



CAPITULO 6

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

6.1 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Estos elementos se diseñan para resistir los requerimientos a flexión y corte que en estas se presentan por acción de su peso propio, el piso terminado, tabiques y sobrecarga, siendo el diseño a flexión el más importante.

6.1.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño de estos elementos se modelaron las losas haciendo uso del SAP2000 considerando como cargas actuantes las cargas muertas y vivas, además se consideraron las combinaciones de cargas indicadas en la Norma E60 del RNE las mismas que nos permiten hallar los momentos últimos (M_u) de diseño.

Después de haber obtenido los momentos últimos actuantes sobre el aligerado procedemos a realizar el cálculo del refuerzo necesario.

6.1.2 DISEÑO POR CORTE

De las hojas de cálculo utilizadas para el cálculo de los momentos también se pueden obtener las fuerzas de corte actuantes en cada tramo del aligerado para después reducirlos a "d" de la cara del apoyo. En el diseño por corte se debe verificar que se cumpla con la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \Phi V_c$$

Donde: V_u = fuerza de corte actuante

$$V_c = \text{resistencia del concreto} = (0.53 \sqrt{f_c} b_w d)$$

$$\Phi = 0.85$$

b_w = espesor de la vigueta (10 cm.)

h = espesor de la losa

d = peralte efectivo del aligerado ($h - 4.0$) en cm.

Si no se cumple con esta condición se deben realizar ensanches alternados o continuos según sea la necesidad.

María Maribel Jihaja Chumacero
ARQUITECTA
C.A.R. 8420
REG. CONSULTOR
U 106175

Gustavo A. Zagarra Rodríguez
ING. CIVIL
R. CIP. 87685





Expediente Técnico

"REHABILITACION DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL N°389 EN LA URBANIZACION IGNACIO MERINO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA"

45
4
UNIDAD DE ATENCIÓN AL CIUDADANO
FOLIO
MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA

DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA EN UN SENTIDO EN EL MODULO 1.

Cargas consideradas para el diseño de Losa aligerada en un sentido $h=0.20m$

$$S/C= 300$$

$$f_c= 210 \text{ kg/cm}^2$$

Metrado de cargas para 0.40m de longitud.

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 0.30\text{tn/m}^2 * 0.40\text{m} = 0.12\text{tn/m}$$

$$\text{Tabiques y acabados} = 0.25\text{tn/m}^2 * 0.40\text{m} = 0.10\text{tn/m}$$

$$\text{Total C.M} = 0.22\text{tn/m}$$

Gustavo A. Zagarra Rodríguez
ING. CIVIL
M. CIP. 87685

Carga Viva:

$$\text{Total C.V} = 0.30\text{tn/m}^2 * 0.40\text{m} = 0.12\text{tn/m}$$

En el diseño de los elementos estructurales (vigas y losas) se han escogido los elementos más desfavorables en aquellas zonas donde se han variado las condiciones iniciales de diseño (Sobrecargas).

6.2 DISEÑO DE VIGAS

El concepto de diseño utilizado es conocido como **diseño a la rotura** que selecciona las dimensiones de las secciones de concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que la resistencia sea adecuada para sostener fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de cargas, considerablemente mayores que las que se espera actúen realmente durante el servicio normal.

6.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el área de acero (A_s) se seguirá el siguiente procedimiento:

$$\begin{aligned} & \text{Mu (Ton-m)} \\ & K_u = \text{Mu} / b d^2 \\ & C = K_u / (\phi * f_c) \\ & W = (1 - (1 - 4 * 0.59 * C)^{0.5}) / (2 * 0.59) \\ & \rho = w * f_c / f_y \\ & A_s (\text{cm}^2) = \rho * b * d \end{aligned}$$

Karla Maribel Jibaja Chumacero
ARQUITECTA
C.A.F. 8420
REG. CONSULTOR
C 106175

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA
V° B°
DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
14



Expediente Técnico

"REHABILITACION DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL N°389 EN LA URBANIZACION IGNACIO MERINO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA"



Donde:

Mu = Momento último.

b = ancho de la viga definido en el predimensionamiento.

d = (d = h - 4 cm) para vigas peraltadas; (d = h - 2.5 cm) para vigas chatas

F = 0.9 (Por ser por flexión)

ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Las cantidades de acero máximo y mínimo son las siguientes:

As mínimo = $0.70 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.70 * \sqrt{210} * b * d = 0.0024 b d$

As máximo = $0.75 * A_{sb} = 0.0159 b d$ (Equivalente a decir que $K_u > 49$)


Gustavo A. Zegarra Rodríguez
ING. CIVIL
B. CIP. 87685

Las vigas están diseñadas para que tengan una falla dúctil que es provocada por la fluencia del acero, se presenta en forma gradual y está precedida por signos visibles de peligro como por ejemplo el ensanchamiento y alargamiento de grietas y el aumento notorio de deflexiones, comportamiento que difiere significativamente de una falla frágil, la cual implica una falla iniciada por el aplastamiento del concreto, la cual es casi explosiva y ocurre sin ningún aviso.

