

MEMORIA DE CÁLCULO

CONSIDERACIONES GENERALES

El presente documento tiene por finalidad describir el desarrollo del método de cálculo y análisis estructural utilizado, y que forma parte integral del proyecto.

CONFIGURACION ESTRUCTURAL

La estructura del módulo B, C del edificio está formada por pórticos de hormigón armado en ambas direcciones principales, formadas por vigas y columnas; los vanos son cerrados con mampostería de ladrillo cerámico hueco no portante.

Se cuenta con los siguientes niveles:

- Subsuelo
- Planta Baja
- Planta Alta
- Planta de azotea
- Tanque de reserva

Este módulo cuenta con un núcleo donde se ubican el espacio para la escalera y el hueco del ascensor. La Escalera es de hormigón armado y se tienen dos tipos:

- Escalera de subsuelo
- Escalera de PB.

La cual se diseñó una escalera compensada de dos tramos. La configuración estructural de la escalera consiste en losas armadas en la mayor luz para el tramo. Los tipos de apoyos son una viga de hormigón en el arranque del primer tramo, y del lado del descanso la misma cuelga de la viga del nivel superior a través de una pantalla de tracción (Tensor).

Las losas son macizas de hormigón armado, armadas en una y dos direcciones.

Primeramente se efectuó un pre dimensionado de los elementos estructurales (losas, vigas y columnas), para luego determinar las secciones definitivas de hormigón y las cuantías de acero.

Para el pre dimensionado de los diferentes elementos estructurales se adoptaron alturas mínimas por razones de rigidez para evitar deformaciones en estado de servicio.

NORMAS DE APLICACIÓN

REGLAMENTO CIRSOC 201/1982-2005

REGLAMENTO INPRES CIRSOC PARTE I Y II / 2005

REGLAMENTO CIRSOC 101/1991-2005

MATERIALES ESTRUCTURALES

La estructura independiente, formada por pórticos de hormigón armado está constituida por:

1) BARRAS DE ACERO

Para todos los elementos estructurales se utiliza acero conformado ADN-420-

1) HORMIGÓN



Para los diferentes elementos estructurales se utilizarán los siguientes tipos de hormigones:

- Losas: H-21. ($f'c = 210\text{kg/cm}^2$)
- Vigas: H-21. ($f'c = 210\text{kg/cm}^2$)
- Columnas: H-21. ($f'c = 210\text{kg/cm}^2$)
- Zapatas: H-21. ($f'c = 210\text{kg/cm}^2$)

PESOS ESPECIFICOS DE MATERIALES UTILIZADOS

Los pesos específicos de los diferentes materiales empleados corresponden a los especificados por el reglamento CIRSOC 101/2005 y son:

1) Para losas de entepiso

Hormigón armado:

2400kg/m^3

Cielorraso:

22 kg/m^3 (mezcla de cemento, cal y arena)

Carpeta de nivelación:

Tendrá un espesor de 5cm para alojar las diferentes cañerías de las instalaciones. Se utilizara un hormigón alivianado con agregado de poliestireno de alta densidad de 800 kg/m^3 con lo que resulta una carga de 40 kg/m^2 .

Mortero de asiento:

25 kg/m^2 (Pegamento tipo Klaukol)

Piso:

33 kg/m^2 (baldosa cerámica 1,20mm de espesor)

Relleno de planta baja:

Bloque de Poliestireno de Alta densidad de 10 kg/m^2

2) Para losas de azotea

-Tejuela 3cm de espesor:

35kg/m^2 .

-Mortero de asiento 2.00cm de espesor:

Mortero de cemento portland, cal y arena 1900 kg/m^3 lo que nos da una peso de 38 kg/m^2

- Carpeta de nivelación:

Tendrá un espesor de 5cm para alojar las diferentes cañerías de las instalaciones. Se utilizara un hormigón alivianado con agregado de poliestireno de alta densidad de 800 kg/m^3 con lo que resulta una carga de 40 kg/m^2 .

PESO DE MUROS

En todos los casos se utilizarán muros de mampostería de ladrillos cerámicos de huecos horizontales (no portante) con porcentaje de huecos mayor al 60% y peso específico de 1050kg/m^3 (incluye revoque de mortero común a la cal).

Se consideran tres tipos de muros de altura 2.40m de acuerdo a su espesor:

- Muros de 15cm de espesor (bloque 12x18x33) 378 kg/ml
- Muros de 20cm de espesor (bloque 18x18x33) 504 kg/ml



Como los pesos de los muros por metro lineal es menor a 800, se toma el criterio simplificado de considerar que el peso de los muros sobre losas se distribuye uniformemente sobre toda la superficie de las placas donde apoyan.

