MEMORIA DESCRIPTIVA: ESTRUCTURAS

**PROYECTO**

**“MEJORAMIENTO DE LA GESTIÓN MUNICIPAL Y SERVICIO ADMINISTRATIVO DE LA MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE ABANCAY”**

**SEPTIEMBRE - 2021**

MEMORIA DESCRIPTIVA: ESTRUCTURAS

**1.0 INTRODUCCIÓN**

La presente memoria de cálculo tiene como objetivo brindar una descripción de los parámetros de diseño estructural adoptado, así como de los criterios considerados para el diseño de los elementos estructurales del proyecto **“MEJORAMIENTO DE LA GESTIÓN MUNICIPAL Y SERVICIO ADMINISTRATIVO DE LA MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE ABANCAY”** ubicado enla ciudad de Abancay Provincia de Abancay Region Apurimac.

**2.0 UBICACIÓN**

El proyecto **“MEJORAMIENTO DE LA GESTIÓN MUNICIPAL Y SERVICIO ADMINISTRATIVO DE LA MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE ABANCAY”** se encuentra ubicado enla ciudad de Abancay Provincia de Abancay Region Apurimac.

**3.0 CODIGOS Y REGLAMENTOS**

El Reglamento Nacional de Edificaciones tiene por objetivo normar los criterios y requisitos mínimos para el diseño, cuya aplicación es obligatoria en el ámbito nacional. Las normas contenidas en el Título III del reglamento nacional de edificaciones que serán empleadas son:

* Norma de cargas E.020
* Norma de diseño Sismorresistente E.030 (2018)
* Norma de Suelos y Cimentaciones E.050 (2018)
* Norma de Concreto Armado E.060
* Norma de Albañilería E.070
* Norma de Estructuras Metálicas E.090

**4.0 MATERIALES**

* **Concreto**

Los elementos estructurales del edificio serán de concreto armado, tanto la cimentación, elementos verticales, elementos horizontales y losas de techos.

Resistencia nominal: f´c= 280 kg/cm2

Módulo de elasticidad: E= 15,000\*280^0.5= 250,998 kg/cm2

En principio se considera usar cemento Portland Tipo I, para todos los concretos.

* **Acero de refuerzo**

ASTM A-615 Grado 60

Esfuerzo de fluencia fy = 4200 kg/cm²

Módulo de elasticidad Ec=2x10^6 kg/cm2

* **Albañilería confinada no portante “Bloque Tipo P”**

Resistencia a la comprensión f’m = 74 kgf/cm² (mínima)

Bloques NP

Acero ASTM A-615, fy = 4200 kgf/cm²

* **Acero estructural**

Perfiles tubulares ASTM A500 Gr B (ANSI/AISC 360-10)

Esfuerzo de fluencia fy= 3160 kg/cm2

Módulo de elasticidad Es= 2039432.43 kg/cm2

Planchas metálicas ASTM A36

Esfuerzo de fluencia fy= 2549 kg/cm2

Módulo de elasticidad Es= 2141404.05 kg/cm2

Soldadura Electrodo AWS E-70XX

Pernos estructurales, de acero, tratados térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 830-725 MPa, ASTM A325.

**5.0 CONSIDERACIONES DE LA CIMENTACIÓN**

* En las excavaciones realizadas, se ha encontrado un perfil homogéneo compuesto superficialmente hasta los 6.0 m de profundidad preponderantemente de ***suelos granulares gruesos (gravas)*** de buena compacidad, levemente húmedas.
* Se recomienda cimentación superficial, cimientos corridos de concreto simple y/o zapatas aisladas y corridas de concreto armado.
* La capacidad portante definida para las condiciones de cimentación definidas de profundidad de cimentación dimensiones de zapatas establecidas en el cuadro de cálculo, son las siguientes:

|  |  |
| --- | --- |
| Cimentación | Qadm = 1.28 kg/cm2 |

**Nota: Dichas capacidades admisibles cumplen para cualquier dimensión de zapata y cimientos corridos según lo coordinado con el Ing. de suelos.**

* Las profundidades de cimentación previstas para el cálculo de la capacidad portante son las siguientes:

Cimientos Df = 2.00 m

* No se encontró concentraciones perjudiciales de elementos químicos en los suelos por lo que para la ejecución de los trabajos pueden usarse ***Cementos tipo I*** y/o ***Cemento Portland Puzolánico IP.***
* No se ha encontrado presencia de nivel freático en la zona de estudio.
* Los asentamientos elásticos están en el orden de 1.686 cm menores a los normativos permitidos 2.54cm.
* No se encuentra evidencia de licuación de suelos, suelos colapsables ni expansividad de suelos.