Si, en los resultados del análisis estructural por cargas de gravedad, se notará que en los apoyos extremos los momentos son prácticamente nulos, para el diseño se considerará que existe un momento negativo igual a " $w_u L_n^2/24$ " en estos puntos.

6.2.2 DISEÑO POR CORTE PARA VIGAS SISMORESISTENTES

Cuando las vigas no resisten cargas de sismo, vigas chatas o vigas peraltadas no sísmicas, la fuerza cortante última se calcula del diagrama de fuerzas cortantes, pero si las vigas son sismorresistentes se tendrá especial cuidado, para provocar la falla dúctil. Esto se logra dando mayor resistencia al corte que a la flexión. Para cumplir con este objetivo, se calcula la fuerza cortante última (V_u) mediante la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n , momentos nominales) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes. Entonces, la expresión a usar será:

$$V_u = V_u \text{ isostático} + (M_{ni} + M_{nd}) / l_n$$





Expediente Técnico

"REHABILITACION DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL N°389 EN LA URBANIZACION IGNACIO MERINO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA"

47 4 39
UNIDAD DE ATENCIÓN AL CIUDADANO
FOLIO
MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA

"Mni" y "Mnd" son los momentos nominales a flexión reales del elemento en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente; "ln" es la distancia de la luz libre del tramo de viga.

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el espaciamiento de los estribos se seguirá el siguiente procedimiento:

$$Vu \text{ a "d" cara}$$

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \text{ (ton)}$$

$$Vu / \phi$$

$$Vs = Vu / \phi - Vc$$

$$S \text{ (cm)} = Av \cdot Fy \cdot d / Vs$$

Gustavo A. Zegarra Rodríguez
ING. CIVIL
R. CIP. 87685

Donde:

$\phi = 0.85$ (Por ser por Corte)

Av = Área total de estribos (comúnmente utilizados 2 estribos de 3/8" = $2 \cdot 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$)

Vc = Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

Vs = Resistencia al cortante proporcionado por refuerzo

Verificando que la Resistencia al cortante proporcionado por refuerzo sea menor a:

$$Vs \text{ max} = 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$Vs < Vs \text{ max}$$

Se debe verificar los requisitos especiales para elementos sismorresistentes a flexión que exige la norma y asegure un comportamiento dúctil. Se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte del elemento ($2 \cdot h$). En esta zona el espaciamiento máximo será el menor valor de los siguientes:

$$S \leq d/4$$

$$S \leq 8db$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Donde:

d = peralte efectivo, ($d = h - 4 \text{ cm}$) para vigas peraltadas.

db = Menor valor del diámetro de barra

Notar que se escoge el menor valor de espaciamiento entre los tres señalados por la norma y el hallado por los cálculos.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

Karla Maribel Jhaja Chumacero
ARQUITECTA
C.A.P. 8420
REG. CONSULTOR
C 106175

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA
V° B°
DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS



Expediente Técnico

"REHABILITACION DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL N°389 EN LA URBANIZACIÓN IGNACIO MERINO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA"



$$S = 0.5 * d$$

Para el diseño final se colocará el primer **estribo** a 5cm de la cara y el resto según lo calculado.

6.2.3 CÁLCULO DEL MOMENTO ÚLTIMO Y DE LA CORTANTE ÚLTIMA

La norma NTE E-060 establece que momento último y la cortante última (M_u , V_u), para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) se obtendrá de la combinación más crítica, de las que a continuación se citan:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

CM: carga muerta.

CV: carga viva.

CS: carga de sismo.


Gustavo A. Zegarra Rodríguez
ING. CIVIL
B. CIP. 87885

6.3 DISEÑO DE COLUMNAS

6.3.1 GENERALIDADES

Las columnas son elementos estructurales que se diseñan por compresión y flexión simultánea además de corte, solicitaciones que son muy frecuentes en casi todos los tipos de estructuras de concreto.

El diseño de columnas se realizó por flexo compresión sobre la base de las mismas hipótesis del diseño en flexión.

6.3.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Si se analiza una sección transversal sometida a flexo compresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de carga y momento resistentes conforme se varíe la posición del eje neutro. A la curva que indica esta resistencia se le denomina Diagrama de Interacción.

Para la construcción del mismo se debe analizar el equilibrio de la sección, variando la ubicación del eje neutro.


Karla Maribel Iñaza Chumacero
ARQUITECTA
C.A.B. 8420
REG. CONSULTOR
C 106148 V° B°
MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA
DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS



Expediente Técnico

"REHABILITACION DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL N°389 EN LA URBANIZACIÓN IGNACIO MERINO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA"

44
4
FOLIO
MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA

En un diagrama de interacción se pueden encontrar el punto Po corresponde al caso en el que el momento actuante es cero y la carga axial es máxima. Para calcular el valor de este punto se hace uso de la siguiente fórmula:

$$\phi P_o = \phi(0.85 f'c(Ag - A_s) + A_s f_y)$$

Donde:

- Po : Resistencia nominal en compresión pura
- ϕ : Factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.70$)
- Ag : Área bruta de la sección transversal del elemento
- As : Área del refuerzo de acero longitudinal

Adicionalmente a este análisis, la Norma establece ciertas disposiciones para columnas que resistan fuerzas de sismo, estas son:

- 1 La resistencia especificada del concreto ($f'c$) no será menor que 210 kg/cm²
- 2 La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado 60
- 3 La cuantía de refuerzo longitudinal (ϕ) no será menor que 0.01 ni mayor que 0.04.

