dificultoso, y una solución buena o regular se basa, en general, en el sentido criterioso del proyectista.

Las dificultades indicadas para los depósitos de un compartimento son aún mayores para el caso de dos compartimentos. En esta situación, no es posible un análisis riguroso. El problema se complica, además, debido al estudio de las situaciones de carga (lleno-lleno y lleno-vacío).

La complejidad del análisis de los depósitos de agua, expresada sintéticamente, creó la necesidad del uso de métodos computacionales, por lo que el Departamento de Estabilidad del Instituto de la Construcción de Edificios, debido al gran interés existente en el medio profesional, estudió teóricamente los distintos tipos e implementó un programa computacional que efectúa el cálculo estructural completo de depósitos de agua paralelepípedos de hormigón armado, correspondientes a los diseños corrientes en edificios de nuestro medio.

ANALISIS DE SITUACIONES Y SOLUCIONES QUE SE PRESENTAN

Observando un depósito podemos decir que las aristas, que vinculan dos losas aisladas, pueden aproximarse a una de las dos situaciones siguientes:

a) aristas con valores de momentos relativamente elevados debido a las cargas y a la continuidad; por tanto, se aproximan a los valores que se obtienen suponiendo empotramiento perfecto.

b) aristas que poseen momentos relativamente pequeños, pudiendo ser asimilados a apoyos articulados, a los efectos de un análisis aproximado.

Las aristas verticales, que unen las paredes entre sí, son siempre del tipo a), debido a que las paredes que vinculan tienen, en general, el mismo espesor y están sometidas a las mismas acciones.

Las aristas horizontales que unen paredes con el fondo también pueden ser asimiladas a las del tipo a).

Se debe aclarar que, en la situación general, estudiadas las losas de paredes y fondo como losas aisladas (primera etapa del análisis), los momentos de apoyo de la losa del fondo son mayores, para la misma arista, que las de las paredes.

Aristas horizontales que unen paredes con techo pueden ser consideradas como del tipo b), es decir, articulaciones, debido a la relativamente menor rigidez de la losa de techo (espesores menores) y a la menor carga que soporta, y además, puede justificarse ese tipo de vínculo debido al proceso constructivo (el techo se construye en una etapa posterior).

Un criterio que se acepta, y que se especifica en distintas normas alemanas, es el que se refiere a momentos de tramo en elementos flexados, y que justifica parte del procedimiento simplificado que se expondrá. El mismo establece que no se dimensionará con ningún momento de tramo que sea menor al que le corresponde a la losa aislada, considerando sus extremos continuos como si estuvieran empotrados.

Se comenzará la exposición para el caso en que las losas aisladas que componen el depósito, sean todas con relaciones de luces comprendidas entre 0.5 y 2.0, es decir que se consideran apoyadas en todo su contorno.

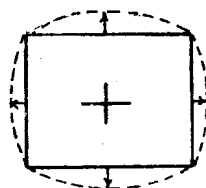
La operativa del procedimiento que se propone, se compondrá de 3 etapas, para el caso de depósitos de dos compartimentos, y de dos para el caso de un compartimento.

1 - Análisis de losas aisladas

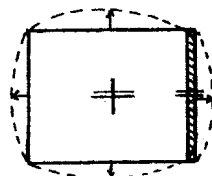
Son casos bien estudiados en la abundante literatura existente, por la perfecta definición de la deformación de los apoyos: libre giro (articulaciones) e impedimento de giro (empotramientos).

i. Losas de techo:

Las situaciones posibles están dadas en la Figura 1. Los valores de momentos de tramo, y de apoyo (para el caso de dos compartimentos), considerados como losas aisladas son los mismos para la etapa final. Deberán agregarse como se verá más adelante, las solicitaciones axiales de tracción, provocadas por las paredes.



a. Un compartimento



b. Dos compartimentos

Figura 1 - Losas de techo: situaciones posibles en el análisis de losas aisladas

ii. Losas de paredes:

En estos elementos, las acciones son provocadas por la presión hidrostática, y por lo visto anteriormente, los vínculos que corresponden se indican en la Figura 2a, siendo sencillo determinar momentos de tramo y apoyos; se indican los esfuerzos de tracción, en las aristas verticales provocadas por las paredes continuas.

iii. Losas de fondo:

El esquema correspondiente es dado en la Figura 2b. La acción a considerar es el peso del agua, peso propio de la losa y del relleno. Se indican los momentos de tramo y apoyos, y los esfuerzos de tracción provocados por las descargas de las paredes.