**6.0 CARGAS DE DISEÑO**

**6.1 Cargas muertas (D)**

Incluye el peso de las cargas permanentes tales como carga muerta, peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, tabiques, equipos, ductos, tuberías, protección contra incendio u otros elementos permanentes. La estimación de cargas verticales se evaluará conforme a la Norma de Cargas E-020 que forma parte del Reglamento Nacional de Edificaciones.Para el metrado de carga muerta se empleará los siguientes pesos específicos:

1. Concreto: 2400 kgf/m³
2. Albañilería: 1800 kgf/m³
3. Piso terminado: 100 kgf/m²
4. Tabiquería no portante: 190 kgf/m²

**6.2 Cargas vivas (L)**

Son cargas producto del uso o la ocupación de la estructura. Incluye el peso de las personas, equipos misceláneos, material almacenado y cualquier otro elemento movible. La carga viva y las reducciones de carga viva, serán las establecidas en el artículo 6 de la Norma E.020. Las sobrecargas empleadas para los ambientes son:

1. S/C sobre Techos típicos: 500 kgf/m² (Oficinas – Salas de Archivo)
2. S/C sobre escaleras: 400 kgf/m²
3. S/C sobre Corredores: 400 kgf/m²
4. S/C en Azotea: 400 kg/m2 (Jardines en Azotea).

**6.3 Carga viva de techo (Lr)**

En caso de la Azotea se usará la sobrecarga de techo indicadas en la Norma RNE E.020 para este tipo de estructuras.

**6.4 Cargas de sismo (E)**

Las estructuras y elementos no estructurales deberán diseñarse para las cargas sísmicas de acuerdo a la Norma RNE E.030-2018.

**TABLA 1: FACTORES SÍSMICOS Y CATEGORÍA DE LA ESTRUCTURA**

**FUENTE: ESTUDIO GEOLÓGICO**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| **FACTORES** | **DESCRIPCION** | **VALORES** |
| Z | : Zona 2 | 0.25 (Cusco) |
| U | : Factor de importancia | 1.50 (Categoría A2) |
| S | : Suelo (S2) | 1.20 |
| Tp | : Periodo del suelo (para definir la plataforma  del espectro) | 0.60 |
| TL | : Periodo para definir el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante | 2.00 |
| Rx | : Sistema de muros de concreto armado | 5.25 |
| Ry | : Sistema de muros de concreto armado | 3.78 |

**6.5 Carga de empuje lateral de terreno (h)**

Las estructuras enterradas y de contención de terrenos serán diseñadas para tomar los empujes laterales del suelo.

**TABLA 2: PARÁMETROS DE EMPUJE DE SUELOS**



*Fuente: Estudio de suelos*

**6.6 Cargas debidas a los fluidos (f)**

Se consideran el peso y el empuje lateral de los fluidos en estructuras retenedoras de líquidos, actuando en su altura máxima definida.

Según recomendación de la **Norma ACI 350-06**, capitulo 7 para muros en contacto con líquidos se recomienda un espesor de 20 cm como mínimo. En nuestro caso se colocará muros de 30 cm.

Detalles de refuerzo: Para muros con espesor mayor a 20 cm se debe colocar una cuantía de refuerzo mínimo de acero de 0.003 por contracción del concreto y contacto con líquidos.

Peso específico del agua: ϒagua= 1ton/m3

**7.0 COMBINACIONES DE CARGA**

Conforme al artículo 19 de la Norma E.020 Cargas del RNE.

**7.1 Diseño por esfuerzos admisibles**

Dimensionado de cimentaciones. Según artículo 15.2.4 y 15.2.5 de la Norma E060 de Concreto armado RNE.

**7.2 Diseño por estado límite último- Concreto armado**

Conforme a la Norma E.060 Concreto Armado del RNE. Las combinaciones de carga empleadas para el análisis son:

1. 1.4D+1.7L
2. 1.25D+1.25L+CSX
3. 1.25D+1.25L-CSX
4. 1.25D+1.25L+CSY
5. 1.25M+1.25V-CSY
6. 0.9D+CSX
7. 0.9D-CSX
8. 0.9D+CSY
9. 0.9D-CSY

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga Viva

CSX: Carga de sismo en la dirección X. Esta carga contiene el efecto del sismo lateral y el sismo vertical.

CSY: Carga de sismo en la dirección Y. Esta carga contiene el efecto del sismo lateral y el sismo vertical.