6.3.3 DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte es similar al efectuado para vigas, el cálculo de Vu de diseño se hace con los momentos nominales de la columna los cuales se obtienen del diagrama de interacción.

$$V_u = (M_{ni} + M_{ns}) / h_n$$

Donde :

- Mni : Momento nominal inferior
- Mns : Momento nominal superior
- hn : Luz libre de la columna

Además se debe cumplir:

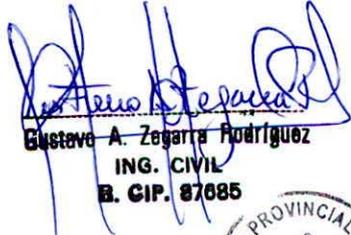
$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n \leq V_c + V_s$$

$$V_s = A_v f_y^* d / s$$

- Vn : Resistencia nominal
- Vc : Resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante
- Vs : Resistencia nominal del refuerzo a la fuerza cortante


 Karla Maribel Jibaja Chumacero
 ARQUITECTA
 C.A.P. 8420
 REG. CONSULTOR
 C 106175


 Gustavo A. Zegarra Rodríguez
 ING. CIVIL
 B. CIP. 87685


 MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA
 V° B°
 DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS



Expediente Técnico

"REHABILITACION DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL N°389 EN LA URBANIZACION IGNACIO MERINO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA"



Resistencia de Diseño

El cálculo de la resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante es similar al de las vigas con la única diferencia que en ese caso esta resistencia se incrementa debido a la carga axial.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d (1 + 0.071 N_u / A_g)$$

Donde:

N_u = Axial actuante

A_g = Área bruta

Resistencia Requerida

La fuerza cortante V_u se debe determinarse a partir de los momentos nominales en flexión.

6.3.4 REQUISITOS ESPECIALES PARA ELEMENTOS SISMORRESISTENTES A FLEXOCOMPRESIÓN

Se debe asegurar un comportamiento dúctil para lo cual se debe confinar al concreto en las zonas extremas del elemento (zona de rotulamiento), puesto que allí están los máximos esfuerzos internos. Las recomendaciones de la norma respecto a la distribución de estribos (acápito 13.7.2) es la siguiente:

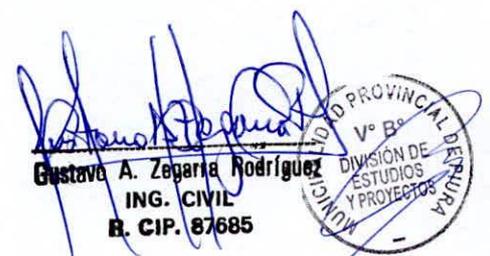
Se debe colocar en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud "lo" medida desde la cara del nudo y sea mayor que:

- 1 $l_n/6$
- 2 Máxima dimensión de la columna
- 3 45 cm

Debiendo ubicarse el primer estribo a no más de 5 cm de la cara del nudo.

Estos estribos estarán espaciados una distancia que no sea menor que:

- 1 La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento
- 2 10 cm





Expediente Técnico

"REHABILITACION DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL N°389 EN LA URBANIZACION IGNACIO MERINO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA"



El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento "lo" no debe ser mayor que:

- 1 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 2 La menor dimensión del elemento
- 3 30 cm

6.5 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transmitir al terreno las cargas de las columnas y placas. Estas cargas (fuerzas axiales, cortantes y momentos) producen un esfuerzo en el terreno, el cual no deberá exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

El diseño comprende dos etapas: el predimensionamiento, se considerará de 5% a 10% de las cargas de servicio como el peso propio de la zapata. Y el diseño de la cimentación que incluye el dimensionamiento del peralte y el refuerzo de acero requerido.

7.5.1 PASOS PARA DISEÑAR LA CIMENTACIÓN.

1 Paso: El primer paso es tratar que coincida el centro de gravedad con el centro de cargas. Después se debe realizar el dimensionamiento de la zapata de modo de obtener presiones menores o iguales a la presión admisible (en este caso es de 0.65 Kg/cm²).

2 Paso: Seguidamente se evalúan las presiones reales debido a las cargas y momentos actuantes con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_x \cdot X}{I_y} + \frac{6 \cdot M_y}{I_x} < \sigma_{adm}$$

Donde:

P: Carga vertical en servicio.

σ : Esfuerzo admisible del suelo reducido.

A: Área tentativa de la zapata.

I: Momento de inercia.

y: Distancia desde el eje neutro de la sección hasta la fibra en compresión más alejada.