SOBRECARGA ÚTIL s/ REGLAMENTO CIRSOC 101

- Uso de oficina: 250kg/m²
- Azotea inaccesible privadamente: 100kg/m²
- Escalera: 200kg/m²

CONSIDERACIONES DE ACCIONES SISMICAS

1) CONSIDERACIONES GENERALES

El análisis estructural, las acciones sísmicas de diseño, requerimientos de resistencia y estabilidad, limitación de deformaciones, disposiciones constructivas y previsiones en general se establecieron es base al Reglamento INPRES CIRSOC PARTE I y II. De acuerdo al mencionado reglamento el proyecto se emplaza en zona sísmica II (La Rioja capital) la cual tienen un grado de peligrosidad sísmica moderado. La estructura según su destino y funciones se encuadra en el "grupo B" (art. 5.1.3), la cual le corresponde un factor de riesgo de $\gamma = 1$. El tipo de suelo según sus condiciones locales corresponde a un suelo tipo II (intermedio)

2) ACCION SISMICA HORIZONTAL

El método de análisis para determinar los efectos de las acciones sísmicas, es el Método Estático Equivalente, en el cual se esquematiza la excitación sísmica mediante un sistema de fuerzas estáticas equivalentes proporcionales a la carga gravitatoria. La aplicación del método es válido debido a que la configuración de la estructura, en planta y elevación es regular, tanto en distribución de rigideces y masas, y además tiene un eje de simetría.

Para el análisis sísmico se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

-Zona sísmica II (La Rioja Capital): grado de peligrosidad moderada.

-Categoría de la edificación: "Grupo B" (Factor de riesgo=1)

-Tipo de suelo: suelo dinámicamente estable Tipo II

-Espectro de psuedoaceleraciones de diseño:

$a_s = 0.17$

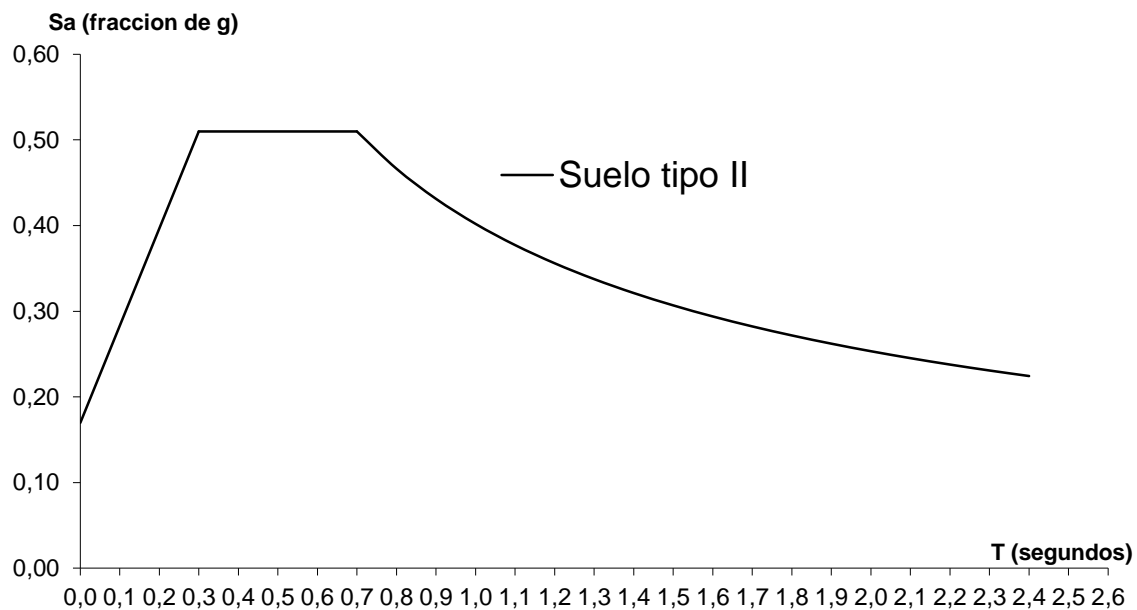
$b = 0.51$

$T_1 = 0.30$

$T_2 = 0.70$



El espectro corresponde a un amortiguamiento del 5%



**Espectro elástico de pseudoaceleraciones para zona sísmica II
Amortiguamiento del 5%**

-Periodo fundamental de vibración

Para evaluar el comportamiento dinámico de la estructura se utiliza la fórmula empírica establecida por el reglamento:

$$T_{oe} = \frac{h_n}{100} \times \left[\frac{30}{l} \times \frac{2}{1 + 30 \times d} \right]^{1/2}$$

La densidad de muros se tomó igual a cero, por ser éstos de cerramiento y no estar rígidamente unidos a la estructura.

-Factor de reducción – Ductilidad.