**7.3 Diseño por estado límite último- Estructuras metálicas**

Conforme a la Norma E090 Estructuras metálicas del RNE. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

1. 1.4D
2. 1.2D+1.6L+0.5Lr
3. 1.2D+1.6Lr+0.5L
4. 1.2D+1.6Lr+0.8W
5. 1.2D+1.3W+0.5L+0.5Lr
6. 1.2D±1.0Csx+0.5L
7. 1.2D±1.0Csy+0.5L
8. 0.9D±1.0CSx
9. 0.9D±1.0CSy
10. 0.9D±1.3W

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

Lr: Carga viva en azotea

Csx: Carga de sismo en la dirección x

Csy: Carga de sismo en la dirección y

W: Carga de viento

**8.0 ESTRUCTURACIÓN**

El edificio principal del proyecto **“MEJORAMIENTO DE LA GESTIÓN MUNICIPAL Y SERVICIO ADMINISTRATIVO DE LA MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE ABANCAY, DISTRITO DE ABANCAY - PROVINCIA DE ABANCAY - DEPARTAMENTO DE APURIMAC**

**”** tiene 5 niveles y un sótano. El edificio se compone de cuatro sectores separados por juntas sísmicas de 10cm.

Las columnas son de dimensiones de 0.40x0.70m, las vigas principales son de dimensiones 0.40x0.90m. El sistema de techado es de losas Aligeradas con un peralte de 25cm. Las placas son de ancho 0.25m a 0.40m. La altura total del Bloque 1 y 2 es 16.80m; del Bloque 3 es 23.71m.En el último nivel a +21.00 m, existe una cobertura metálica todo el Bloque 3.

**9.0 ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

**9.1 Análisis sísmico**

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pretensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para la concepción estructural del proyecto, se tendrá en cuenta la importancia de los siguientes aspectos:

* Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
* Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
* Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
* Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación
* Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
* Deformación lateral limitada.
* Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
* Consideración de las condiciones locales.
* Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

Para este proyecto los sistemas de piso son losas macizas de concreto armado que funcionan como **diafragmas rígidos**, por lo tanto, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación.

Para el análisis sísmico se utilizó el método **dinámico modal espectral**, considerando como criterio de superposición la combinación cuadrática completa (C.Q.C.) de los modos necesarios.

El valor de las fuerzas sísmicas que actúan sobre las estructuras se calculó considerando los siguientes parámetros:

* ***Factor de uso, U***: La norma E-030 considera a las universidades como edificaciones esenciales (Categoría A2), entonces le corresponde un factor de uso U = 1.50.
* ***Excentricidad accidental para cada dirección (Efectos de torsión):*** Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (*Fi*) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (*Mti*) que se calcula como:

Mti = ± Fi · ei

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (*ei*), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

**El programa ETABS permite ingresar la excentricidad accidental de 0.05 en todos los modelos**.

* ***Peso, P:*** Para las estructuras que se clasifican como categoría A2, el peso que se ha considerado para el análisis sísmico es el debido a la carga muerta permanente más el 50% de la carga viva (100%CM + 50%CV).
* ***Modos de vibración***: Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.
* ***Aceleración espectral:*** Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

Sa = Z × U ×C ×S × g

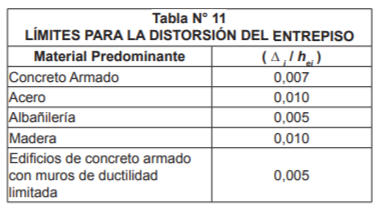
R

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

**9.2 Deformaciones permisibles**

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11 de la Norma E030 de Diseño Sismorresistente.



Para el proyecto las deformaciones de entrepiso no deberán exceder la deriva permisible de 0.007‰.

**10.0 DISEÑO ESTRUCTURAL**

**10.1 Concreto armado**

Para el diseño de concreto armado se utilizó la metodología del diseño por resistencia, que consiste en amplificar las solicitaciones sobre las estructuras por factores λ y se reducen las resistencias nominales por factores φ. La ecuación general del diseño por resistencia es:

λQ ≤ Ø Rn

Los factores de reducción del diseño por resistencia están indicados en el capítulo 9 de la NTE E.060 y tienen los siguientes valores:

* Flexión sin carga axial Ø =0.90
* Carga axial y carga axial con flexión:

1. Carga axial de tracción con o sin flexión Ø =0.90

(b) Carga axial de compresión con o sin flexión Ø =0.75

* Cortante y torsión Ø =0.85
* Aplastamiento Ø =0.70
* Concreto Simple (todas las solicitaciones) Ø =0.65

***10.1.1 Diseño por flexión***

El diseño por flexión se realizará para las vigas, losas y escaleras del proyecto, para este caso la ecuación del diseño por resistencia toma la forma de:

Mu ≤ Ø Mn

Para el cálculo de la resistencia φ Mn se tomará las hipótesis básicas del concreto armado y se utilizará las hipótesis simplificadoras de la norma E.060 que son el uso del bloque equivalente de compresiones y la hipótesis de que el acero es elastoplástico perfecto.