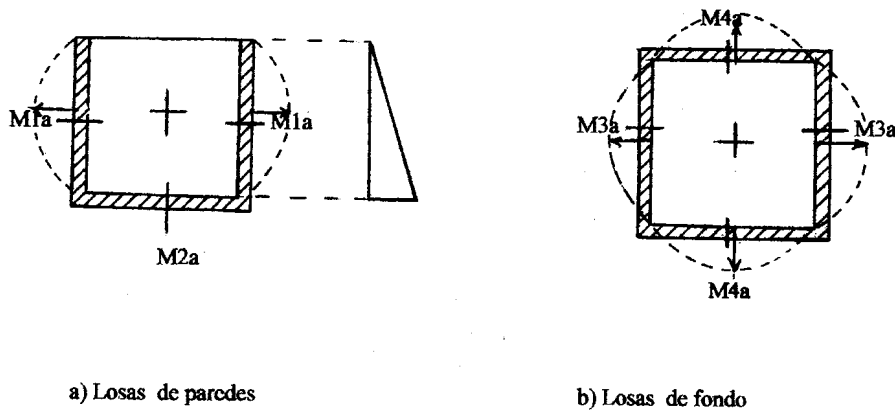


Figura 2- Esquemas de análisis correspondiente a losas aisladas de paredes y de fondo

2 - Depósitos de un compartimento.

En esta etapa corresponde compatibilizar y uniformizar los momentos en las aristas comunes de las losas aisladas (entre paredes, y entre paredes y fondo), y analizar las transmisiones que puedan producirse hacia los tramos.

i. Momentos finales en las aristas verticales:

Suponiendo rigideces iguales para las losas de las paredes (supuesto perfectamente válido), los momentos finales serán la media aritmética de los momentos $M1a$ hallados para las dos paredes contiguas.

ii. Momentos finales en las aristas horizontales:

Los momentos $M2a$ de las paredes, los $M3a$ y $M4a$ del fondo serán diferentes, y menores los de las paredes respecto a los segundos. Aceptando también igualdad de rigideces de las losas de paredes y fondo, los momentos finales serán la media aritmética de los dos momentos intervinientes.

Para un caso general, lo normal es que al aumentar el momento final en los apoyos de las paredes, al transmitir el momento repartido al tramo (en las dos direcciones), disminuyan los momentos hallados considerando la losa aislada. Lo contrario ocurre para el fondo pues al disminuir el momento de apoyo, respecto al hallado en I, y transmitir el momento repartido, aumentarán los momentos de tramo.

Una consideración beneficiosa que se puede realizar, es dimensionar los apoyos con los momentos a borde y con la altura correspondiente a la losa, lo cual fue implementado en el programa.

iii. Momentos de tramo en paredes:

Por lo visto en lo relativo a los criterios de las normas alemanas, y dado lo indicado anteriormente, al disminuir los momentos de tramo luego de la transmisión, corresponde considerar como momentos finales los que se determinaron en la etapa de estudio como losa aislada.

No debe olvidarse que las paredes (con acciones verticales), están solicitadas fuertemente, y en general deberán estudiarse como vigas de gran altura, entre pilares. Con este tipo de acción, corresponderán otros criterios de organización de armaduras, que deberán superponerse con los que se están considerando.

iv. Momentos de tramo en el fondo:

Corresponde realizar una corrección respecto a los momentos hallados como losa aislada, puesto que al disminuir los momentos en los apoyos aumentarán los momentos de los tramos; los que corresponderán transmitir serán los momentos repartidos en los cuatro apoyos, que dos a dos (los enfrentados) serán iguales.

Como hipótesis de simplificación, se supone que esos momentos tienen variación sinusoidal (una onda) con valor máximo en el centro de cada lado.