Primeramente se adoptó un valor de ductilidad global nominal de 5 (cinco) según establece el reglamento, para pórticos de hormigón armado con o sin mampostería. En base al valor del periodo fundamental de vibración (periodo en el plafón del diagrama) se adoptó un valor del coeficiente de reducción igual a la ductilidad global nominal $\mu = 5$.

-Corte Basal – Fuerza sísmica horizontal.

Con los parámetros obtenidos anteriormente se calcula el corte basal y la fuerza sísmica por nivel mediante la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{W_k \times h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_i} \times V_0$$

Este análisis se realiza para las dos direcciones principales de la construcción. Con los valores obtenidos de fuerza sísmica global se determinan los cortantes globales por cada nivel.



-Coeficiente de regularidad vertical CRV – Índice de sobrerresistencia (ISR)

Conforme a la configuración estructural se determina el ISR mínimo y promedio, con el cual se puede determinar el CRV como sigue:

$$CRV = \frac{ISR_{min}}{ISR_{promedio}}$$

De esta manera se obtiene un nuevo valor corregido de ductilidad global de $\mu = 4,2$. De este modo se hace una iteración para determinar los valores definitivos de fuerza sísmica horizontal y cortante por piso.

-Centro de rigidez.

Para evaluar la rigidez de piso de cada pórtico según las dos direcciones principales, se emplea el Método de Wilbur. Aplicando el teorema de Varignon determinamos la posición del centro de rigidez (CR) para cada nivel.

-Centro de masa CM – Centro de corte CV

En base a los pesos de los elementos estructurales y no estructurales y aplicando el teorema de Varignon respecto a un punto, obtenemos la posición del centro de masa por piso, y con estos la posición del centro de corte.

-Caso de torsión: momentos torsores.

En base a los valores de posición del CV y CR, se calculan las excentricidades y con éstas, los respectivos momentos de torsión según cada una de las direcciones analizadas. El caso de torsión corresponde al caso (b): Estructura asimétrica constituida por planos sísmo resistentes verticales de comportamiento similar (pórticos). Luego se controla la verticalidad del centro de corte y del centro de rigidez.

-Coeficientes de distribución.

Con los valores de rigidez relativa por pórtico y por piso se determinan los coeficientes de distribución del cortante por pórtico y por piso:

β_D = coef. de distribución de corte directo

β_T = coef. de distribución de corte por torsión

-Distribución de cortantes

Se efectúa la distribución del corte global por piso, en base a los coeficientes obtenidos, considerando la acción del corte directo y corte por torsión para esa dirección, más el efecto del corte por torsión de la otra dirección de análisis. De esta forma se suman los cortes obtenidos que tengan el mismo sentido y además teniendo en cuenta la mayor de las siguientes combinaciones:

$$V_x + 0.30.V_y$$

$$0.30.V_x + V_y$$



De esta manera se obtiene la distribución del cortante por piso y por pórtico, con el cual por diferencia entre valores consecutivos se puede obtener la respectiva fuerza sísmica por piso y por pórtico, las cuales servirán para la determinación de los efectos sísmicos (momento, normal y corte) de los diferentes elementos estructurales.

2) ACCIÓN SISMICA VERTICAL

La acción vertical del sismo será tomada en cuenta únicamente en los balcones. Las fuerzas sísmicas se suponen proporcionales a los pesos de acuerdo a la siguiente expresión dada por el Reglamento INPRES CIRSOC 103 Parte I.-

$$F_v = \pm C_v \cdot \gamma_d \cdot W$$

$$C_v = 0.52 \text{ (coeficiente sísmico vertical)}$$

$$\gamma_d = 1 \text{ (factor de zona sísmica)}$$

$$W = \text{(carga gravitatoria de los balcones considerando el 100\% de la sobrecarga útil).}$$

El máximo momento será:

$$M_u = \frac{q_u \times l_x}{2} + \frac{F_v}{l_y} \times \frac{l_x}{2}$$

$$q_u = \text{en kg/m}^2$$

$$F_v = \text{kg (suponemos esta fuerza aplicada en el baricentro de la sección)}$$

$$M_u = \text{kgm/m Con este momento dimensionamos la armadura superior.}$$

Fuerza mínima vertical ascendente

$$F_v = -0.25 \cdot \gamma_d \cdot W$$

El momento de esta fuerza es:

$$M_u = -\frac{F_v}{l_y} \times \frac{l_x}{2}$$

Según como se muestran en la planillas adjuntas

PREDIMENSIONADO Y ANÁLISIS DE CARGA - MÓDULO N° B,C

A) Losas

Las losas se las clasificó como unidireccionales o bidireccionales en función de la relación de luces (luz mayor / luz menor) siendo mayor a dos para las primeras y menor o igual a dos para las segundas respectivamente. Se determinó la carga permanente (D) constituida por las cargas muertas de peso propio, peso de cielorraso, carpetas de nivelación, mezclas de asiento, pisos, etc más la sobrecarga de uso (L) en función del destino establecido. Para tener en cuenta el peso de muros sobre losas se adoptó la teoría simplificada de considerar el peso del muro como una carga uniformemente distribuida en toda la losa; esto es válido debido a que los pesos de muros son menores a 800kg/m. Se determinó la carga última $q_u = 1,2.D + 1,6.L$ para la verificación de resistencia y la carga $q_w = (D + 0.25.L)$ para la determinación de los efectos sísmicos. Para el cálculo de solicitaciones en losas cruzadas se empleó el método aproximado de MARCUS-LOSSER, el cual se basa en el comportamiento elástico de las losas y en el tipo de apoyo (empotrado ó articulado), siempre para losas apoyadas en sus cuatro

bordes. Para la determinación de solicitaciones de losas armadas en una dirección se emplearon las ecuaciones de la estática.

B) Vigas

Se determinó la carga de losas sobre vigas (reacciones) mediante los valores obtenidos mediante el método de Marcus-Losser. Para el predimensionado de vigas se obtuvieron alturas mínimas en función de la luz, adoptándose una altura superior por razones de efectos sísmicos. Para la determinación de la carga total sobre vigas, además de las reacciones de losas se añadió la incidencia de muros y de peso propio. Posteriormente se hizo una verificación de resistencia del hormigón bajo cargas gravitatorias de modo que el momento último sea menor al momento crítico correspondiente a la condición de falla dúctil.

C) Columnas

Los lados de las columnas surgen de tener en cuenta una condición de rigidez ($L/10$) y el lado mínimo que establece el reglamento INPRES CIRSOC 103 para la correspondiente zona sísmica, el cual resulta para la "Zona II" de 25cm. La carga total de las columnas se obtiene sumando al peso propio de las mismas, las reacciones de vigas que concurren a la misma y la carga de la columna superior.

ESTADOS DE CARGA E HIPÓTESIS CONSIDERADAS SEGÚN EL NUEVO METODO POR CAPACIDAD

Para el análisis y dimensionamiento de los distintos elementos estructurales (losas, vigas y columnas) Los estados de carga que se tuvieron en cuenta son los que se indican a continuación:

- E_H ($MD+1E+f1L$): carga gravitatoria permanente
- $E_v=0,20*b*D*\gamma_d$: Según el nuevo método será carga gravitatoria permanente
- E_H : acciones sísmicas

Las hipótesis empleadas para determinar las combinaciones de efectos (momento flector, esfuerzo normal y esfuerzo de corte) más desfavorables, corresponde a la combinación crítica (mayor) de las siguientes alternativas:

Hipótesis:

- 1) 1.2.MD
- 2) 1.2.MD+1E+f1L
- 3) 0.9.MD+1E
- 4) 0.9.MD-1E
- 5) 1.2.MD+1EH
- 6) 1.2.MD -1EH

No se considera necesaria la verificación bajo acción simultánea de viento y sismo. A continuación se muestra los estados de carga de momento flector, correspondiente Estado Envolvente:

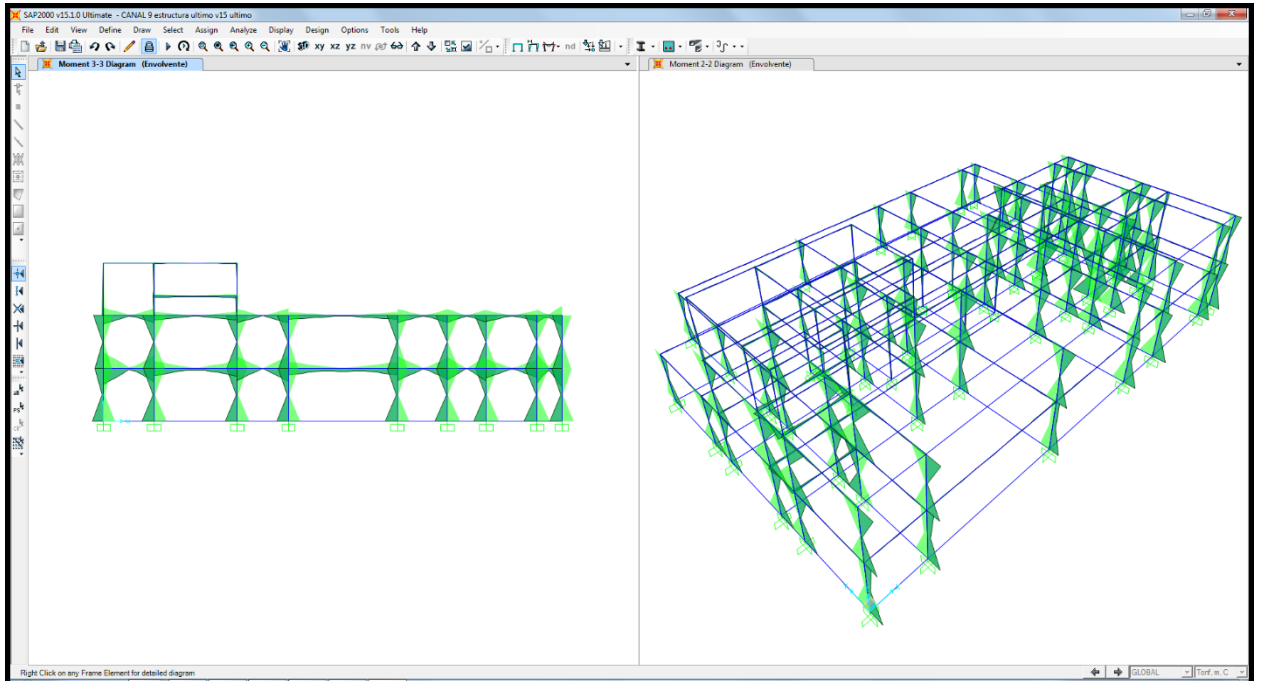


UTN

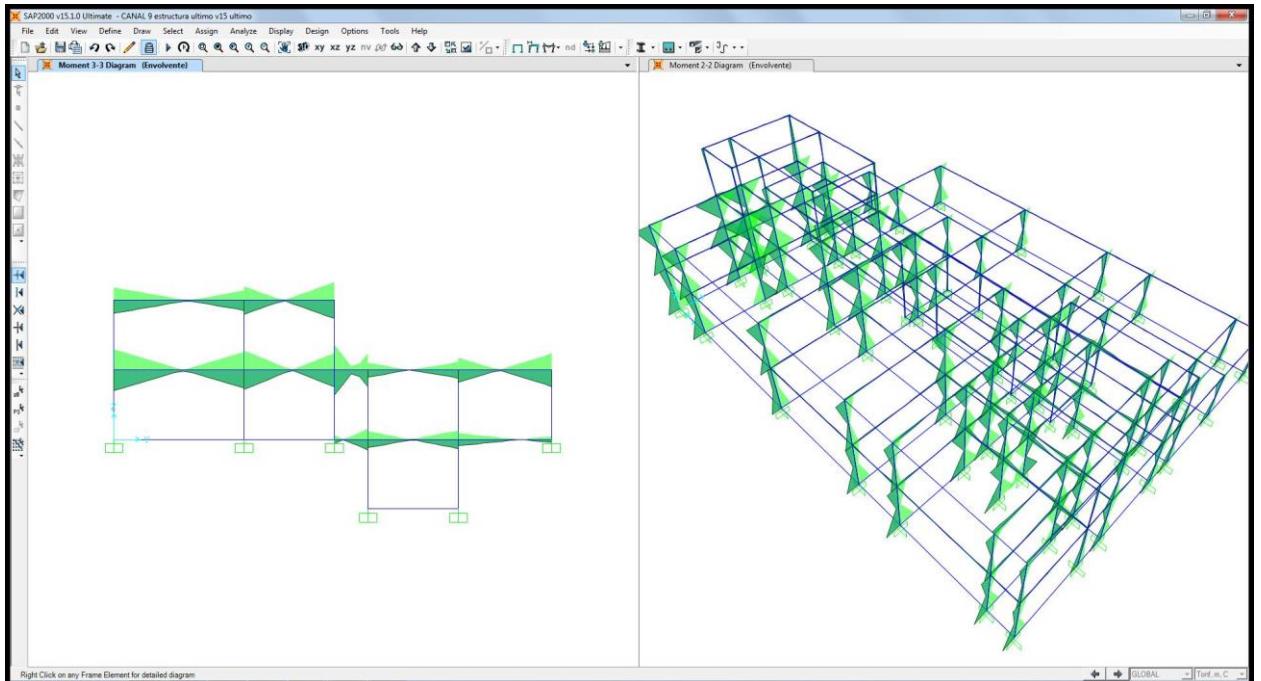
EDIFICIO DEL CANAL NUEVE RTR



PORTICO N° 3x



PORTICO N° Ey



DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS A FLEXIÓN

1) Solicitaciones de Diseño:

Conforme al reglamento INPRES CIRSOC 103, Parte II, las solicitaciones últimas de diseño surgen de amplificar las solicitaciones últimas por uno (1).

2) Características de los materiales

Hormigón: H-21 → $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

Acero: ADN-420 → $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3) Determinación de armaduras

Con el momento último de diseño y las dimensiones de la sección que surgen del predimensionado, se calcula el correspondiente coeficiente Kr mediante la siguiente fórmula:

$$Kr = \frac{M_u}{b \times h^2 \times f'c}$$

Con este valor, de tabla se determina el correspondiente coeficiente Kz . La sección de armadura teórica de cálculo surge de la siguiente expresión:

$$A^\circ = \frac{M_u}{Kz \times h \times Fy}$$

De esta manera se obtuvieron las armaduras teóricas de las tres (3) secciones de cada viga, tanto en la parte inferior y en la parte superior con la siguiente denominación:

As1: sección armadura inferior izquierda

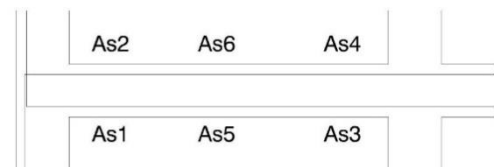
As5: sección armadura inferior en el tramo

As3: sección armadura inferior derecha

As2: sección armadura superior izquierda

As6: sección armadura superior en el tramo

As4: sección armadura superior derecha



4) Verificación de cuantías: se verifica que la cuantía de armadura cumpla con los siguientes valores prescritos en el reglamento:

a) En cualquier sección

$$\rho_{\min} = 0.033$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

b) En secciones extremas

5) Determinación de barras y diámetros

Con el valor de cuantía definitiva se determina la sección teórica de cálculo en cada una de las posiciones mencionadas anteriormente y luego se determina el número de barras y diámetro que satisfagan esa sección. El criterio fue elegir dos barras extremas del mayor diámetro (perchas) para poder armar la viga. Y se agregan barras adicionales para alcanzarla sección necesaria.

6) Verificación de relaciones entre armaduras longitudinales



Se realiza esta verificación para cumplir las condiciones de ductilidad según establece el reglamento INPRES CIRSOC 103, Parte II, el cual establece:

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS A CORTE

1) Solicitaciones de Diseño:

Conforme al reglamento INPRES CIRSOC 103, Parte II.

2) Tensión última de corte y tensiones límites

La tensión última de corte se obtiene mediante la siguiente expresión;

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS A FLEJO-COMPRESIÓN

Conforme al reglamento INPRES CIRSOC 103, Parte II, las solicitaciones de momento flector últimas de diseño, surgen de amplificar las solicitaciones últimas por 1,35.

Con el esfuerzo normal y el momento de diseño se determinan los esfuerzos reducidos como sigue:

$$n = \frac{N^*_{U}}{h \times b \times}$$

$$m = \frac{M^*_{U}}{b \times h^2}$$

En el ábaco correspondiente se determina la cuantía mecánica μ' , la cual multiplicando por la relación β_R/β_S se obtiene la correspondiente cuantía geométrica, que multiplicada por la sección se obtiene la correspondiente armadura teórica por cara y para cada dirección analizada.

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS A CORTE

Se procede de manera similar que para las vigas siguiendo las prescripciones del reglamento INPRES CIRSOC 103, Parte II.

DISEÑO DE FUNDACIONES

1) Consideraciones Generales

El tipo de fundación elegida son zapatas aisladas. Las zapatas B₁-B₂-B₃-B₄-B₇-B₈ -B₉-B₁₁-B₁₂-B₁₃-B₁₄-B₁₇-B₁₈-B₁₉-B₂₀-B₂₁-B₂₂-B₂₈-B₂₉-B₃₀-B₃₁-B₃₅-B₃₆-B₄₅-B₄₆-B₄₇-B₅₀-B₅₁-B₅₂-B₅₃-B₅₄-B₅₅-B₄₆-B₄₇-B₅₀-B₅₁-B₅₂-B₅₃-B₅₄-B₅₅ con carga centrada, son cuadradas y las zapatas B₉-B₁₀-B₁₁-B₁₂-B₁₃ son rectangulares y con carga excéntrica y B₃₇-B₃₈-B₃₉-B₄₀-B₄₁-B₄₂-B₄₃ para las bases de muro armado se adoptó una tensión admisible de suelo menor (1kg/cm²) y por ende un menor coeficiente de seguridad para la capacidad de carga; con esto se logra obtener dimensiones mínimas razonables.

A los fines de simplificar la ejecución de las fundaciones, se agruparon aquellas columnas con cargas similares, modulando las dimensiones de las bases.

Las bases B₂₁ correspondientes a las columnas (C₂₁) respectivamente, será la columna donde cruzan los pórticos P_{3x} y P_{ey} con sus respectivas columnas.

En subsuelo, se tuvo que proyectar un tabique de submuración en todo sus lados el cual fue adoptado teniendo en cuenta la bifurcación de la onda que llegan a los transmisores de onda que habrá alojado en ese lugar (Jaula de FARADEY) el cual fue dimensionado como muro para resistir la presión lateral del suelo.