3 Paso: En ningún caso los esfuerzos hallados deben exceder la capacidad portante del suelo, ni debe haber esfuerzos en tracción. Posteriormente para el diseño se tomará el máximo valor obtenido después de amplificar las cargas actuantes ($\sigma_{u \max}$)


 Karla Maribel Jibaja Chumacero
 ARQUITECTA
 C.A.F. 8420
 REG. CONSULTOR
 C 106175





Expediente Técnico

"REHABILITACION DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL N°389 EN LA URBANIZACION IGNACIO MERINO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA"



4 Paso: Diseño por fuerza cortante.

Se asume que la zapata actúa como viga, con una sección crítica ubicada a una distancia "d" de la cara de la columna o placa.

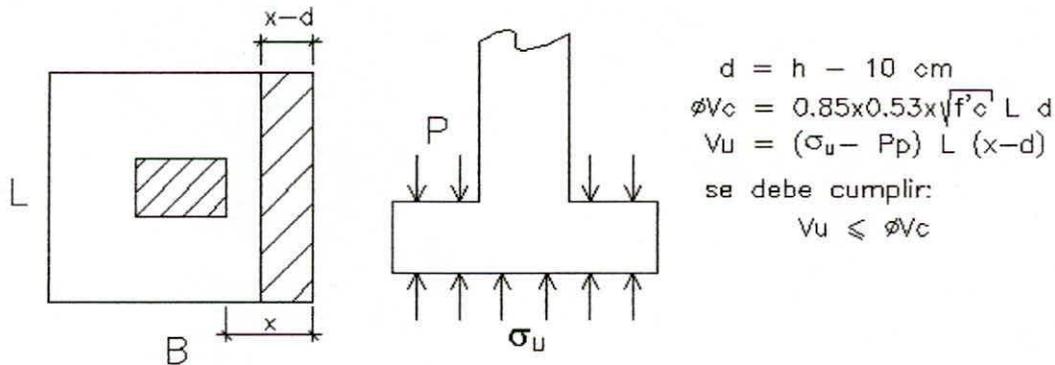


Fig. Diseño por corte de una zapata rectangular

Donde:

d: peralte efectivo de la sección, igual a "h-10 (en cm)

B: Ancho de la zapata en la dirección de análisis

f'c: Resistencia a la compresión del concreto

4 Paso: Diseño por punzonamiento

Se busca definir el peralte que tendrá la zapata, el cual será como mínimo 60 cm para asegurar que se desarrolle la longitud de anclaje de las barras longitudinales de los elementos verticales. En los cálculos, el peralte efectivo "d" se considerará igual al peralte total de la zapata menos 10 cm ($d = h - 10$).

Se asume que la zapata actúa como losa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro "Lo" sea mínimo, y este se presenta a "d/2" de la cara de la columna o placa.

Gustavo A. Zagarra Rodríguez
 ING. CIVIL
 D. CIP. 87685

María Maribel Jihaja Chumacero
 ARQUITECTA
 C.A.F. 8420
 REG. CONSULTOR
 C 106175





Expediente Técnico

"REHABILITACION DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INICIAL N°389 EN LA URBANIZACIÓN IGNACIO MERINO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA"

53
MUNICIPALIDAD DE ATENCIÓN AL CIUDADANO
4
FOLIO

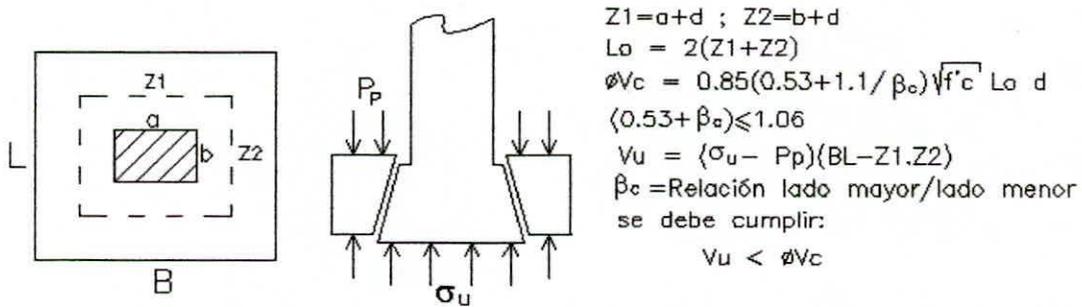


Fig. Diseño por punzonamiento de una zapata rectangular.

Donde

β_c : Relación del lado largo el lado corto del elemento vertical.

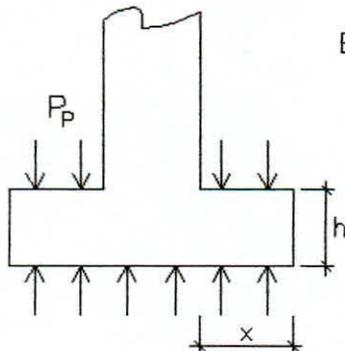
Lo : Es el perímetro de la sección crítica medida a "d/2" de la cara de apoyo.

En base a estas dos verificaciones se obtiene el peralte de la zapata.

4 Paso: Diseño por flexión

El diseño por flexión dará a conocer el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica, ubicado en la cara de los elementos verticales.

Se emplean las ecuaciones de flexión ya vistas en el caso de vigas y losas.