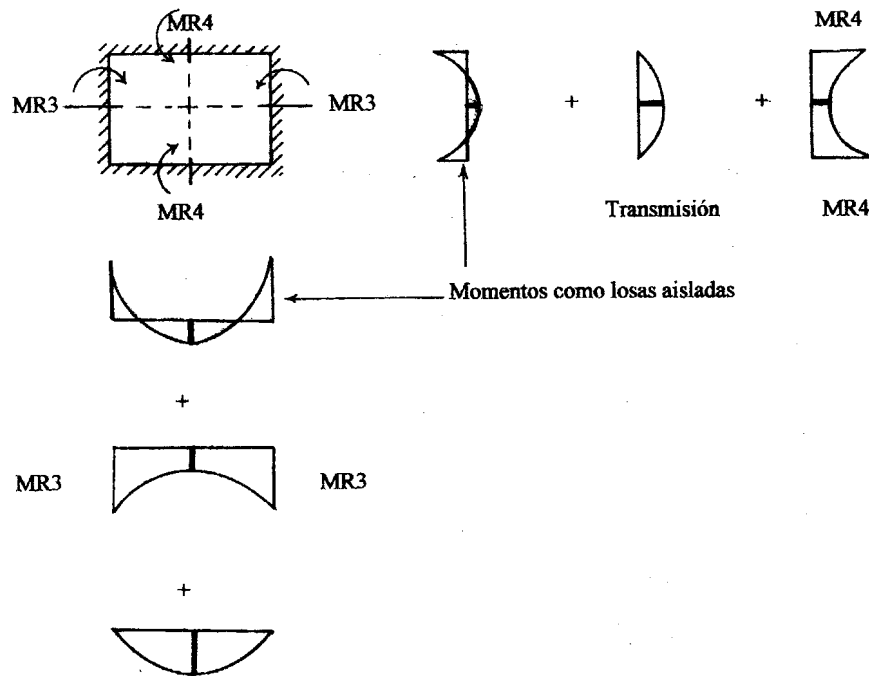


Figura 3 - Momentos de tramo en el fondo para depósitos de un compartimento

3- Depósitos de dos compartimentos

Para el caso de dos compartimentos, valen muchas de las consideraciones hechas hasta aquí, a las que se agregan las consideraciones correspondientes a los estados de carga: lleno-lleno y lleno-vacio.

i. Una primera consideración se refiere a los movimientos de apoyo en las aristas verticales intermedias. Veremos que los valores dependerán de las proporciones, en planta, de los depósitos.

Vamos a partir del caso más sencillo, que es el de dos compartimentos de planta cuadrada: los momentos que estamos estudiando (en las aristas verticales intermedias) tienen los mismos valores para ambos estados de carga, e iguales para el caso de un solo compartimento, pues los momentos freno (iniciales) son los mismos para las losas concurrentes en el mismo nudo. Al quitar el freno, no hay giro.

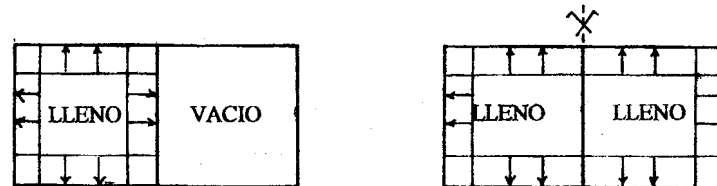


Figura 4 - Depósitos de dos compartimentos de planta cuadrada

Veremos los otros dos casos de proporciones:

Para las proporciones que se indican en la Fig. 5, el momento máximo en la arista vertical central se produce para la situación lleno-vacío, pues el giro de la tangente a la elástica incrementa el valor del momento de empotramiento perfecto. Por lo tanto, el valor final es el mismo que para las aristas extremas. Este criterio es válido, pero es aproximado, pues en la arista vertical central interviene también la pared del compartimento vacío, que produce que la elástica no sea simétrica. En síntesis, este caso de dos compartimentos se estudia de un modo similar al caso de un compartimento.