2) Características de los materiales

Hormigón: H-21 → $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

Acero: ADN-420 → $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3) Hormigón de limpieza

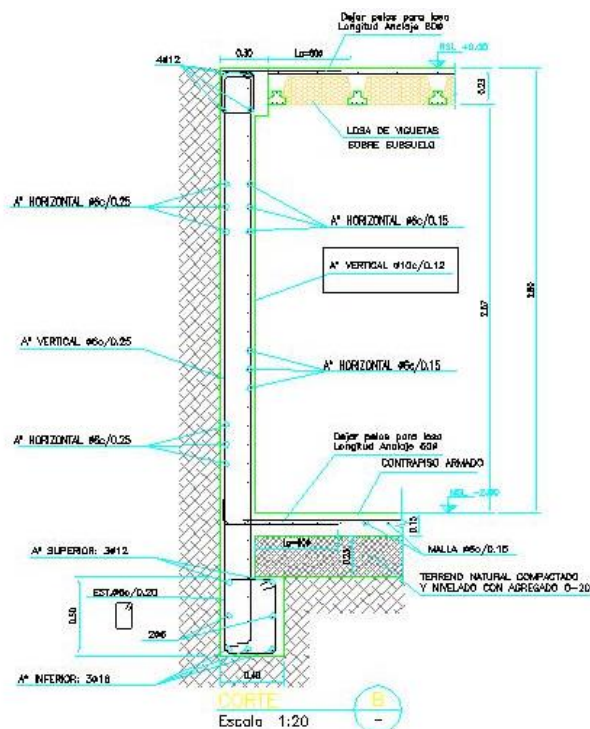
Previo al llenado de zapatas aisladas, se colocará un hormigón de limpieza de 5cm de espesor, tipo H-13.

TABIQUE - MURO DE SOSTENIMIENTO EN SUBSUELO

En subsuelo se proyectan muros de sostenimiento de hormigón armado, en una longitud total, conforme al perímetro del ambiente, de 56,7 m. Éstos se componen de una losa vertical y como base de la estructura zapata corrida.

Para su dimensionado se tuvo en cuenta los valores obtenidos del el estudio de suelo, los que resultaron:

Detalle A:

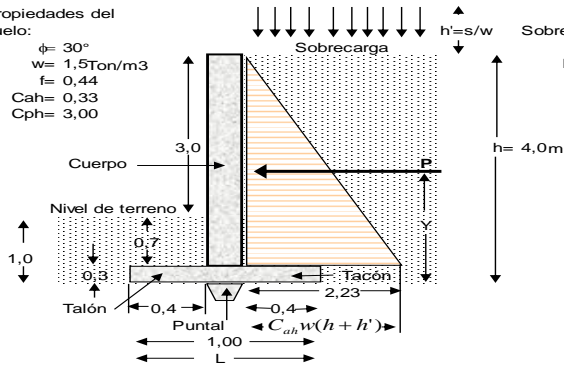




DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN
Muro de contención en voladizo

Propiedades del suelo:

$\phi = 30^\circ$
 $w = 1,5 \text{ Ton/m}^3$
 $f = 0,44$
 $C_{ah} = 0,33$
 $C_{ph} = 3,00$



Sobrecarga(S):
Viva(L): 250 kg/m²
Muerta(D): 432 kg/m²
S= 682 kg/m²
h'= 0,45 m
h= 3,7 m
 $P = \frac{1}{2} C_{ah} w h (h + 2h')$
P= 4,26 Ton
 $y = \frac{h^2 + 3hh'}{3(h + 2h')}$
Y= 1,44 m

CALCULO ESTRUCTURAL

P= 4,26 Ton
Y= 1,44 m
Mu= 10,40 Ton-m

Especificaciones

H-21 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Peso esp. H° $W_c = 2,4 \text{ Ton/m}^3$

$\rho_{max} = 0,016$
 $\rho = 0,008$

Mu = 304 Ton-m
 $\Phi b d^2$
 $\Phi = 0,9$
b = 1,0m
d = 0,195m
d' = 0,07m
e_{min} = 0,26m
e = 0,20m
d = 0,13m
recubrimiento
Seleccionado

Resistencia a cortante:

apartir de d de la base: 0,13 m
h= 3,87 m
P= 4,62 Ton
Vu= 7,86 Ton
 $\Phi = 0,85$
 $\Phi V_c = \Phi 0,53 \sqrt{f' c b d} = 8,49 \text{ Ton}$
 $\Phi V_c > V_u$
empuje del suelo
Cumple

CALCULO DEL REFUERZO

Refuerzo vertical: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $\Phi = 0,9$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
b = 1,0m $W_c = 2,4 \text{ Ton/m}^3$
esp muro d = 0,13m
d' = 0,07m
e = 0,20m
Mu = 683,96 Ton-m
 $\Phi b d^2$
Mu = 10,40 Ton-m
 $\rho_{min} = 0,0033$
 $\rho = 0,0220$
As = 28,54 cm²/m
As = 4,29 cm²/m