El momento por unidad de ancho será:

$$Mu = (\sigma_u - Pp) \times x^2 / 2$$

$$Mu = 0.90 A_s \cdot f_y (d - A_s \cdot f_y / (2 \times 0.85 f'c \cdot b))$$

donde $d = h - 10$

de donde obtenemos A_s

Fig. Diseño por flexión de una zapata rectangular

Karla Maribel Jibaja Chumacero
 ARQUITECTA
 C.A.F. 8420
 REG. CONSULTOR
 C 196175

Gustavo A. Zegarra Rodríguez
 ING. CIVIL
 B. CIP. 87685



MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE BLOQUE

46
54
UNIDAD DE ATENCIÓN AL CIUDADANO
FOLIO 4
MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE BUENOS AIRES

1. MEMORIA DE CALCULO

1.1 INTRODUCCION

Para el diseño de esta edificación se tendrá en cuenta la disposición de los ambientes interiores los cuales descansan sobre vigas, el diseño se hará en base a las normas y Estándares Nacionales. Para el análisis usaremos el Programa de Análisis y Diseño Estructural ETABS y versión 17.01 con el que hicimos los cálculos de verificación del diseño del concreto reforzado y la demanda de acero de refuerzo vs capacidad de resistencia.

1.2 UNIDADES

Todos los cálculos estructurales serán realizados usando como unidad de medida el Sistema Internacional (S.I.).

En los Cálculos de Estructuras, todas las dimensiones se expresarán en milímetros y los niveles en metros.

1.3 CÓDIGO Y NORMAS

Todos los diseños y detalles deberán ser desarrollados de acuerdo con las Normas Nacionales de Edificaciones que a continuación se listan en su última revisión:

- NTE E-020 Norma de cargas.
- NTE E-030 Norma de diseño sismo-resistente.
- NTE E-060 Norma de diseño en concreto armado.
- NTE E-050 Norma de Suelos y Cimentaciones.


Karla Maribel Ibañez Chumacero
ARQUITECTA
C.A.B. 8420
REG. CONSULTOR
C 106175

Adicionalmente se tendrá como referencia las siguientes Normas:

- ACI-318 - 2008 "Building Code Requirements for Structural Concrete" del American Concrete Institute.
- ACI 301-05 "Specifications for Structural Concrete for Buildings" del American Concrete Institute.
- ASCE 7-05 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- ASTM C 506 M Standard Specification for Reinforced Concrete.


Gustavo A. Zegarra Rodríguez
ING. CIVIL
CIP. 87685

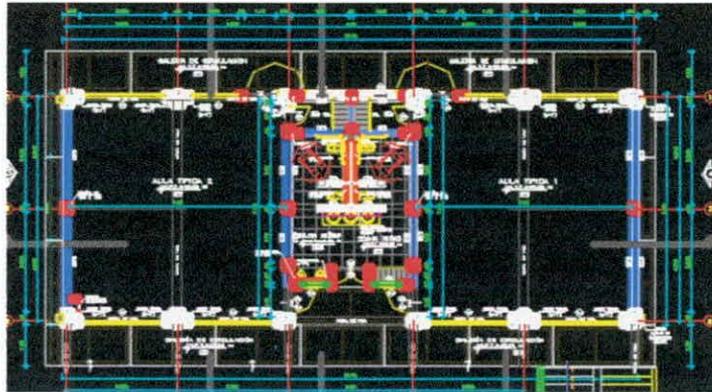

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE BUENOS AIRES
V° B°
DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

Cuando las Normas Nacionales presenten algunos vacíos, se empleará la Norma International Building Code IBC 2006

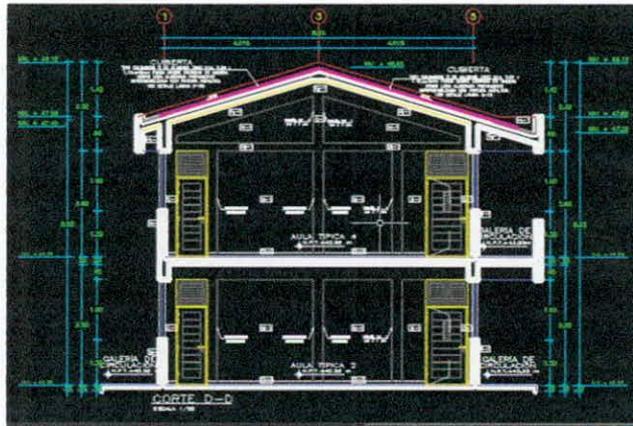
1.4 PLANOS Y DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Planos:

- Plano de arquitectónico del proyecto



PLANTA TIPICA PARA LOS DOS NIVELES



LA ELEVACION DE LA PLATA

[Signature]
Gustavo A. Zagarra Rodríguez
 ING. CIVIL
 R. C.I.P. 87685

[Signature]
Karla Maribel Jibaja Chumacero
 ARQUITECTA
 S.A.F. 8420
 REG. CONSULTOR
 C 106175

1.5 MATERIALES

1.5.1 CONCRETO

Los diseños se realizarán por durabilidad y por resistencia, aunque para esta última se considera lo siguiente:

La resistencia a la compresión especificada de los concretos a ser utilizados en el diseño de los diversos elementos estructurales de concreto armado y concreto simple son las siguientes:



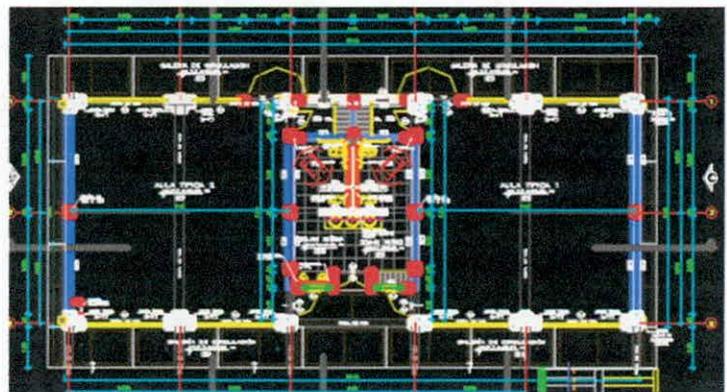
- Solados de concreto pobre
f 'c = 100 Kg/cm2 (8 Mpa.)
- Zapatas, vigas de cimentación, muros, etc.
f 'c = 210 Kg/cm2 (21 Mpa.)
- Elementos de superestructura (columnas, vigas, losas, etc.)
f 'c = 210 Kg/cm2 (21 Mpa.)
- Cimientos Corridos
f 'c = 140 Kg/cm2 (14 Mpa.)
(Alternativamente f 'c = 140 Kg/cm2 + 30% de PG T máx. 6")
- Sobrecimiento
f 'c = 175 Kg/cm2 (17.5 Mpa.)
(Alternativamente f 'c = 175 Kg/cm2 + 25% de PM T máx. 2")

1.5.2 ACERO DE REFUERZO

Las barras de acero de refuerzo para las estructuras de concreto armado deberán cumplir con la norma ASTM A – 615 grado 60.

1.6 GEOMETRIA DE LA EDIFICACION

La geometría está definida de la siguiente manera



En la figura 01 se observa la planta de la edificación

Gustavo A. Zegarra Rodríguez
Gustavo A. Zegarra Rodríguez
ING. CIVIL
R. CIP. 87685

1.7 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de diseño consideradas son las siguientes:

1.7.1 CARGA MUERTA

Los siguientes valores del peso unitario (γ) y carga son usados para:

- Concreto Armado 2400 Kg/m3
- Concreto simple 2200 Kg/m3
- Albañilería 1800 Kg/m3
- Contra - piso y cubierta 100 Kg/m2

Karla Maribel Jibaja Chumacero
Karla Maribel Jibaja Chumacero
ARQUITECTA
C.A.F. 8420
REG. CONSULTOR
C 106175

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL
V° B°
DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
CURA

1.7.2 CARGA VIVA

Las siguientes cargas se usarán en el diseño estructural:

- Carga viva de aulas S/C = 300 Kg /m2
- Carga techo S/C = 100 Kg /m2

1.7.3 CARGA DE SISMO

La evaluación de las cargas de sismo se realizará de acuerdo a lo indicado en la Norma de diseño sismo - resistente NTE-E030.

Los parámetros y la nomenclatura a utilizarse para la evaluación de las fuerzas sísmicas son los siguientes:

Ejes X:

ESPECTRO DE DISEÑO - NTE E.030 Actualizada

Región : PIURA
 Provincia : PIURA
 Distrito : PIURA
 Categoría : A2
 Zona : Z4
 Suelo : S3
 Sistema Estructural : Concreto Armado, Pórticos
 Verificación de Irregularidad : Irregular en Planta → $I_p = 1.0000$
 Irregularidad : Irregular en Altura → $I_a = 1.0000$

$$R = R_o I_p I_a \quad \frac{S_a}{R} = \frac{ZUCS}{R}$$

$Z = 0.45$
 $U = 1.50$
 $S = 1.10$
 $T_p = 1.00$
 $\Pi_L = 1.60$
 $R_o = 8.0$
 $R = 8.00$

$T < T_p \quad C = 2.5$
 $T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
 $T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

T	C	ZUCS/R
0	2.5	0.23203125
0.02	2.5	0.23203125
0.04	2.5	0.23203125
0.06	2.5	0.23203125
0.08	2.5	0.23203125
0.1	2.5	0.23203125
0.12	2.5	0.23203125
0.14	2.5	0.23203125
0.16	2.5	0.23203125
0.18	2.5	0.23203125
0.2	2.5	0.23203125
0.25	2.5	0.23203125
0.3	2.5	0.23203125
0.35	2.5	0.23203125
0.4	2.5	0.23203125
0.45	2.5	0.23203125
0.5	2.5	0.23203125
0.55	2.5	0.23203125
0.6	2.5	0.23203125
0.65	2.5	0.23203125
0.7	2.5	0.23203125
0.75	2.5	0.23203125
0.8	2.5	0.23203125
0.85	2.5	0.23203125
0.9	2.5	0.23203125
0.95	2.5	0.23203125
1	2.5	0.23203125
1.6	1.5625	0.14501953
2	1	0.0928125
2.5	0.64	0.0594
3	0.444444	0.04125
4	0.25	0.02320313
5	0.16	0.01485
6	0.111111	0.0103125
7	0.081633	0.00757653
8	0.0625	0.00580078
9	0.049383	0.00458333
10	0.04	0.0037125