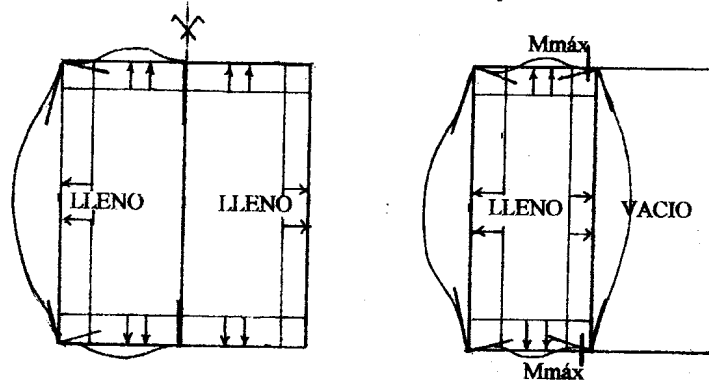


Figura 5 - Depósitos de dos compartimentos de planta alargada en el sentido de la pared intermedia.

Para las proporciones de los compartimentos que se indican en la Figura 6 se observa que, en la situación lleno-vacío, el giro de la tangente a la elástica produce una disminución del momento de empotramiento perfecto de las paredes exteriores en la arista vertical central.

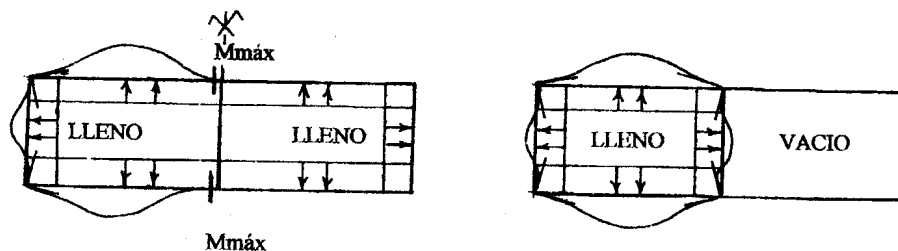


Figura 6 - Depósitos de dos compartimentos de planta alargada en el sentido normal a la pared intermedia

El momento máximo en la arista vertical se produce para el caso lleno-lleño, y es el valor correspondiente al de empotramiento de la losa exterior aislada. Las aristas verticales exteriores tienen el mismo valor de momento, prácticamente, que en la situación de depósito de un compartimento.

ii. Otro aspecto a considerar, para el caso de dos compartimentos, es el correspondiente a los momentos de apoyo de las losas del fondo, en la arista de unión de ambas. En la Figura 7 se puede observar que para el caso lleno-lleño, en el punto B la tangente a la elástica es horizontal, y es mayor al que le corresponde cuando es lleno-vacío, por lo que en B el valor del momento de dimensionamiento se obtiene en el caso de losa aislada, considerando todo el perímetro empotrado.

En el punto A es menor el momento pues se observa que el giro de la tangente provoca una disminución del momento de empotramiento perfecto. Por tanto, el momento en A corresponde al del caso de depósito de un compartimento. Atención especial merece el estudio de la losa del fondo, en el caso de lleno-vacío, del compartimento vacío, pues pueden producirse tracciones en la cara superior debido a los momentos de tramo.

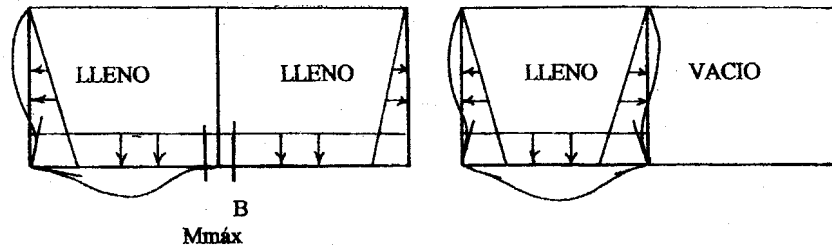


Figura 7 - Depósitos de dos compartimentos, momentos de apoyo en losas de fondo

iii. La pared central debe estudiarse para las tres situaciones indicadas en la Figura 8, siendo las dos últimas situaciones simétricas se estudia para un caso, y se dispone armadura simétrica.

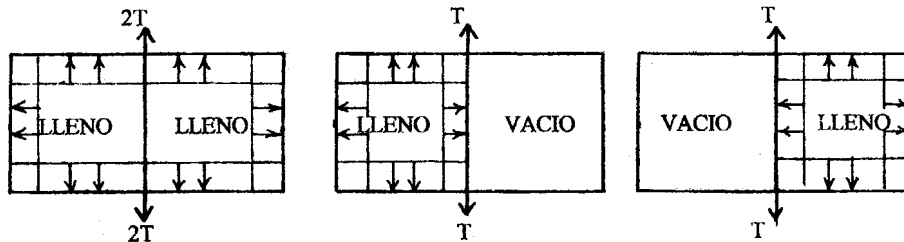


Figura 8 - Dos compartimentos, situaciones de la pared central.