Varilla seleccionada: N°12 As= 1,1 cm²

Refuerzo vertical en el muro: 27 Varillas/m

Usar varil N°12 espaciadas 3,7037 cm

Refuerzo cara opuesta:

$\rho = 0,0012$
As = 1,56 cm²/m

Varilla seleccionada: N°12 As= 1,1 cm²

Refuerzo vertical en el muro: 2 Varillas/m

Usar varil N°12 espaciadas 50 cms

Refuerzo horizontal:

$\rho = 0,002$

As = 2,6 cm²/m

Varilla seleccionada: N°12 As= 1,1 cm²

Refuerzo vertical en el muro: 3 Varillas/m

Usar varil N°12 espaciadas 33,333 cms



La estructura se encuentra en zona 1, donde el hormigón es capaz de resistir por sí solo la baja tensión de tracción generada. Por lo tanto no requiere armadura de corte.

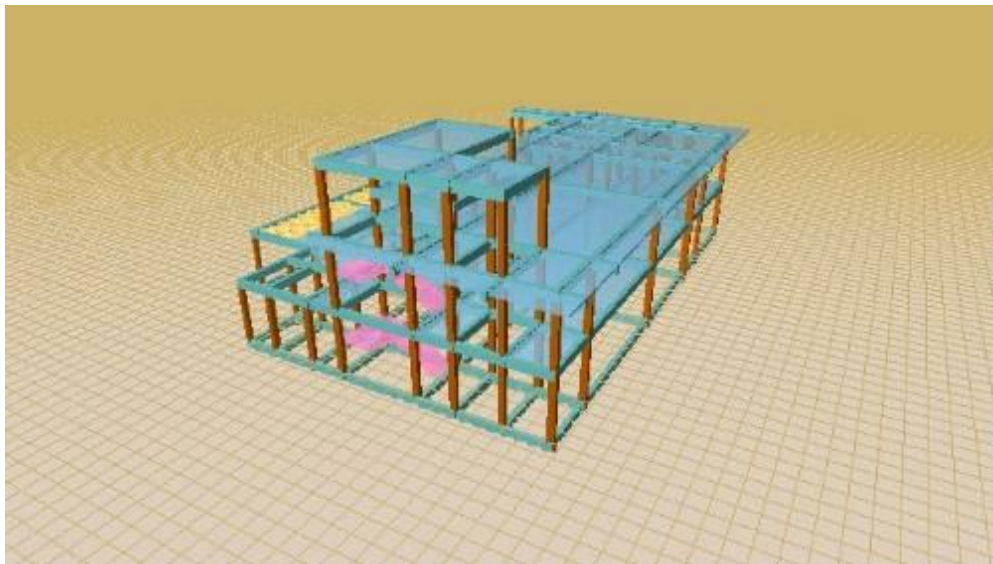
No obstante se coloca una ligera armadura transversal en el borde superior donde apoyan las losas y dado que existen diámetros de armadura mayor a 14 mm, se colocan también, ganchos en forma de "S" por m^2 .

SOFTWARE Y PROGRAMAS UTILIZADOS

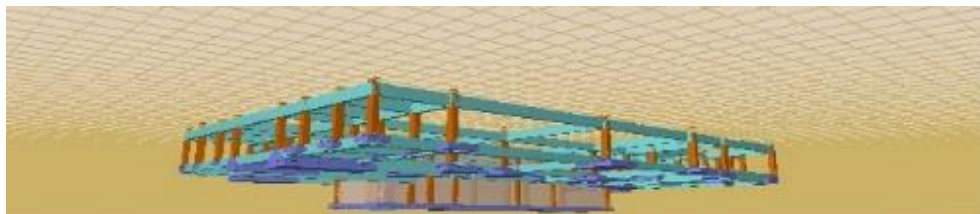
Para el análisis de los pórticos P3x y PEy del Módulo B, se utilizó el programa SAP2000 v15 1.0 determinar las solicitaciones de momento, corte y normal en los distintos elementos estructurales. Cabe resaltar que dicho programa trabaja en el plano y en el espacio, incorporándole las combinaciones previstas.

A su vez la totalidad de la estructura (Módulo B y Módulo C) se analizó mediante un software de cálculo tridimensional (CYPE Ingenieros), considerando la reglamentación nueva vigente (CIRSOC 201 y CIRSOC 103 PARTE II), mediante el cual se obtuvieron los esfuerzos y dimensionado de todos los elementos de la superestructura.

Estructura del modulo



Vista de fundaciones



CONCLUSION

Las planillas que se adjuntan corresponden al Módulo B para el cual se efectuó un análisis de carga, predimensionado, determinación de solicitaciones y dimensionado de los pórticos P3x y PEy y la columna correspondiente a la intersección de los mismos (C21)