Gustavo A. Zegarra Rodríguez
Gustavo A. Zegarra Rodríguez
 ING. CIVIL
 R. CIP. 87685

Karla Maribel Jibaja Chumacero
 ARQUITECTA
 C.A.P. 8420
 REG. CONSULTOR
 C 106175

MUNICIPALIDAD
 DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 Piura

Eje Y:

ESPECTRO DE DISEÑO - NTE E.030 Actualizada

Región : Piura
Provincia : PIURA
Distrito : PIURA
Categoría : A2
Zona : Z4
Suelo : S3

$$R = R_o I_p I_a \quad \frac{S_a}{R} = \frac{ZUCS}{R}$$

Sistema Estructural : Concreto Armado, Dual
Verificación de Irregularidad : Irregular en Planta \rightarrow $I_p = 1.0000$
Irregular en Altura \rightarrow $I_a = 1.0000$

Z = 0.45
U = 1.50
S = 1.10
T_p = 1.00
T_L = 1.60
R_o = 7.0
R = 7.00

$T < T_p$ C = 2.5
 $T_p < T < T_L$ C = 2.5 · $\left(\frac{T_p}{T}\right)$
 $T > T_L$ C = 2.5 · $\left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

T	C	ZUCS/R
0	2.5	0.26517857
0.02	2.5	0.26517857
0.04	2.5	0.26517857
0.06	2.5	0.26517857
0.08	2.5	0.26517857
0.1	2.5	0.26517857
0.12	2.5	0.26517857
0.14	2.5	0.26517857
0.16	2.5	0.26517857
0.18	2.5	0.26517857
0.2	2.5	0.26517857
0.25	2.5	0.26517857
0.3	2.5	0.26517857
0.35	2.5	0.26517857
0.4	2.5	0.26517857
0.45	2.5	0.26517857
0.5	2.5	0.26517857
0.55	2.5	0.26517857
0.6	2.5	0.26517857
0.65	2.5	0.26517857
0.7	2.5	0.26517857
0.75	2.5	0.26517857
0.8	2.5	0.26517857
0.85	2.5	0.26517857
0.9	2.5	0.26517857
0.95	2.5	0.26517857
1	2.5	0.26517857
1.6	1.5625	0.16573661
2	1	0.10607143
2.5	0.64	0.06788571
3	0.444444	0.04714286
4	0.25	0.02651786
5	0.16	0.01697143
6	0.111111	0.01178571
7	0.081633	0.00865889
8	0.0625	0.00662946
9	0.049383	0.0052381
10	0.04	0.00424286



Gustavo A. Zagarra Rodríguez
Gustavo A. Zagarra Rodríguez
ING. CIVIL
B. CIP. 87685

1.7.4 COMBINACIONES DE CARGA

De acuerdo a la condición de diseño que se esté verificando se emplearán las siguientes combinaciones de carga:

- Diseño de estructuras de concreto armado (Cargas últimas)

D1 = 1.4D+1.7L

D2 = 1.25D+1.25L±Ex

D3 = 1.25D+1.25L±Ey

D4 = 0.9D±Ex

D5 = 0.9D±Ey

Karla Maribel Jibaja Chumacero
Karla Maribel Jibaja Chumacero
ARQUITECTA
C.A.P. 8420
REG. CONSULTOR
C 106175



Dónde:

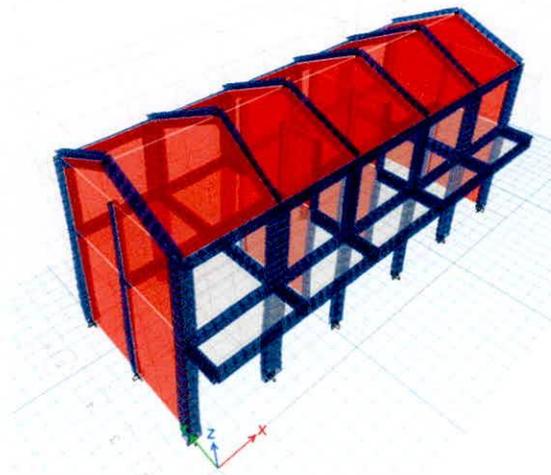
D = Carga Permanente

L = Sobrecarga

Ex, Ey = Cargas de Sismo en la dirección X e Y

1.7.5 CARGAS EN LOS ELEMENTOS

Las cargas en los elementos son la sobrecarga viva, carga por peso propio y carga por sismo los cuales serán aplicadas a la edificación para evaluar los efectos que producen estas en los diferentes elementos estructurales así como también evaluar los desplazamientos permisibles que deberá de cumplir dicha estructura.