Los esfuerzos de tracción en paredes y fondo se determinan planteando las descargas de las paredes bajo la acción horizontal del agua, considerados como losas aisladas (en situación teórica de los apoyos) como se indica en Figura 9

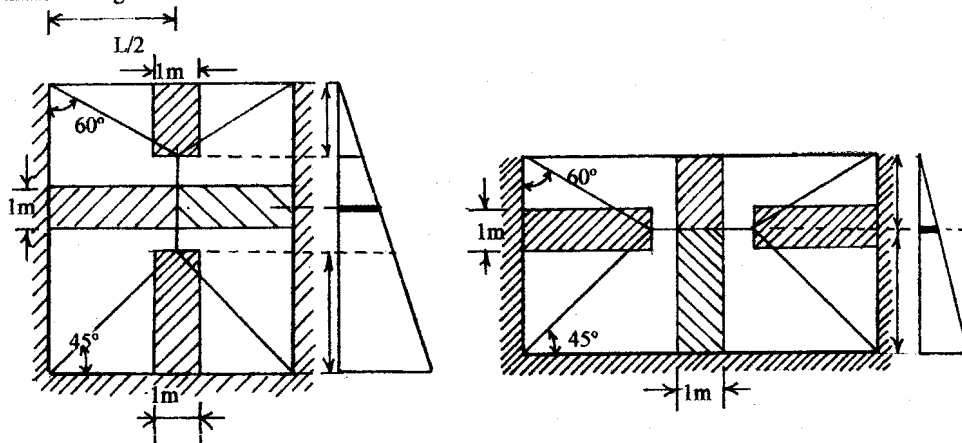


Figura 9 - Determinación de esfuerzos de tracción en paredes y fondo

Las zonas indicadas, para anchos unitarios, multiplicados por las cargas que le corresponden, se asumen que actúan en las losas contiguas provocando tracciones que se superpondrán a los momentos flectores (de apoyos y tramos) que correspondan.

- Otros casos de depósitos de agua

Se pueden producir otros casos para distintas relaciones de los lados. Para situaciones extremas pueden presentarse depósitos "alargados" y "altos", como se indican en las Figuras 10a y 10b, respectivamente. En los primeros, el análisis corresponde a una situación clásica de estudio de tramo lineal.

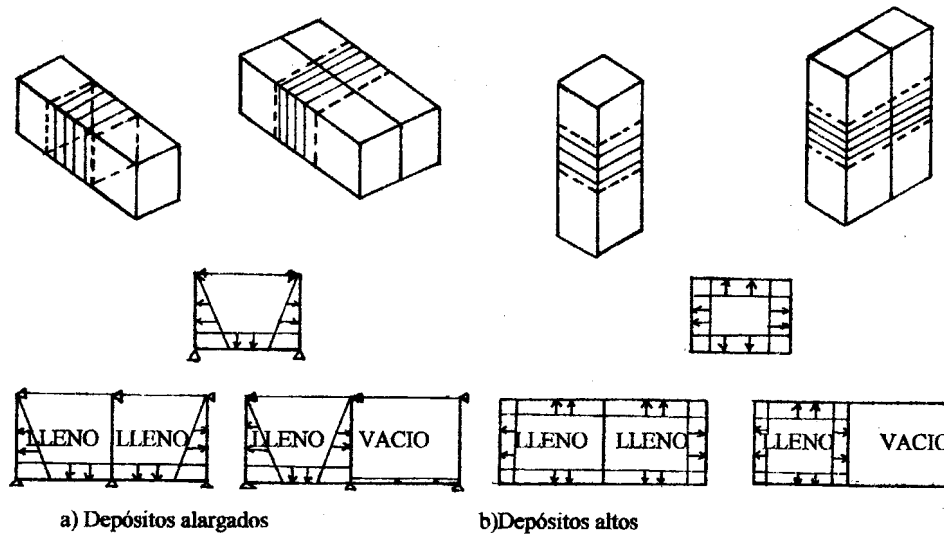


Figura 10- Otros casos de depósitos de agua

IMPLEMENTACION

De acuerdo al análisis de situaciones y soluciones expuesto anteriormente, en el Departamento de Estabilidad del ICE, se implementó un programa computacional capaz de efectuar el cálculo estructural completo de los depósitos de agua de hormigón armado (de uno y dos compartimentos), paralelepípedos, correspondientes a diseños corrientes en edificios de nuestro medio; donde el usuario sólo entra datos relativos a la geometría completa del mismo, o sea:

- dimensiones exteriores (largo, ancho y altura),
- espesores de paredes, fondo y techo,
- espesores de recubrimientos de armaduras situadas junto a la cara interna y externa del depósito, y características de los materiales intervinientes, o sea:
- resistencia característica del hormigón y del acero a utilizar,
- tipo de acero,

los coeficientes de seguridad pueden ser dados por el usuario, en caso contrario son empleados valores padrones.

A partir de estos datos el programa determina las dimensiones de las distintas losas que forman el depósito de agua, calcula inicialmente las cargas que actúan sobre las losas separadas y determina las solicitaciones

de las losas aisladas (momentos positivos, negativos y reacciones) según lo indicado en el ítem 1 de la sección anterior.

Cabe observar que para las condiciones de apoyo de las losas se sigue el criterio corriente de analizar las posibles rotaciones de dos losas concurrentes a una arista, y para facilitar la implementación se usó una notación referida al sistema de ejes X-Y-Z que será llamado sistema global, según lo indicado en el esquema del depósito indicado en la Figura 11, teniéndose la siguiente notación:

M_{ik} es el momento positivo correspondiente a la armadura en la dirección k de la losa identificada por i ,
 K_i es el momento negativo correspondiente a la armadura en la dirección k de la losa identificada por i ,
 R_{ik} es las reacciones de apoyo de la losa i sobre el lado k

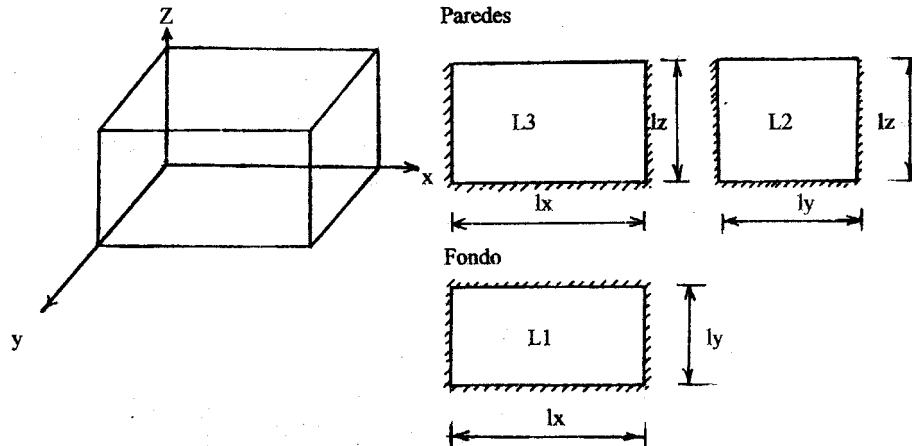


Figura 11 - Sistema global de referencia

Para la obtención de dichos valores numéricos se implementó lo indicado por A. Campos y L. Gobetti en [1]. A continuación se alteran los momentos flectores obtenidos aisladamente para cada losa a los efectos de considerar la presencia de las losas adyacentes, según lo visto en los ítems 2 y 3 de la sección anterior. Se parte de la corrección de los momentos de las aristas, alterando luego los momentos positivos.

Definidos los momentos de centro y aristas, se dimensiona estáticamente la estructura del depósito.

Para el dimensionado correcto de las secciones de las losas del depósito se considera la acción de un esfuerzo normal de tracción además del momento flector. El esfuerzo normal de tracción adoptado es la reacción de la losa adyacente. A los efectos de la implementación se adopta como tal el valor máximo de reacción y se supone actuando con la misma intensidad desde el borde hasta la faja central de la losa, lo cual es una aproximación justificada en [1]. El dimensionado de las armaduras se efectúa en estado límite último.

Muy importante y decisiva en la elección de las armaduras es la limitación de la abertura de fisuras, por lo que luego del dimensionado se verifica.

Para ello se consideran los momentos en las secciones más desfavorables a fisuración, como también los esfuerzos normales a tracción, ejercidos por una pared sobre aquellas en las que se empotra, implementándose el procedimiento indicado por el CEB[2]. La abertura característica de fisuras w_k es comparada con valores admisibles, por lo que cuando es mayor que 0.01 para caras internas o mayor que 0.02 para caras externas, el programa aumenta el área de armadura A_s determinada estáticamente, pues la cantidad de armadura es el parámetro más importante que influye en el valor de w_k . Alterando el diámetro o la separación de armaduras hasta llegar al límite deseado para la abertura de fisura.

Cabe observar que en las caras internas de las paredes por el dimensionado hecho a partir de las solicitaciones generalmente no hay armaduras, excepto en los trechos junto a las aristas. Por lo que es necesaria una armadura en las dos direcciones en todas las caras para absorber los esfuerzos de tracción,

provenientes del efecto de temperatura o retracción, con un valor mínimo definido por el CEB [3] lo cual fue implementado.

En nuestro medio es común, como solución más económica, no proyectar vigas bajo las paredes de los depósitos. En este caso las paredes están bajo la acción del empuje del agua y una carga vertical constituida por la reacción de las losas de fondo, del techo y de su peso propio.

Para el dimensionado de las paredes, cuando l es mayor que $2h$ (en el caso de un compartimento) o cuando es mayor que $2.5h$ (para dos compartimentos) se aplica la teoría de las vigas comunes de hormigón armado relativa a flexión y fuerza cortante, teniéndose una armadura longitudinal traccionada y una armadura transversal constituida de barras verticales de malla colocada en las paredes, determinada de acuerdo con criterios de la norma. En los restantes casos se dimensiona las paredes como viga pared de acuerdo al método indicado en Leonhardt [4] complementado con las especificaciones de los Boletines de Información del CEB.

EJEMPLO DE APLICACION

Se resolverá un depósito de un edificio con capacidad de 54000 litros, formado por dos compartimentos de dimensiones $3.00\text{m} \times 4.50\text{m}$ con altura de 2.50m según esquema indicado en Figura 12. El espesor de las paredes y del fondo será de 0.15m , el recubrimiento de las armaduras de 3cm , la resistencia característica del hormigón a compresión considerada de 18MPa y la del acero de 425MPa .

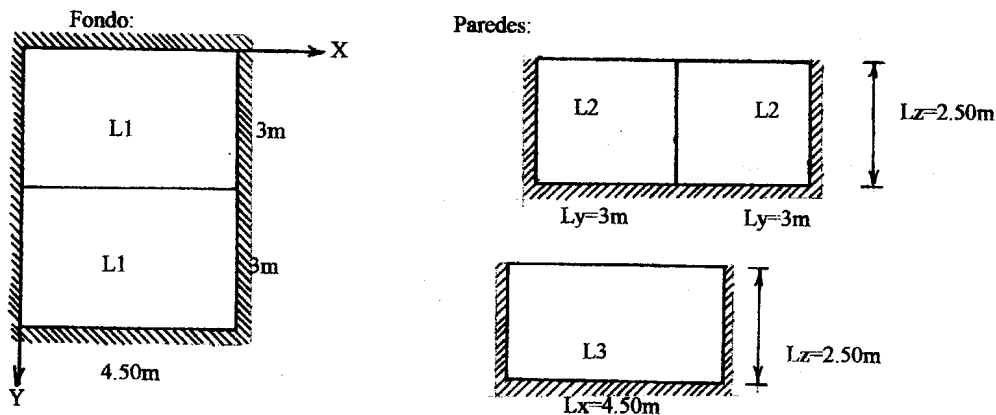


Figura 12 - Ejemplo de aplicación, esquema y notación

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Solicitaciones:

Losas No. 1

$M1x=4.70\text{ kNm/m}$
 $M1y=9.72\text{ kNm/m}$
 $X1=-13.66\text{ kNm/m}$
 $Y1=19.45\text{ kNm/m}$
 $R1x=44.63\text{ kN/m}$
 $R1y=39.60\text{ kN/m}$

Losas No. 2

$M2y=2.30\text{ kNm/m}$
 $M2z=2.80\text{ kNm/m}$
 $Z2=-7.33\text{ kNm/m}$
 $Y2=-5.49\text{ kNm/m}$
 $R2z=17.69\text{ kN/m}$
 $R2y=24.50\text{ kN/m}$

Losa No. 3

$M3x=2.02\text{ kNm/m}$
 $M3z=4.37\text{ kNm/m}$
 $X3=-5.88\text{ kNm/m}$
 $Z3=-10.13\text{ kNm/m}$
 $R3x=27.25\text{ kN/m}$
 $R3z=18.33\text{ kN/m}$

Momentos actuantes en la arista paralela al eje:

$X=16.23\text{ kNm/m}$

$Y=11.54\text{ kNm/m}$

$Z=6.25\text{ kNm/m}$

Corrección de momentos en tramos de losas, debido a existir momentos en las aristas menores que considerando las losas aisladas :

$$M_{1x}=5.78\text{kNm/m}$$

$$M_{1y}=11.51\text{kNm/m}$$

Dimensionado de Armaduras en el estado límite último:

1- Sección de empotramiento de la losa L1 en la dirección del vano L_y :

$$A_s=6.49\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Diám. Armadura}=10\text{mm} \quad \text{Sep}=12.5\text{cm}$$

2- Sección de la losa L1 en el vano L_y :

$$A_s=4.18\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Diám. Armadura}=8\text{mm} \quad \text{Sep}=11\text{cm}$$

3- Sección de la losa L1 en el vano L_x :

$$A_s=2.41\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armadura mínima (CEB): } A_s=4\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Diám. Armadura}=8\text{mm} \quad \text{Sep}=12.5\text{cm}$$

4- Sección de empotramiento de la losa L3 en la dirección Z:

$$A_s=7.03\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s(\text{corregido})=3.03\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Diám. Armadura}=8\text{mm}$$

$$\text{Sep}=12.5\text{cm}$$

5- Sección en el empotramiento de la losa L2:

$$A_s=4.94\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Diám. Armadura}=8\text{mm}$$

$$\text{Sep}=12.5\text{cm}$$

$$+ \text{Diám. Armadura}=8\text{mm}$$

$$\text{Sep}=50\text{cm}$$

6- Sección en el vano L_z de la losa L3:

$$A_s=2.58\text{cm}^2/\text{m}$$

Armadura Mínima

$$\text{Diám. Armadura}=8\text{mm}$$

$$\text{Sep}=25\text{cm}$$

7- Sección de empotramiento entre losas L2 y L3:

$$A_s=2.56\text{cm}^2/\text{m}$$

Armadura Mínima

$$\text{Diám. Armadura}=8\text{mm}$$

$$\text{Sep}=25\text{cm}$$

Dimensionado de las paredes para las cargas verticales:

- Pared divisoria entre compartimentos:

$$A_s=4.90\text{cm}^2$$

$$4 \text{ Barras de Diám}=12.5\text{mm}$$

- Pared constituida por las losas L3:

$$A_s=6.09\text{cm}^2$$

$$5 \text{ Barras de Diám}=12.5\text{mm}$$

- Pared constituida por las losas L2:

$$A_s=2.7\text{cm}^2$$

$$2 \text{ Barras de Diám}=12.5\text{mm}$$

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- [1] Campos Filho, A., Gobetti, L. Reservatórios paralelepípedos. Cuaderno Técnico No. 28. 2a. Edición. Curso de Pós-Graduación en Engenharia Civil, U.F.R.G.S., Brasil, 1985.
- [2] Comité Euro-International du Béton. Bulletin d'Information No.158-F. Suisse, 1983
- [3] Comité Euro-International du Béton. Federation Internationale de la Précontrainte. Code Modèle CEB-FIP pour les structures en béton. Paris, 1978 y 1990
- [4] Leonhardt, F. Construccoes de concreto 4o.vol. Ed. Interciencia, Rio de Janeiro, 1979.