***10.1.2 Diseño por cortante***

Para el diseño por contante, la ecuación de resistencia toma la forma de:

Vu≤ Ø Vn

Para el cálculo de la resistencia φ Vn se tomará en cuenta el aporte del concreto y el aporte del acero de los estribos, siendo la ecuación la siguiente:

ØVn = ØVc+ØVs

Donde Vc y Vs, se calculan de la siguiente manera en unidades de kilogramos fuerza y centímetros.

* , para vigas
* , para columnas
* , para espaciamiento de estribos

Y como máximo:

***10.1.3 Diseño por flexo-compresión***

El diseño de los elementos verticales como son las columnas, se realizó utilizando el estado de cargas por flexión y carga axial. Para este caso el diseño por resistencia debe cumplir en simultáneo:

Pu ≤ Ø Pn, y Mu ≤ Ø Mn

**10.2 Acero estructural**

Para el diseño de acero estructural se utilizó la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (AISC- LRFD), que está basado en los conceptos de estado límite de resistencia y servicio. Para el método LRFD la resistencia de diseño de cada sistema o componente estructural deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas. La resistencia de diseño φRn para cada estado límite se calculará multiplicando la resistencia nominal Rn por el factor de resistencia φ .

λQ ≤ Ø Rn

Los factores de reducción del diseño por resistencia los siguientes valores:

* Sección total en tracción Ø =0.90
* Sección neta de conexión en tracción Ø =0.75
* Elementos en flexión Ø =0.90
* Elementos en compresión axial Ø =0.85
* Pernos en tracción Ø =0.75

***10.2.1 Resistencia de diseño en tracción***

10.2.1.1 Método LRFD

La resistencia de diseño de elementos en tracción φt Pn debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en el área total y de rotura en el área neta.

1. Para fluencia en el área total:

φt = 0,90

Pn = Fy Ag

1. Para rotura en el área neta:

φt = 0,75

Pn = Fu Ae

Donde:

Ae = área neta efectiva.

Ag = área total del elemento.

Fy = esfuerzo mínimo de fluencia especificado.

Fu = resistencia mínima a la tracción especificada

Pn = resistencia axial nominal

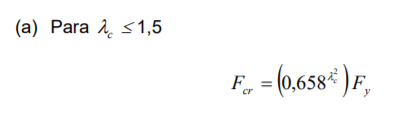
***10.2.2 Columnas y otros elementos en compresión***

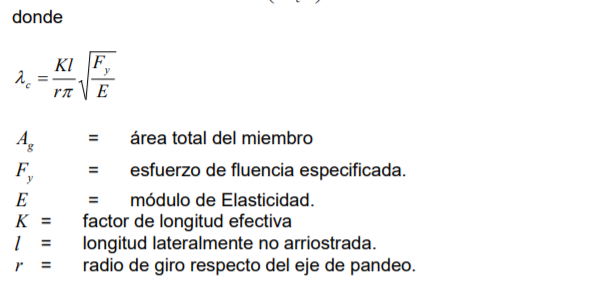
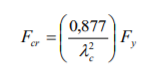
10.2.2.1 Método LRFD

La resistencia de diseño para pandeo por flexión en miembros comprimidos en los que sus elementos tienen una relación ancho - espesor menor a λr de la Sección 2.5.1 es φcPn donde:

φc =0,85

Pn = Ag Fcr



***10.2.3 Vigas y otros elementos en flexión***

10.2.3.1 Método LRFD

La resistencia nominal en flexión Mn es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de: (a) fluencia; (b) pandeo lateral torsional; (c) pandeo local del ala y, (d) pandeo local del alma. Para vigas compactas arriostradas lateralmente con Lb ≤ Lp, solamente es aplicable el estado límite de fluencia. Para vigas compactas no arriostradas, tees no compactas y ángulos dobles, solamente son aplicables los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional. El estado límite de pandeo lateral torsional no es aplicable a elementos sujetos a flexión con respecto a su eje menor o perfiles cuadrados o circulares.

* **Fluencia**

La resistencia de diseño a flexión de vigas, determinada por el estado límite de fluencia, es φbMn :

φb = 0,90 Mn = Mp

Donde: Mp = momento plástico (=Fy Z≤1,5My para secciones homogéneas)

My = momento correspondiente al inicio de la fluencia en la fibra extrema debido a una distribución elástica de esfuerzos (=Fy S para secciones homogéneas y Fyf S para secciones híbridas).

* **Pandeo lateral torsional**

Este estado límite solamente es aplicable a elementos sujetos a flexión con respecto a su eje mayor. La resistencia de diseño a la flexión, determinada por el estado límite de pandeo lateral torsional, es φbMn :

φb = 0,90

Mn = resistencia nominal

***10.2.4 Conexiones***

Las conexiones están formadas por las partes involucradas de los miembros que se conectan (por ejemplo, las almas de las vigas), los elementos de conexión (por ejemplo, planchas de nudo, ángulos, cartelas) y los conectores (soldaduras, pernos). Estos componentes deben ser dimensionados de manera que su resistencia iguale o exceda la determinada por el análisis estructural para las cargas actuantes en la estructura o una proporción especificada de la capacidad de los elementos conectados, la que sea adecuada.

***10.2.4.1 Conexiones simples***

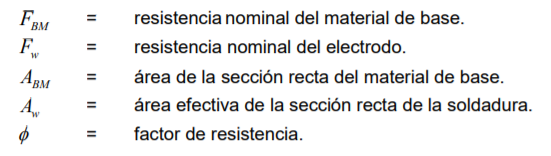
Salvo que en los planos aparezca una indicación en contrario, las conexiones de vigas o armaduras deben de diseñarse como flexibles para resistir solamente las reacciones de corte. Las conexiones flexibles de las vigas deben permitir los giros de ellas como simplemente apoyadas. Para cumplir esto, se permite una deformación inelástica limitada.

***10.2.4.2 Conexiones a momento***

Las conexiones de vigas o armaduras restringidas en sus extremos, deben diseñarse para la acción combinada de fuerzas resultantes de la acción de cortantes y momentos inducidos por la rigidez de las conexiones.

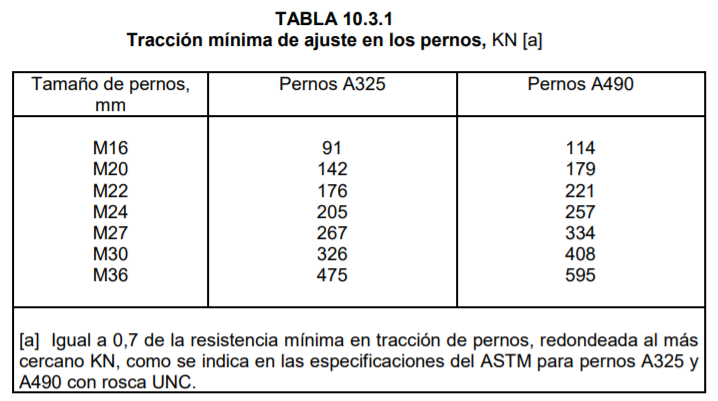
***10.2.4.3 Soldaduras***

Para el método LRFD la resistencia de diseño de las soldaduras será el menor valor de φFBM ABM y φFw Aw cuando sea aplicable. Los valores de FBM φ, y Fw y sus limitaciones están dados en la Tabla 10.2.5.1, donde:



***10.2.4.4 Pernos de alta resistencia***

Se considera pernos de alta resistencia los que cumplen las Normas ASTM A325 y ASTM A490.



**10.3 Diseño de cimentaciones**

***10.3.1 Diseño de zapatas***

Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas amplificadas (Diseño por Resistencia) y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño dispuesto en el Capítulo 15 de la Norma E060 de Concreto Armado.

Según el artículo 15.2.4 de la Norma E 060 de Concreto armado se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento.

Según el artículo 15.2.5 de la Norma E 060 de Concreto armado se podrá determinar los esfuerzos en el suelo o las fuerzas en pilotes, las acciones sísmicas podrán reducirse al 80% de los valores provenientes del análisis, ya que las solicitaciones sísmicas especificadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente están especificadas al nivel de resistencia de la estructura.

***10.3.1.1 Momentos flectores en zapatas***

Para una zapata aislada el momento máximo amplificado, *Mu*, debe calcularse en la forma indicada en 15.4.1, en las secciones críticas localizadas como se indica a continuación:

(a) Para zapatas que soporten una columna, pedestal o muro de concreto, en la cara de la columna, pedestal o muro.

(b) Para zapatas que soporten muros de albañilería, en el punto medio entre el eje central y el borde del muro.

(c) Para zapatas que soporten una columna con plancha de apoyo de acero, en el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la plancha de acero.