Se muestra la edificación en 3D

[Signature]
Gustavo A. Zagarra Rodríguez
ING. CIVIL
B. CIP. 87685

[Signature]
Karla Maribel Jibaja Chumacero
ARQUITECTA
C.A.P. 8420
REG. CONSULTOR
C 106175

1.8 ANALISIS ESTRUCTURAL

La configuración estructural de la edificación es mediante pórticos de concreto en direcciones del Eje x y un sistema dual de pórticos y muros en dirección del Eje Y; ubicados ortogonalmente de manera de resistir adecuadamente las cargas verticales de servicio y las cargas horizontales debidas al sismo.

El entrepiso está conformado por una losa aligerada de 20cm de espesor a de una dirección.

Se efectuara a continuación las verificaciones de configuración estructural correspondientes para determinar si la estructura cumple con los desplazamientos

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SUCRE
Vº Bº
DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

laterales de entrepiso indicados en la norma sismo resistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.8.1 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica.

1.8.2 CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

A). PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros sísmicos considerados en el análisis son:

1) Coeficiente de Reducción

En la dirección X -Y

$R_y=8$ Coeficiente de reducción Pórticos

2) Altura de entrepiso

Primer Nivel:

$H_p= 5.3$ m

Segundo Nivel:

$H_s= 4.95$ m

3) Límites para el desplazamiento lateral entre Piso

Para sistema pórticos

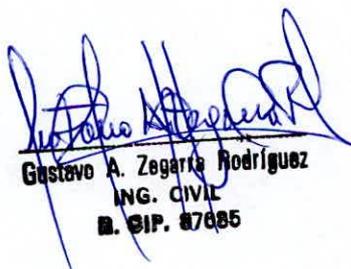
Deriva max = 0.007

Para sistema de pórticos

Deriva max = 0.007

4) Distorsión Relativa

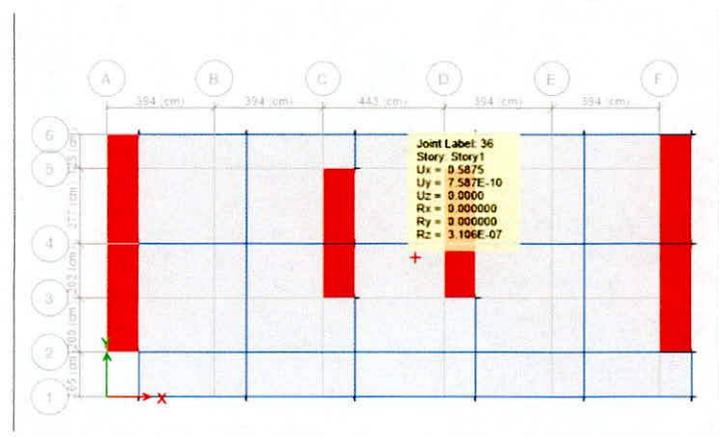

Karla Maribel Jibaja Chumacero
ARQUITECTA
C.A.F. 8420
REG. CONSULTOR
C 106175


Gustavo A. Zegarra Rodríguez
ING. CIVIL
R. CIP. 87885

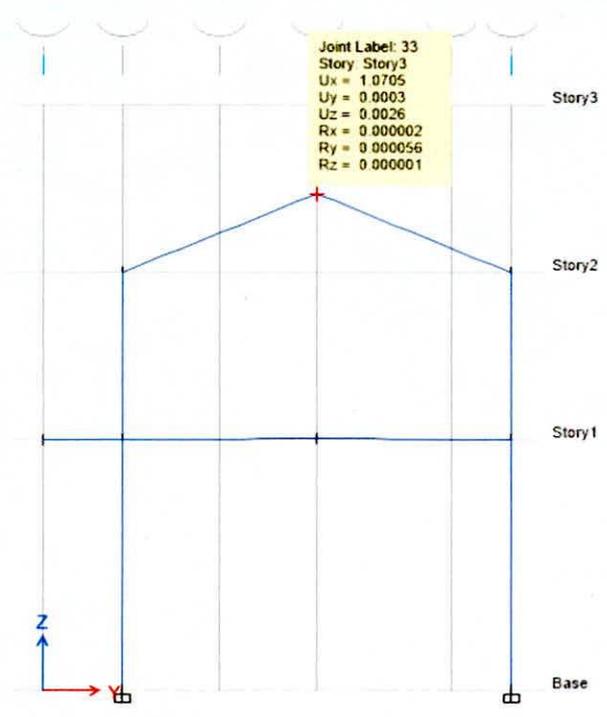


Análisis Dinámico

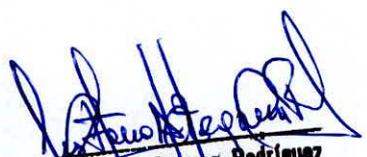
Dirección X



En la figura se muestra el desplazamiento máximo en el primer nivel 0.5875 cm



En la figura se muestra el desplazamiento máximo en el segundo nivel 1.0705 cm


Gustavo A. Zagarra Rodríguez
 ING. CIVIL
 R. OIP. 87685


Karla Maribel Jibaja Chumacero
 ARQUITECTA
 C.A.F. 8420
 REG. CONSULTOR
 C 106175

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PURA
 Vº Bº
 DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS